



# Kennisprogramma Natte Kunstwerken

## Interactieve kennisbijdrage

*Toolkit voor scherper bepalen einde levensduur damwanden*

Welkom bij deze interactieve PDF. Begin door te klikken op de start knop. Daarna krijg je het volledige overzicht te zien. Door op de verschillende iconen te klikken kom je bij elk apart document. Je kan op elk moment weer terug gaan naar het overzicht door op het huisje linksonder te klikken.



**Diego Allaix**  
TNO

[diego.allaix@tno.nl](mailto:diego.allaix@tno.nl)



**Hans Brinkman**  
Deltares

[hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)



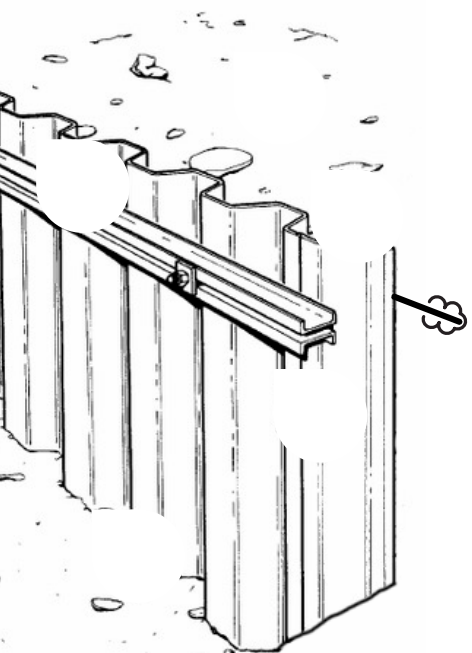
**Renger van de Kamp**  
Rijkswaterstaat

[renger.vande.kamp@rws.nl](mailto:renger.vande.kamp@rws.nl)



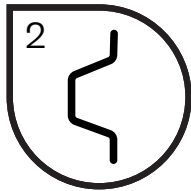
Onderzoeken  
van de actuele  
conditie

Beoordelen  
van het actuele  
gedrag



Beoordelen van  
de betrouwbaarheid

Beoordelen van  
het verwachte  
toekomstige gedrag



Dit protocol beschrijft een gestandaardiseerde bepaling van de wanddikte van aan water grenzende stalen damwanden op basis van ultrasone diktemetingen.

Dit protocol is bedoeld als generiek toepasbaar protocol voor de, anno 2020, meest toegepaste ultrasone wijze van staaldikte meten. Specifieke situaties/ lokale inzichten kunnen maatwerk vergen met mogelijk een eigen protocol, zoals bijvoorbeeld voor de kademuren in Rotterdam waarvoor het Havenbedrijf Rotterdam een eigen protocol heeft.


# Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen



## Over CROW

CROW bedenkt slimme en praktische oplossingen voor vraagstukken over infrastructuur, openbare ruimte, verkeer en vervoer in Nederland. Dat doen we samen met externe professionals die kennis met elkaar delen en toepasbaar maken voor de praktijk.

CROW is een onafhankelijke kennisorganisatie zonder winst-oogmerk die investeert in kennis voor nu en in de toekomst. Wij streven naar de beste oplossingen voor vraagstukken van beleid tot en met beheer in infrastructuur, openbare ruimte, verkeer en vervoer en werk en veiligheid. Bovendien zijn wij experts op het gebied van aanbesteden en contracteren.



Praktische kennis  
direct toepasbaar

# **Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen**

**Status: Definitief, 1 juni 2021**



## Voorwoord

Het "Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen/steeldiktebepaling van stalen damwanden met ultrasone metingen" is in het kader van het kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK) tot stand gekomen. In 2018 is de werkgroep Protocol gestart met haar werkzaamheden. In maart 2020 is het concept protocol in 4 damwandtrajecten als pilot toegepast en vervolgens is het protocol nader verfijnd en eind 2020 voltooid. Dit protocol beschrijft een gestandaardiseerde bepaling van de wanddikte van aan water grenzende stalen damwanden op basis van ultrasone diktemetingen. Dit protocol is bedoeld als generiek toepasbaar protocol voor de, anno 2020, meest toegepaste ultrasone wijze van staaldikte meten. Specifieke situaties/lokale inzichten kunnen maatwerk vergen met mogelijk een eigen protocol, zoals bijvoorbeeld voor de kademuuren in Rotterdam waarvoor het Havenbedrijf Rotterdam een eigen protocol heeft.

Fred Jonker (Voorzitter werkgroep Protocol)

Leden van de KpNK werkgroep Protocol

CROW: Jos Wessels  
Deltares: Hans Brinkman (Auteur) en Thomas Balder  
Havenbedrijf Rotterdam: Marc Wormmeester, Henk Voogt en Piet Louwen  
NEBEST: Mark Lodema  
Provincie Zuid-Holland: Remco Mulder  
Rijkswaterstaat: Arthur Lievens, Marloes Baijens, Martijn de Jong en Renger van de Kamp  
SGS Intron: Richard Meijninger  
TNO: Agnieszka Bigaj Van Vliet en Diego Allaix (corresponderend lid)  
Gemeente Amsterdam: Martin op de Kelder (corresponderend lid)

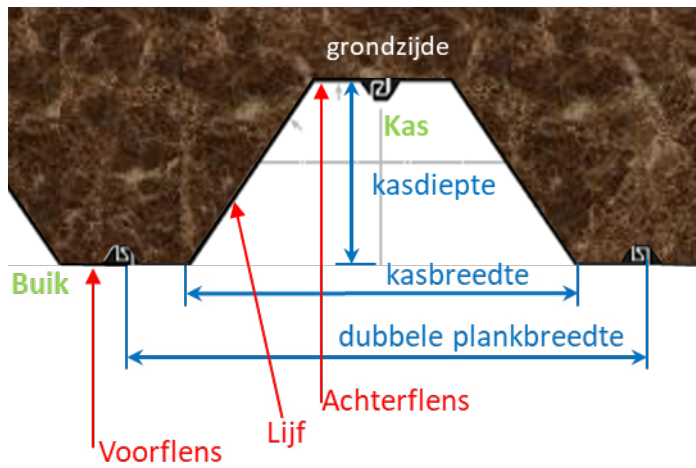
	In het <b>Kennisprogramma Natte Kunstwerken</b> (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluisen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.
	
	Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk <b>Kennisplan</b> inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen. Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op <a href="http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl">www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl</a> waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.
<b>NKWK</b>	De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn "Toekomstbestendige Natte Kunstwerken" binnen het <b>Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat</b> (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijn-ontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken. Meer informatie staat op <a href="http://www.waterenklimaat.nl">www.waterenklimaat.nl</a> .



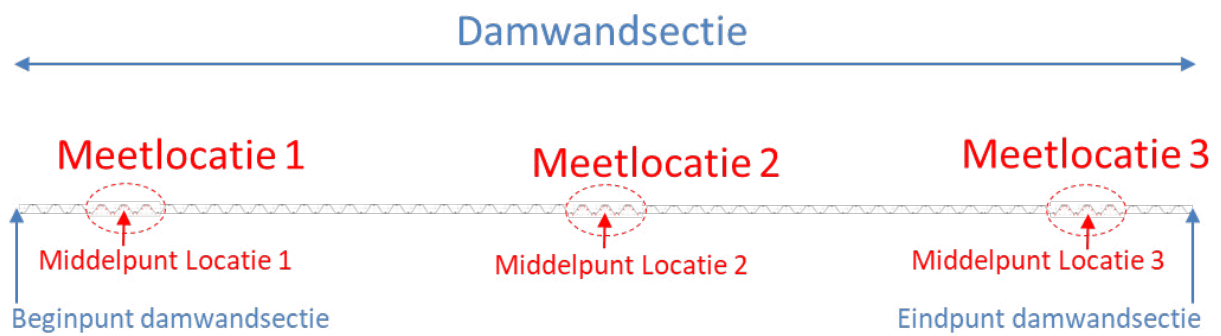
## Benamingen

Benaming	Betekenis
A-beeld	Grafische weergave van de echo van een puls van een ultrasone meting.
Achterflens	De achterste flens van vanaf de lucht/waterzijde gezien. De achterflens vormt de achterzijde van de damwandkas, zie figuur 1.
Bodem	Hieronder wordt het niveau van de onderwaterbodembodem verstaan op moment van de diktemeting (m NAP).
Damwandkas / kas	Gedeelte van de damwand/ de ruimte in de damwand constructie tussen de buik/ voorflenzen van de damwand, zie figuur 1.
Damwandkasdiepte	Hoogte van een (dubbel) de damwandprofiel minus eenmaal de flensdikte (mm), zie figuur 1.
Damwandsectie	Een strekking van de damwandconstructie met gelijke kenmerken: Dwarsdoorsnede, leeftijd, damwandplanktype en omgevingscondities, zie figuur 2.
Damwandslot	Mechanische verbinding tussen damwandprofielen.
Dubbele plankbreedte	Horizontale afstand tussen het hart van de sloten over een breedte van 2 damwandprofielen (mm), zie figuur 1.
Flens	Het vlakke gedeelte van damwandprofiel ter plaatse van uiterste vezels, zie figuur 1.
Gekwalificeerd personeel	Aantoonbaar deskundig personeel op de in het protocol vereiste aspecten.
Gemeten staaldikte	Met behulp van A-beeld bepaalde staaldikte (mm).
Gemiddeld dagelijks hoogwater	Bij getij gemiddeld hoogwater en in situaties zonder getij gemiddelde van de dagelijkse hoogste waterstanden (m NAP).
Gemiddeld dagelijks laagwater	Bij getij gemiddeld laagwater en in situaties zonder getij gemiddelde van de dagelijkse laagste waterstanden (m NAP).
Gemiddelde grondwaterstand	Gemiddelde grondwaterstand (m NAP).
Gemiddeld jaarlijks hoogste waterstand	Hoogste astronomisch getij en in situaties zonder getij is dat de gemiddeld hoogste waterstand met een herhaaltijd van 1 jaar (m NAP).
Gemiddeld jaarlijks laagste waterstand	Laagste astronomisch getij en in situaties zonder getij is dat de gemiddeld laagste waterstand met een herhaaltijd van 1 jaar (m NAP).
Gemiddelde waterstand	Gemiddelde waterstand (m NAP).
Horizontaal gemiddelde staaldikte	Gemiddelde van de staaldikte op een niveau/diepte /horizontale snede (mm).
Horizontaal gemiddelde staaldikte kas/lijf/buik	Gemiddelde van de staaldikte op een niveau/diepte /horizontale snede van respectievelijk de achterflenzen (kas), lijven en voorflenzen (buik) in (mm).
Initiële dikte	Dikte van het staal op moment van damwand installatie.
Jaar van damwandinstallatie	Dit is het jaartal dat de damwand in de grond is gebracht. Indien bij een groot complex/object het precieze jaartal niet bekend is dient hiervoor de opleverdatum van het complex/object te worden aangehouden en dat te vermelden in de bronvermelding.
Jaarlijks gemiddeld laagste grondwaterstand	De laagste grondwaterstand met een herhaaltijd van 1 jaar; dat is de grondwaterstand die gemiddeld 1 maal per jaar wordt overschreden (m NAP).
Kasbreedte	Horizontale afstand tussen de voorflenzen (mm), zie figuur 1.
Koudgevormd	Koudgevormde damwandprofielen die bij omgevingstemperatuur zijn gevormd naar hun damwandvorm uit warmgewalst staal.

Lijf	Het in meerdere of mindere mate schuin verlopende gedeelte van een damwandprofiel dat de twee flenzen verbindt, zie figuur 1.
Locatie	Zie Meetlocatie en figuur 2.
Meetlocatie	Is de locatie waar diktemetingen worden uitgevoerd op 6 aangrenzende damwandplanken, zie figuur 2. De benaming Meetlocatie wordt ook verkort tot Locatie. De ligging van een meetlocatie in RD-coördinaten is het hart/midden van een van de 6 aangrenzende damwandplanken. De nummering van de locaties over de damwandsectie is olopend te beginnen bij Locatie 1 het dichtst bij beginpunt van de damwandsectie.
Meetniveau	Is de diepte waarop op 6 aangrenzende damwandplanken de staaldikte wordt gemeten ter plaatse van 18 meetpunten.
Meetpunt	Eén van de 18 posities op 6 damwandplanken op een meetniveau waar een staaldikte meting dient te worden uitgevoerd.
Naar boven en naar beneden verplaatst meetpunt	De twee posities (5 cm boven en 5 cm onder) waar dient te worden gemeten wanneer ter plaatse van een meetpunt de dikte niet kan worden gemeten.
Noemenswaardige verticale grondwaterstroming	Een voor de corrosie noemenswaardige verticale grondwaterstroming door infiltratie/kwel/getij die kan zorgdragen voor versterkte aan- en afvoer van stoffen (zoals zuurstof maar ook nutriënten voor het corrosie proces). Dit kan alleen optreden in niet-cohesieve lagen zoals grind, zand en silt. De grondwaterstromingssnelheid in cohesieve lagen zoals klei en veen is altijd "niet noemenswaardig".
Nominale dikte	Dikte conform het tabellenboekje / brochure van de fabrikant.
Ontwerpbodemdiepte	In het ontwerp aangehouden gemiddelde bodemdiepte (m NAP).
Putcorrosie	Putvormige corrosie, ook wel pitting of selectieve corrosie genoemd.
Taster / probe	Het instrument dat op het te meten oppervlak wordt geplaatst dat enerzijds een korte ultrasone puls kan genereren en anderzijds de echo (terugkerende puls) kan meten.
Ultrasone puls echo techniek	Een techniek om op basis van terugkaatsing van ultrasone (geluid) puls de afstand tot de plaats van reflectie te bepalen, zoals bijvoorbeeld de staaldikte.
Voorflens / buik	De voorste flens vanaf de lucht/waterzijde gezien. De voorflens vormt de voorzijde van de damwand de buik, zie figuur 1.
Warmgewalst	Warmgewalste damwandprofielen die worden gewalst in hun damwandvorm na verhitting tot boven de rekristallisatie temperatuur van warmgewalst staal.
Waterkwaliteit	Onder waterkwaliteit wordt in het kader van dit protocol het zoutgehalte verstaan zoals: zout, brak, licht brak of zoetwater.
Weerstandsmoment	Mate waarin een doorsnede elastische of plastische weerstand kan leveren tegen buiging.
Zone A en B	Twee zones waarin aparte eisen aan de verticale tussenafstanden tussen de meetniveaus gelden. Zone A ligt boven zone B en de scheiding tussen de zones ligt 1 m beneden de gemiddeld jaarlijks laagste waterstand.



**Figuur 1** Schematische weergave damwanddoorsnede met de benamingen



**Figuur 2** Schematische weergave damwandsectie en locaties

# Inhoudsopgave

## Voorwoord

## Benamingen

## Inleiding

Doel	9
Doelgroep	9
Stappenplan	9
Bijlagen	10

## Stap 1 Meetmethode 11

Staaldikte meting	11
-------------------	----

## Stap 2 Aantal meetlocaties in een damwandsectie 16

Damwandsectie	16
Meetlocatie tussenafstand	16

## Stap 3 Meetconfiguratie dikte metingen per meetniveau 17

## Stap 4 Meetniveaus per meetlocatie 19

Meetniveau indeling	19
---------------------	----

## Stap 5 Andere waarnemingen per meetlocatie 22

Identificatie/verificatie profiel	22
Geometrie verticaal	23
Meetlocatie	23
Meetniveau	24

## Stap 6 Te verzamelen (archieff)gegevens 25

Locatie	25
Damwand	25
Water en bodem	25

## Stap 7 Verslaglegging en dataformat 26

Worksheet <Algemeen Damwandsectie>	29
Worksheet <Locatie 1>	30
Worksheet <Locatie 2> t/m <Locatie 20>	31

## Referenties 32

## Bijlagen

## Bijlage A – Bepaling van de rekenwaarde van de dikteafname 34

## Bijlage B – Beschrijving spreadsheet hulpmiddel voor de interpretatie van de diktemetingen 41



## Inleiding

Omdat de wanddikte van stalen damwanden aan degradatie onderhevig is worden, ter bepaling van de gemiddelde degradatiesnelheid (corrosiesnelheid) sinds het moment van damwandinstallatie en de daarmee samenhangende restlevensduur, staaldikte metingen uitgevoerd. Er zijn meerdere methoden voorhanden om de staaldikte te bepalen. Er zijn (2020) voor de staaldiktemetingen van stalen damwanden geen in detail uitgewerkte meetprotocollen voorhanden [2]. Er zijn meerdere methoden om de staaldikte van damwanden te bepalen waarvan de ultrasone meetmethode in Nederland de gebruikelijke methode is [3]. Daarom is in 2020 als eerste, voor de momenteel in Nederland meest toegepaste ultrasone meetmethode een meetprotocol opgesteld.

### **Toelichting 1 - Achtergrond keuzes voor eerste protocol**

#### Keuze Ultrasone meetmethode voor eerste protocol

De keuze van Ultrasone meetmethode voor het protocol houdt niet in dat alle andere meetmethoden ongegeschikt zijn. Op basis van het nu als eerste opgestelde protocol kunnen ook voor andere geschikte meetmethoden in de toekomst meetmethode specifieke protocollen worden opgesteld.

#### Keuze meerdere aaneengrenzende damwandplanken

Het gemiddelde gedegreerde weerstandsmoment in een horizontaal vlak over een mechanismebreedte is voor alle door damwandcorrosie beïnvloede faalmechanismen, behoudens uitspoeling, de maatgevende parameter [2]. Niet de spreiding in lokale dikteafname ter plaatse van individuele metingen, maar de spreiding van het gemiddelde in een horizontaal vlak over meerdere aansluitende damwandplanken is de maatgevende parameter bij beschouwing van faalmechanismen waar herverdelingscapaciteit een rol speelt. Door metingen te verspreiden over meerdere damwandplanken wordt het horizontaal gemiddelde en de variatie daarvan dichter benaderd, mede doordat de mogelijke versturende invloed van lokale afwijkingen van zowel initiële dikte als dikte afname zo wordt verkleind.

## Doel

Dit protocol beschrijft een gestandaardiseerde bepaling van de wanddikte van aan water grenzende stalen damwanden op basis van ultrasone diktemetingen. Het doel van de standaardisatie is tweeledig:

- Op een efficiënte wijze verkrijgen van nuttige reproduceerbare informatie betreffende de actuele toestand van een damwandsectie.
- Een efficiënt uitwisselingsformat van waarnemingen zodat een landelijke ervaringsdatabase kan worden opgezet die nodig is om te kunnen komen tot een betrouwbaar prognosemodel voor de snelheid van damwand degradatie en de spreiding daarin. Dit verbeterde prognosemodel is een essentieel onderdeel om te kunnen komen tot een betere uitnutting (lees: de werkelijkheid kan dichter worden benaderd) van de levensduur die voldoet aan de in NEN8700 [8] vereiste betrouwbaarheid.

## Doelgroep

De primaire doelgroep van dit protocol zijn de inspectiebedrijven die diktemetingen uitvoeren en de adviesbureaus die deze veelal aansturen.

## Stappenplan

Dit protocol is opgezet als stappenplan met de volgende 7 stappen:

- 1 Meetmethode
- 2 Aantal meetlocaties in een damwandsectie
- 3 Meetconfiguratie diktemetingen per meetniveau
- 4 Meetniveaus per meetlocatie
- 5 Andere waarnemingen per locatie
- 6 Verzamelen (archief)gegevens
- 7 Verslaglegging en dataformat

## Bijlagen

Vanwege de sterke relatie met het meetprotocol zijn voor de deskundige opdrachtgever en/of haar deskundige adviseur ter informatie de volgende bijlagen toegevoegd:

- A. Bepaling van de rekenwaarde van de dikteafname
- B. Worksheet

## Stap 1 Meetmethode

De binnen stap 1 beschreven meetmethoden gaan in op staaldikte metingen.

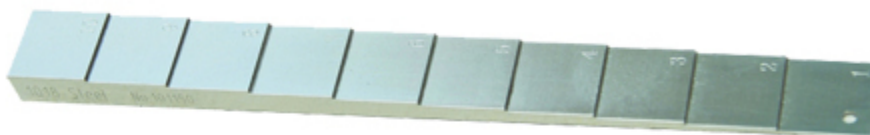
### Staaldikte meting

#### *Ultrasone puls echo techniek*

De staaldikte metingen dienen te worden uitgevoerd met behulp van de Ultrasoon puls echo techniek (UT) waarbij de staaldikte op basis van het verkregen A-beeld, zie figuur S1.1 door gekwalificeerd personeel dient te worden afgeleid. De diktemetingen dienen te worden uitgevoerd met een geschikte ultrasone meettechniek met tasters/probes met twee kristallen, zie figuur S1.1. Tasters zijn verkrijgbaar met kristallen met verschillende frequenties, diameters en verschillende hoeken van V-opstelling van de kristallen. Deskundig personeel dient de geschiktheid van de toegepaste taster te beoordelen. Een specifieke taster is gekalibreerd voor een specifieke dikte range waarbinnen aan de bij de taster behorende meetnauwkeurigheid in een bepaalde meetmodus wordt voldaan. Bij aanvang van de metingen in een damwandsectie dient de meetnauwkeurigheid te worden geverifieerd op ijkplaten, zie figuur S1.2.



**Figuur S1.1** Links: voorbeeld van een A-beeld. Rechts: Een voorbeeld van een taster/probe met twee kristallen



**Figuur S1.2** Voorbeeld van een ijkplaat die in het veld kan worden gebruikt ter verificatie van apparatuur





**Figuur S1.3** Voorbeeld van putcorrosie met daaromheen uniforme corrosie

#### *Geschiktheid oppervlak meetpunt voor dikte meting met ultrasone techniek*

Dit meetprotocol gaat uit van een vast meetstramien met vaste positie van meetpunten waar de dikte bepaling dient plaats te vinden. Het staaloppervlak ter plaatse van een meetpunt dient door deskundig personeel worden beoordeeld als ongeschikt voor diktebepaling doormiddel van ultrasone techniek. Dit kan bijvoorbeeld komen door de aanwezigheid van lokale putcorrosie<sup>1</sup>, zie figuur S1.3. Op deze en andere locaties waarvan het deskundige personeel beoordeelt dat deze niet voor een ultrasone meting geschikt is/zijn, dient het meetpunt voor de ultrasone meting te worden verschoven, zie figuur S1.5 voor de te volgen procedure per meetpunt. Binnen dit protocol dient dan op deze positie geen waarde te worden geregistreerd (let op! geen -nul- invullen want dat betekend: er is een gat) en in plaats van deze meting dienen 2 vervangende metingen te worden uitgevoerd: één op 5 cm boven en één op 5 cm beneden het oorspronkelijke meetpunt. Indien een vervangende meting op een verplaatste locatie niet mogelijk is dient er geen waarde te worden geregistreerd. De locaties van de vervangende metingen mogen niet worden verplaatst.

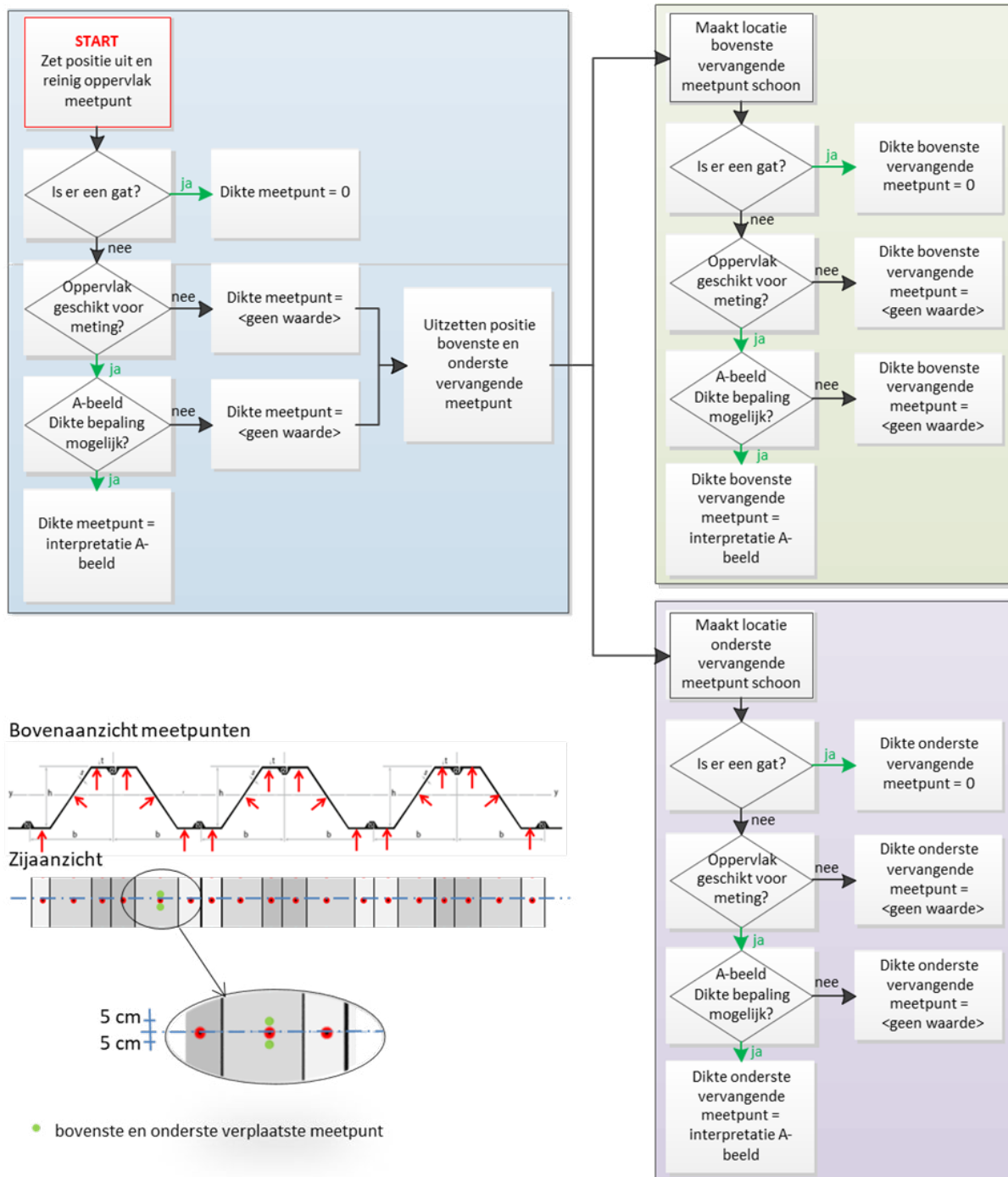


**Figuur S1.4** Links: Fout gereinigd oppervlak. Rechts: Juiste lokale reiniging voor plaatsing taster, BAW 2017 [1]

#### *Lokaal reinigen staaloppervlak meetpunt*

De reiniging van het oppervlak nodig voor het goed kunnen uitvoeren van een ultrasone dikte meting dient te worden beperkt tot wat nodig is voor het kunnen plaatsen van de taster, zie Figuur S1.4 rechts. Dit omdat schoongemaakte delen versneld corroderen en in verzwakkingen resulteren.

<sup>1</sup> Het meten van het volume van de inhoud van de corrosieputten waar geen dikte metingen kunnen worden uitgevoerd valt buiten het kader van dit protocol. Eventueel gemeten waarden kunnen voor de volledigheid als opmerking worden meegenomen in de rapportage. Zie voor deze meting het Handboek Inspectie Staal [6]



**Figuur S1.5** Procedure per meetpunt

### Meetnauwkeurigheid

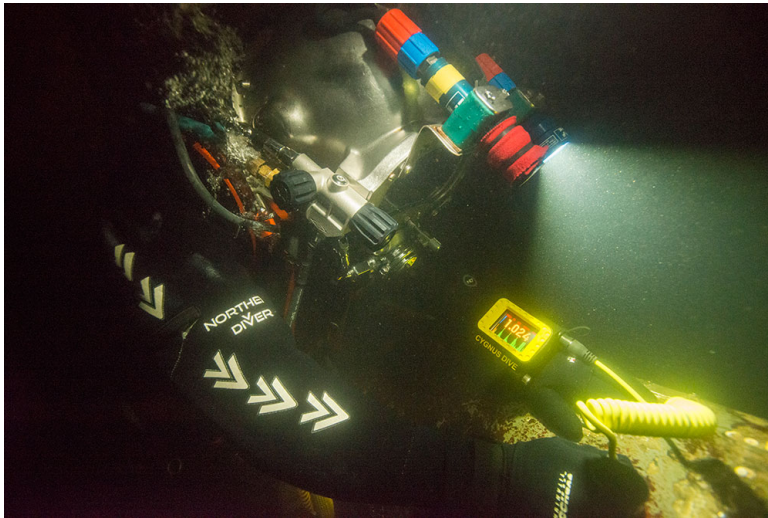
Met de apparatuur dient in de range van de actuele staaldikte met een nauwkeurigheid van +/- 0,1 mm volgens ISO 16831:2012 [7] waargenomen te kunnen worden. In situaties waarbij de dikte sterk kan variëren kan het soms nodig zijn dat er meerdere tasters beschikbaar zijn.

### Gekwalificeerd personeel

De metingen en interpretatie van het A-beeld dient door aantoonbaar deskundig personeel te worden uitgevoerd. Indien de werkzaamheden onder het wateroppervlak worden uitgevoerd dan is het voor een efficiënte uitvoer van de metingen aan te bevelen dat hiervoor 2 personen worden ingezet:

- A. één persoon die de taster op het meetoppervlak plaatst (niveau-A deskundigheid) en
- B. één persoon die op het land de interpretatie van het A-beeld uitvoert (niveau-B deskundigheid).

Als de onderwater meetapparaat is voorzien van een A-beeld (niveau-B deskundigheid) kunnen de werkzaamheden door één persoon worden uitgevoerd.



**Figuur S1.6** Diktemetingen onderwater met meetapparatuur voor zien van een A-beeld [foto:cygnus-instruments.com]

#### *Niveau-A deskundigheid*

Een persoon met niveau-A deskundigheid mag werkzaamheden onder toezicht van een persoon met niveau-B deskundigheid uitvoeren. Een persoon met niveau-A deskundigheid dient, voor wat betreft de bepaling van damwanddikte, aantoonbaar de kennis en kunde op een niveau "Ultrasonic Testing level 1" volgens de NEN-EN-ISO 9712:2012 [10] of gelijkwaardig te bezitten. Waaronder tenminste:

- 1 Bekend zijn met de basisprincipes en de voor- en nadelen van het ultrasoon onderzoek.
- 2 Bekend zijn met de apparatuur,
  - a toepassingsgebied/geschiktheid van apparatuur/ tasters/bekabeling
  - b kalibratie
  - c meetfouten
- 3 Generiek bekend zijn met A-beeld en de invloed van het meetoppervlak hierop.
- 4 Zelfstandig kunnen toepassen van:
  - a beoordeling geschiktheid oppervlak voor meting
  - b conditioneren oppervlak en positioneren taster.

#### *Niveau-B deskundigheid*

Een persoon met niveau-B deskundigheid mag alle werkzaamheden uitvoeren en leiding geven aan een persoon met niveau A deskundigheid. Een persoon met niveau-B deskundigheid dient, voor wat betreft de bepaling van damwanddikte, aantoonbaar de kennis en kunde op een HBO+ niveau "Ultrasonic Testing level 2" volgens de NEN-EN-ISO 9712:2012 [10] of gelijkwaardig te bezitten. Waaronder ten minste:

- 1 Theorie van golfvoortplanting.
- 2 Apparatuur
  - a toepassingsgebied/geschiktheid van apparatuur/ tasters/bekabeling
  - b kalibratie
  - c meetfouten
- 3 Toepassen
  - a beoordelen oppervlak
  - b positioneren taster
- 4 Interpretatie van A-beeld (theorie én praktijk)
- 5 Herkennen van

- a. staaldikte
  - b. delaminatie
  - c. segregatie
  - d. effect ruwoppervlak achterzijde
- 6 Opstellen onderzoeksrapport

De staaldikte bepaling op basis van A-beeld mag alleen door een persoon met niveau-B deskundigheid worden verricht.

#### ***Toelichting 2 - Gekwalificeerd personeel***

Bij het opstellen van het protocol is er bewust voor gekozen om te beschrijven welke deskundigheid het personeel dient te bezitten en niet de aantoonbaarheid daarvan. De certificaten (Ultrasonic Testing level 1 en 2 volgens de NEN-EN-ISO 9712:2012 [10]) worden dus genoemd om het vereiste niveau van de kennis en kunde aan te geven.

Het is bij de opstellers van het protocol bekend dat enerzijds een deel van het huidige personeel dat wordt ingezet nog onvoldoende deskundigheid heeft om de metingen en de interpretatie van het A-beeld op een kwalitatief voldoende niveau uit te voeren. En dat anderzijds dat van het personeel dat wel voldoende deskundigheid bezit er slechts een zeer beperkt deel het genoemde algemene "Ultrasonic Testing level 1 en 2" volgens NEN-EN-ISO 9712:2012 [10] certificaat bezit.

Er zal dus direct na de introductie van dit protocol in 2020 enerzijds een kwaliteitsimpuls dienen plaats te vinden om de deskundigheid daar waar onvoldoende op het benodigde niveau te krijgen en anderzijds een laagdrempelige wijze worden gevonden waarmee men de aanwezige ervaring/deskundigheid kan aantonen. Beide, de kwaliteitsimpuls en de aantoonbaarheid van de deskundigheid, vallen buiten het kader van dit protocol.

## Stap 2 Aantal meetlocaties in een damwandsectie

### Damwandsectie

De grootte van een damwandsectie dient door de deskundige opdrachtgever of haar deskundige adviseur te worden bepaald. Onder een damwandsectie wordt verstaan een damwandstrekking waar voor de bepaling van de degradatie de situatie gelijk is. Aspecten die daarbij een rol spelen zijn:

- damwandprofiel én jaar van damwandinstallatie
- bodemniveau
- verankering
- grondslag
- hydrodynamisch (zelfde waterstanden/stromingscondities)
- functionele condities (b.v. kadeconstructie, beschoeiing, wachtplaats, brug, sluiscomplex, sluiskolk)

Het doel van deze indeling in damwandsecties is te komen tot een verzameling waarnemingen van de corrosiesnelheid met een beperkte spreiding. En bij de analyse van de resultaten zo mogelijk trends en eventueel deelverzamelingen voor verticale zones te bepalen waarbinnen de corrosiesnelheid systematisch verschilt.

### Meetlocatie tussenafstand

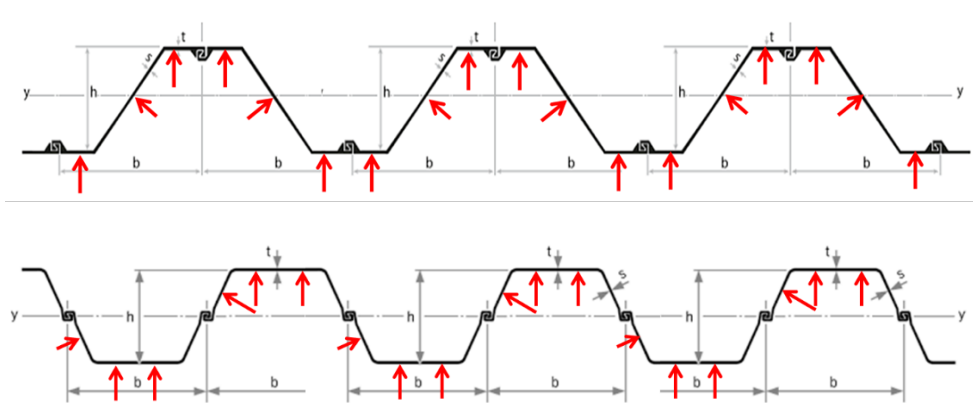
De hart op hart afstand tussen meetlocaties dient op basis van het doel van de metingen door de deskundige opdrachtgever of haar deskundige adviseur te zijn bepaald. De bepaling van hart op hart afstanden valt buiten het kader van dit protocol.

### Stap 3 Meetconfiguratie dikte metingen per meetniveau

Per locatie dient van 6 aangrenzende damwandplanken de dikte te worden gemeten. Dit is nodig om de invloed van lokale sterke-verschillen in dikte door middel van horizontale middeling sterk te verkleinen. Variatiecoëfficiënten van de metingen van circa 0,5 kunnen bijvoorbeeld door horizontale middeling lokaal worden teruggebracht tot circa 0,2. Met name een te grote invloed op de spreiding van de weerstand (sterkte) van zeer lokale extreme corrosie zoals een enkel gat wordt op deze wijze sterk beperkt.

Deze horizontale middeling per meetniveau in een meetlocatie is bij de interpretatie toegestaan indien de relevante faalmechanismelengte zich over een groot aantal damwandplanken uitstrekt. Dit is voor stalen damwanden in principe voor alle faalmechanismen, met uitzondering van één aspect het geval. De grond-dichtheid is de uitzondering waarvoor deze horizontale middeling bij stalen damwanden niet van toepassing is. De grond-dichtheid wordt namelijk medebepaald door de kans op de lokale aanwezigheid van gaten door degradatie.

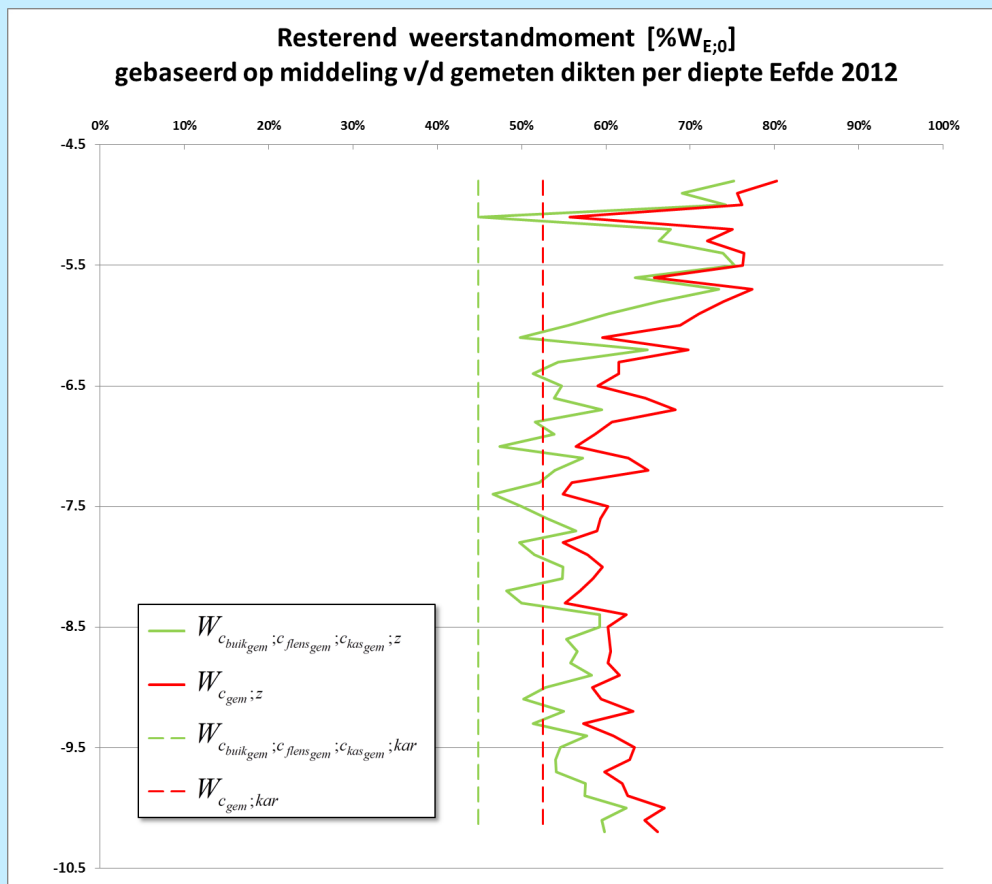
Per meetniveau dient de dikte op 18 meetpunten te worden gemeten waarbij zowel op buik, kas en lijf één diktemeting moet worden uitgevoerd op de plaats zoals aangegeven in figuur S3.1. De in figuur S3.1 aangegeven posities zijn niet willekeurig, maar zijn zo gekozen dat deze zover mogelijk buiten de invloed van discontinuïteiten van de sloten en de hoeken liggen. Bij meting van de flensdikte (achterin de kas en op de buik) bij een U-profiel dienen de twee meetpunten op een halve breedte van het vlakke deel van de flens (gedeelte tussen de twee hoeken) uit elkaar te liggen.



**Figuur S3.1** Meetconfiguratie met 18 meetpunten voor doorsnede van Z-profielen (boven) en U-profielen (onder).

De hoeveelheid en de positie van de meetpunten is minimaal benodigd om systematische verschillen van dikteafname tussen achterflens (buik), lijf en voorflens (kas) vast te stellen en het effect van deze systematische verschillen op de sterkte te bepalen. In figuur S3.2 is een voorbeeld gegeven van het verschil in de wijze van interpretatie.

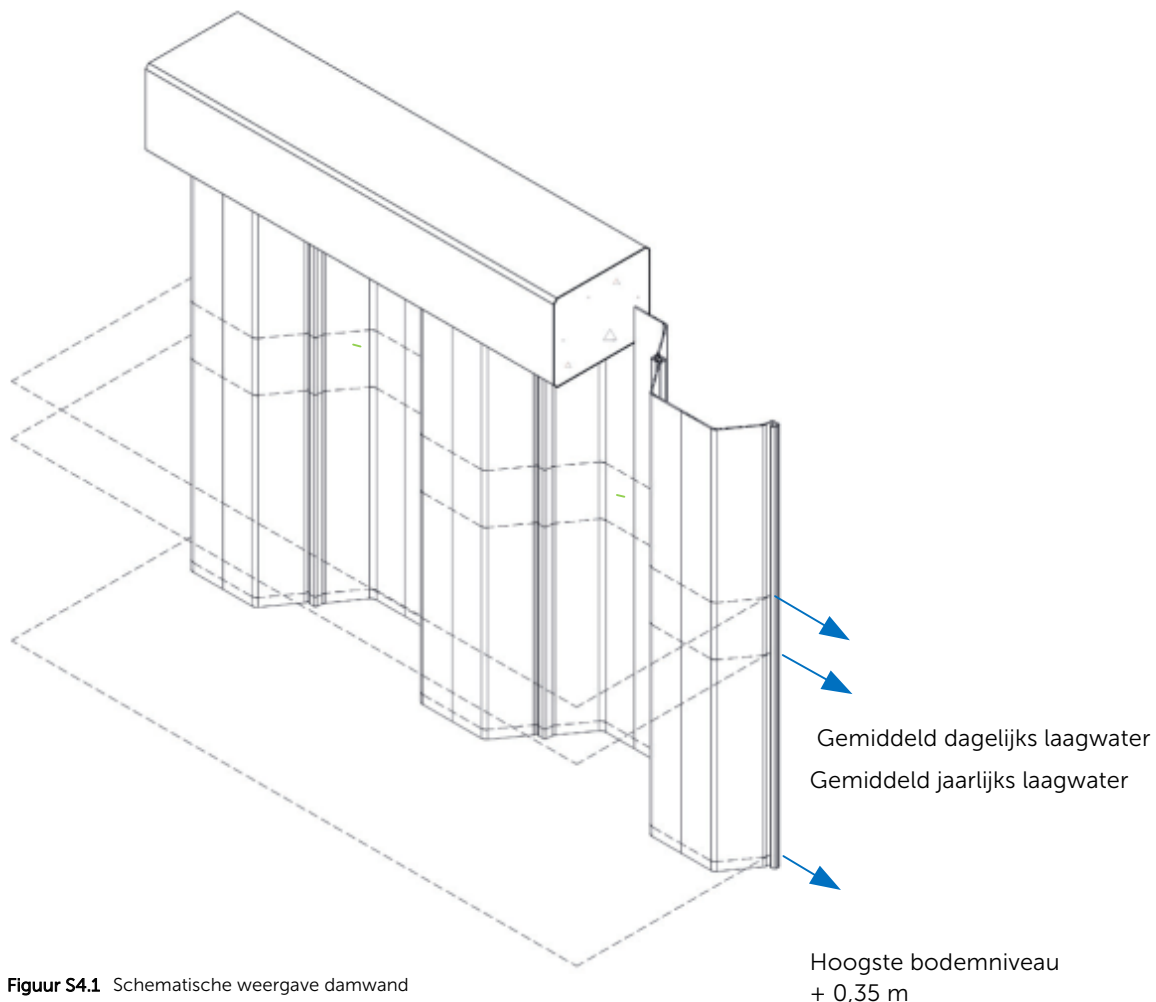
Toelichting 3 - Invloed systematische verschillen tussen dikteafname flenzen en lijf



**Figuur S3.2** Resterend weerstandsmoment gebaseerd op 2 wijzen van horizontale middeling van de gemeten dikten per meetdiepte. Hert resterend weerstandsmoment is per meetniveau berekend. **Rood** is berekend op basis van één gemiddelde waarde van de corrosiesnelheid op een meetniveau. **Groen** is berekend op basis van 3 gemiddelde corrosiesnelheden op een meetniveau respectievelijk het gemiddelde ter plaatse van de buik, lijf en kas. Eefde 2012

## Stap 4 Meetniveaus per meetlocatie

Ten gevolge van met name microbiologisch geïnduceerde corrosie is in zout- en brakwatercondities de verhouding tussen de corrosiesnelheid in de permanent natte zone en de zone er boven groter dan in zoetwatercondities. In de zone tussen gemiddeld laagwater en het laagste astronomisch getij treedt in zout- en brakwatercondities de sterkste corrosie op. In zoetwatercondities treden in de zone die permanent onderwater staat minder corrosie op dan in de zone daarboven. Verder is de corrosie op bodemniveau veelal afwijkend van die in de zone daarboven. Op de bodem is in veel gevallen slib aanwezig. Voor het goed kunnen schoonmaken, het beoordelen van het meetoppervlak en het uitvoeren van de meting moet het meetniveau "bodem" op 0,35 m boven de bodem liggen. Bij damwanden in grotere waterdiepte is de variatie van de corrosie in de zone die permanent onder water staat kleiner dan bij minder waterdiepte. In de verticale verdeling van de meetniveaus van dit protocol wordt aangegeven dat bij grotere waterdiepte met een vergroot interval kan worden gewerkt. In uitzonderlijke situaties<sup>2</sup> waar de watercondities tot een vergrootte spreiding en/of een verhoogde corrosie kunnen leiden is dit vergrote interval niet van toepassing.



**Figuur S4.1** Schematische weergave damwand

### Meetniveau indeling

Het onderste meetniveau "bodem" ligt op 0,35 m boven het bodemniveau ter plaatse van het meetpunt. Het onderste meetniveau volgt het verloop van de bodemligging. De meetpunten van de meetniveaus boven het meetniveau "bodem" liggen op een vaste (NAP) diepte. Voor de bepaling van de verticale tussenafstand tussen de meetniveaus wordt onderscheid gemaakt in een zone A en B. In zone A is de verticale tussenafstand altijd 0,5 m. Tot en met een hoogte van zone B van 4 m is het verticale tussenafstand 0,5 m. In het geval dat er

<sup>2</sup> Voorbeelden van uitzonderlijke situaties waar de watercondities (temperatuur/stroming) tot een vergrootte spreiding en/of een verhoogde corrosie kunnen leiden zijn sluiscolken, in- en uitlaatwerken en de locatie tegenover een koelwateruitlaat van een schip indien altijd hetzelfde schip aan een kade afmeert.



geen sprake is van uitzonderlijke corrosie condities<sup>2</sup> mag bij een hoogte van zone B die groter is dan 4 m de tussenafstand worden vergroot tot 1,0 m waarbij:

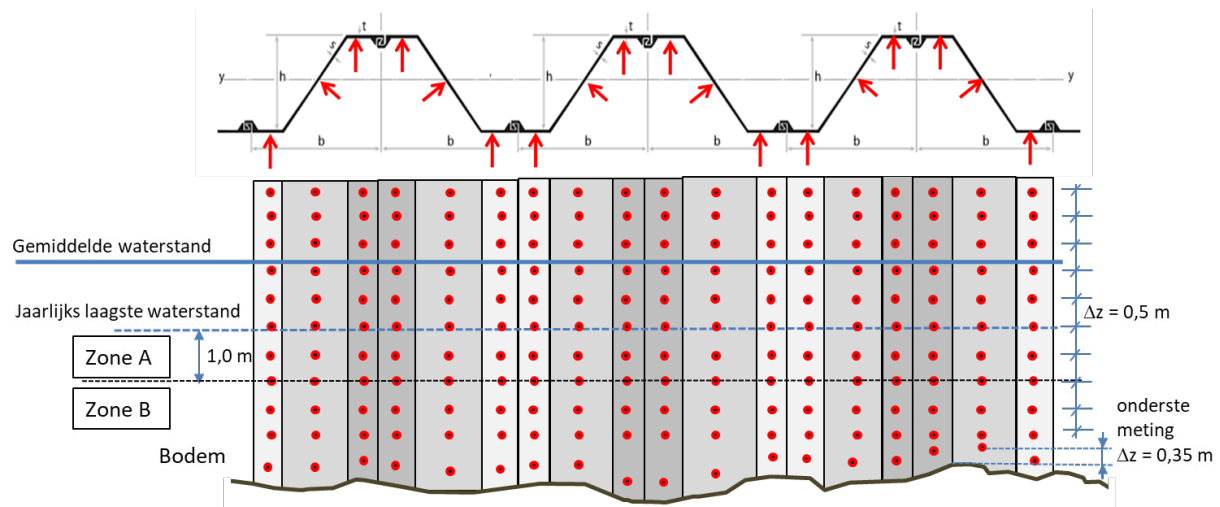
**Zone A: tussenafstand 0,5 m** de onderzijde van deze zone ligt op 1,0 m beneden het niveau van de gemiddeld jaarlijks laagste waterstand; in een getijgebied is dat het laagste astronomische getij. De verticale tussenafstanden van de meetniveaus in deze zone is 0,5 m, te beginnen op het onderste niveau van deze zone 0,5 m beneden het niveau van het laagste astronomische getij.

**Zone B:** dit is de zone beneden zone A en loopt door tot 0,35 m boven het hoogste bodemniveau ter plaatse van de 6 damwandprofielen.

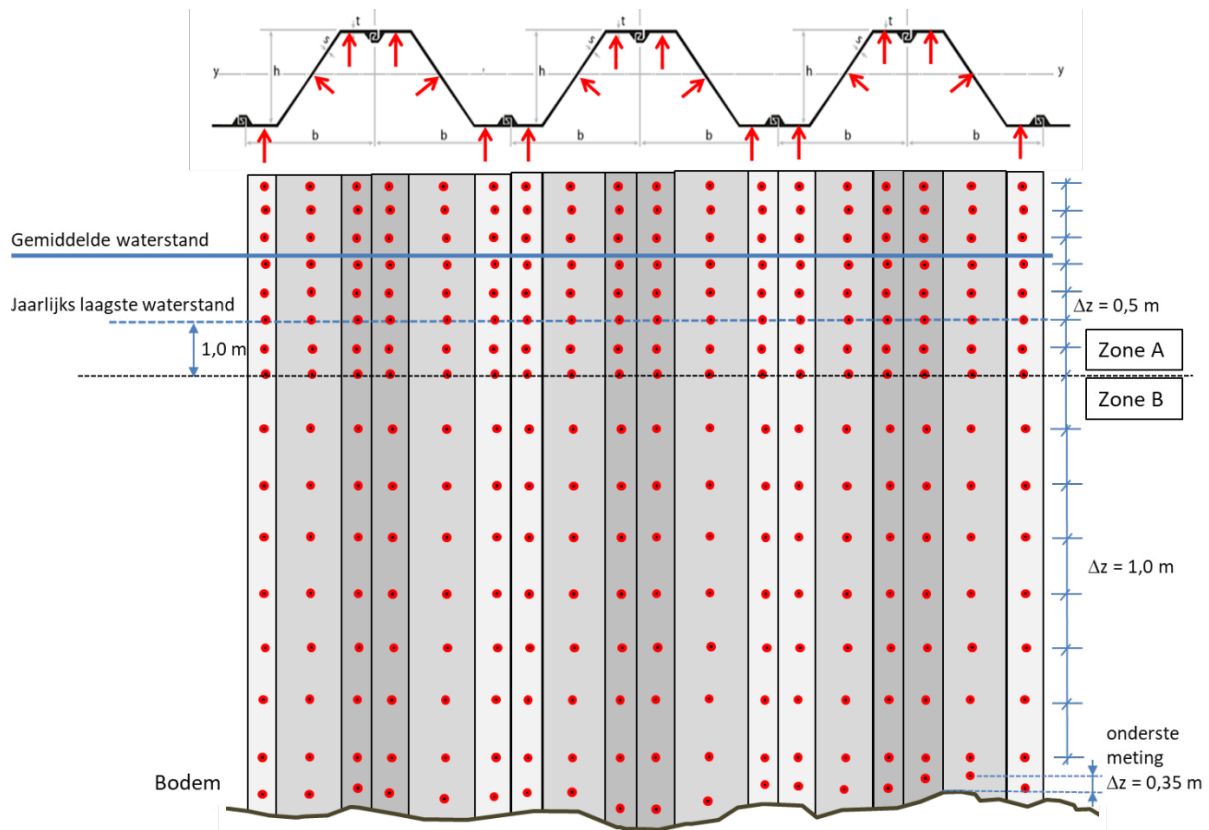
- Hoogte zone B  $\leq$  4 m en/of uitzonderlijke condities<sup>2</sup> tussenafstand 0,5 m De verticale tussenafstand tussen meetniveaus in deze zone is 0,5 m
- Hoogte zone B  $>$  4 m en geen uitzonderlijke condities<sup>2</sup> tussenafstand 1,0 m De verticale tussenafstand tussen meetniveaus in zone B is 1,0 m, te beginnen op een 1,0 m beneden zone A

**Bodem:** op 0,35 m boven het bodemniveau ligt het meetniveau "bodem", dit meetniveau volgt het bodemverloop.

In figuur S4.2 staat een voorbeeld gegeven van een indeling voor een situatie waarbij de hoogte van zone B minder is dan 4 m. In figuur S4.3 staat een voorbeeld gegeven waarbij de hoogte van zone B groter is dan 4 m en geen sprake is van uitzonderlijke corrosie condities.



**Figuur S4.2** Voorbeeld met schematische weergave van de indeling van meetpunten en meetniveaus zone B  $\leq$  4 m



**Figuur S4.3** Voorbeeld met schematische weergave van de indeling van meetpunten en meetniveaus zone B >4 m

De metingen in het kader van het protocol (lees: metingen die opgenomen kunnen worden in een algemene “landelijke” database) dienen niet uitgevoerd te worden bij een lokale discontinuïteit, zoals een ladder. De kans is groot dat daar afwijkende corrosiewaarden gevonden worden.

#### **Toelichting 4 - Afwijkende locaties**

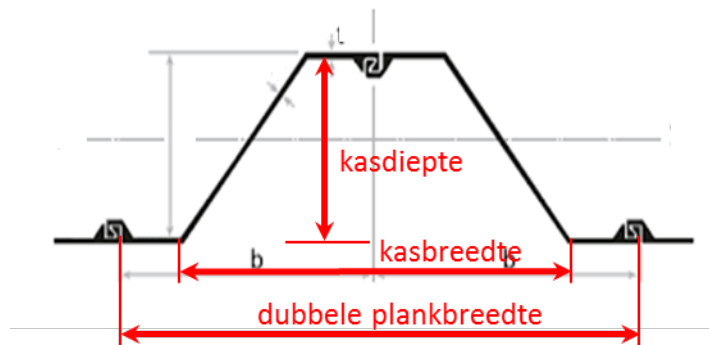
Op dit moment is er binnen het protocol nog geen beschrijving opgenomen voor lokaal aanwezige afwijkingen (een trap e.d.). Echter, het kan voor een beoordeling binnen een project van belang zijn wel diktemetingen op deze afwijkende plekken uit te voeren indien de degradatie op deze locaties zo significant groter is dat dit de gemiddelde sterkte over de mechanisme-lengte significant beïnvloedt.

Omdat het niet past in het “format” en vanwege de uitwisselbaarheid van informatie is besloten dat dergelijke metingen buiten het protocol vallen om er voor te waken dat een landelijke database daarmee “vervuld” zou worden.

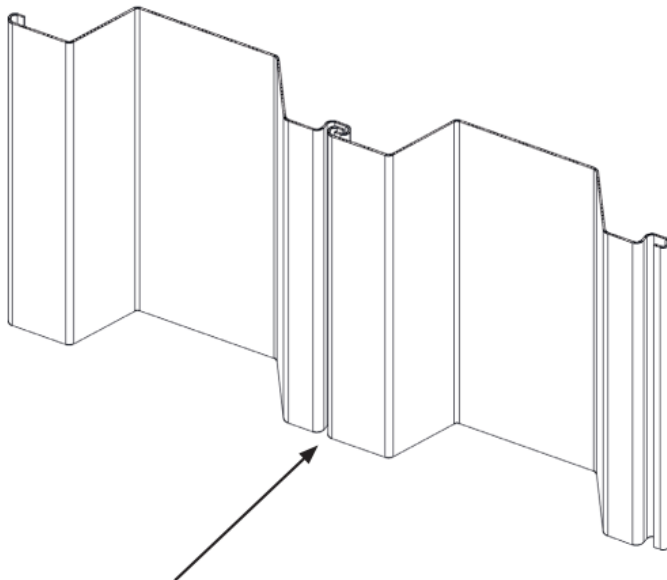
## Stap 5 Andere waarnemingen per meetlocatie

### Identificatie/verificatie profiel

- Breedte dubbele plank (hart slot tot hart slot), zie figuur S5.1
- Breedte van de damwandkas<sup>3</sup>, zie figuur S5.1
- Diepte van de damwandkas, zie figuur S5.1
- Foto van de bovenzijde van slot (indien zichtbaar)
- Profieltype [Z/U]
- Type damwandfabricage [warm/koud/onbekend] op basis van slot type, zie voorbeelden in figuur S5.2 en S5.3
- Coating /coatingresten aanwezig [Ja/Nee]

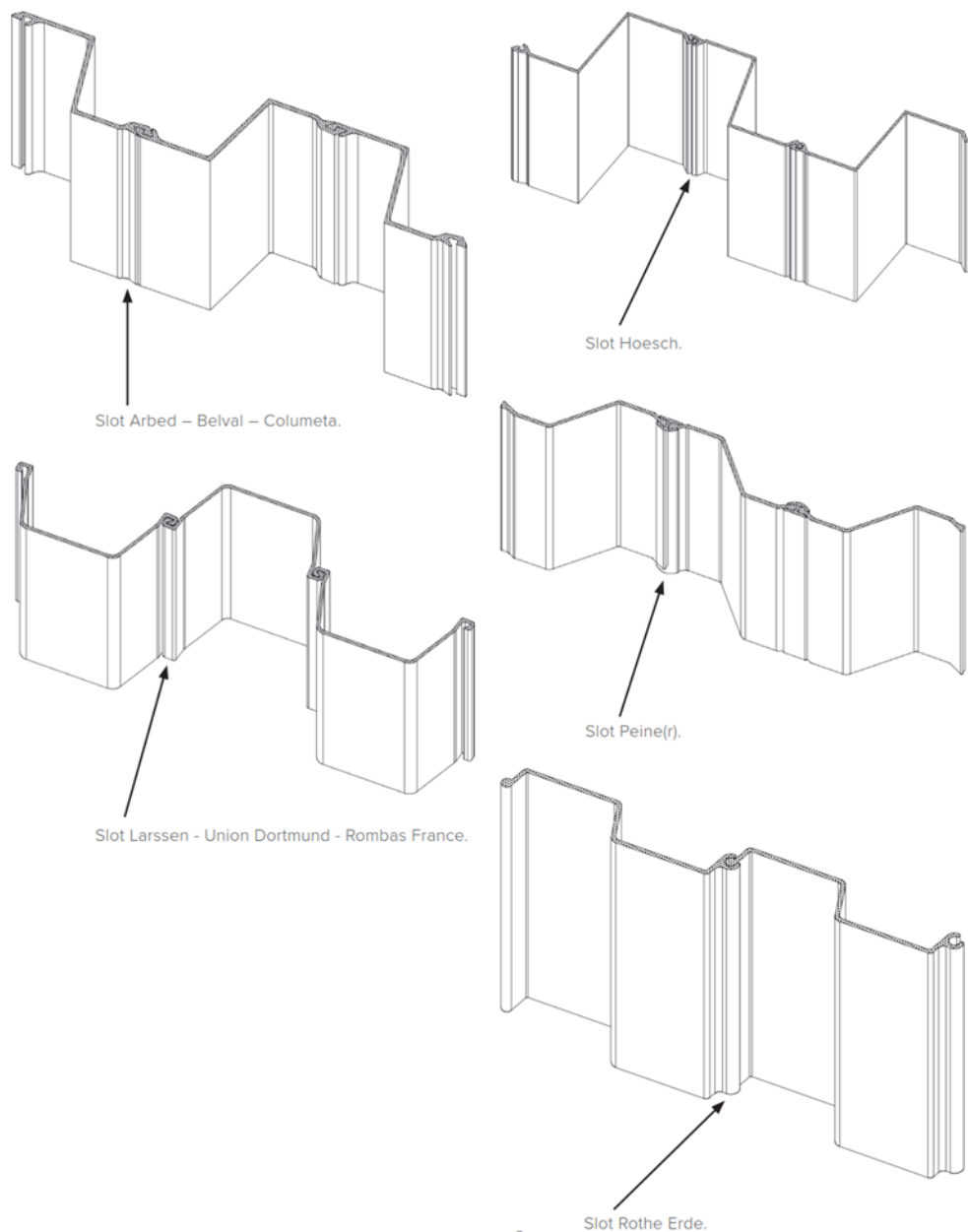


Figuur S5.1 Verificatie metingen damwandgeometrie



Figuur S5.2 Slot koudgewalst damwand profiel ter verificatie warm/koud gewalst

<sup>3</sup> Alhoewel dit voor diverse typen damwandprofielen afmeting is die standaard in de tabellenboekjes voorkomt dient deze toch altijd te worden opgemeten.



**Figuur S5.3** Sloten warmgewalste damwandprofielen ter verificatie warm/koud gewalst

### Geometrie verticaal

- Bovenzijde damwand (m NAP)
- Niveau hart van de verankering (m NAP)
- Niveau boven- en onderzijde van een eventueel aanwezige gording (m NAP)
- Niveau bodem, ondiepste punt op locatie (m NAP)
- Niveau bodem, diepste punt op locatie (m NAP)

### Meetlocatie

- Typering van de locatie: [sluiskolk/sluiscomplex/brug/kade/steiger voor damwand of kade/ in- of uitlaat/beschoeiing/overige waterbouwkundige constructie/ondergrondse ruimte/toerit/verdiepte ligging/anders]
- Midden meetlocatie kilometrering in lokaal assenstelsel (km)
- RD-coördinaat middelste slot van de 6 planken
- Meetdatum (dd-mm-yyyy)
- Meetbedrijf

- Operator
- Gebruikte meetapparatuur: Datalogger en probe(s)/taster(s)
- Meetbereik meetapparatuur waarbinnen met vereiste nauwkeurigheid van 0,1 mm kan worden gemeten. Indien er op een locatie met meerdere tasters/probes is gewerkt dient hier het combineerde meetbereik te worden ingevuld (er wordt vanuit gegaan dat het deskundig personeel iedere meting met de geschikte taster/probe uitvoert)
- 2 Foto's van de locatie: één vanaf de landzijde en één vanaf de waterzijde
- Eventuele bijzonderheden, bijvoorbeeld:
  - Direct achter de damwand een lokale verzakking van het maaiveld met maximale diepte circa 0,5 m.
  - De meetlocatie is ten opzichte van de door de opdrachtgever opgegeven coördinaten 3 planken in noordoostelijke richting verplaatst i.v.m. de aanwezigheid van een ladder. De RD-coördinaten zijn van de verplaatste locatie.

#### Meetniveau

- Meetniveau diepte (m NAP) van alle meetniveaus boven het meetniveau "bodem"
- Gemeten staaldikte per meetpositie per meetniveau
- Eventuele bijzonderheden bijvoorbeeld:
  - op dit niveau was 10% van de coating nog aanwezig
  - meetpositie 6 niet meetbaar i.v.m. aanwezigheid afvoerbuis
  - oorzaak dat oppervlak op een meetpositie niet geschikt was om te meten zoals pitting en hier kan dan ook, indien uitgevoerd, de resultaten van het meten van de pitting [6] worden vermeld.

## Stap 6 Te verzamelen (archief)gegevens

Naast de waarnemingen in het veld dient de volgende informatie te worden verzameld met een bronvermelding van ieder van deze gegevens:

### Locatie

- Coördinaten begin en eind damwandsectie (RD-coördinaten)
- Benaming damwandsectie + bronvermelding
- Begin en einde damwandsectie kilometrering in lokaal assenstelsel (km)
- Typering water/lage zijde [kanaal/rivier/zee/meer/anders beheerst peil/geen water/anders]
- Typering object [sluiskolk/Sluiscomplex/brug/kade/in- of uitlaat/beschoeiing/overige waterbouwkundige constructie/ondergrondse ruimte/toerit/verdiepte ligging/anders]
- Bovenaanzicht (foto) van de situatie van de damwandsectie

### Damwand

- Type damwand zoals BZ26 + bronvermelding
- Waarde bij installatie: dikte van flens en lijf (veelal waarde uit brochure van leverancier in mm, indien afwijkend zoals is gemeten betreft afwijkende versie van profiel dit nadrukkelijk vermelden)
- Waarde bij installatie: breedte van dubbele plank (waarde uit brochure van leverancier in mm)
- Waarde bij installatie: kasbreedte (afstand tussen de flenzen conform brochure van leverancier in mm)
- Waarde bij installatie: kasdiepte (profielhoogte minus een flensdikte conform brochure van leverancier in mm)
- Type damwandfabricage: Warmgewalst / Koudgevormd
- Staalkwaliteit + bronvermelding
- Jaar van damwand installatie (yyyy) + bronvermelding
- Wel of niet gecoat of onbekend & type coating + bronvermelding

### Water en bodem

- Ontwerp-bodemdiepte (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddelde waterstand (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddeld dagelijks laagwater: Bij getij gemiddeld laagwater en in situaties zonder getij gemiddelde van de dagelijkse laagste waterstanden (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddeld jaarlijks laagste waterstand: Laagste astronomisch getij en in situaties zonder getij is dat de gemiddeld laagste waterstand met een herhaaltijd van 1 jaar (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddeld dagelijkse hoogwater (m NAP) zie beschrijving laagwater
- Gemiddeld jaarlijks hoogste waterstand (m NAP) zie beschrijving laagwater
- Gemiddelde grondwaterstand (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddeld jaarlijks laagste grondwaterstand (m NAP) + bronvermelding
- Is sprake van noemenswaardige verticale grondwaterstroming (infiltratie/kwel/getij) [ja/nee/onbekend] + bronvermelding
- Waterkwaliteit:
  - zoet t/m zout verfijnde indeling range indien chloridegehalte bekend anders keuze uit waarschijnlijk zoet/brak/zout+ bronvermelding
  - Sulfaatgehalte + bronvermelding.

## Stap 7 Verslaglegging en dataformat

Alle waarnemingen en te verzamelen gegevens dienen in een rapportage te worden opgenomen. Daarnaast dient de informatie digitaal te worden aangeleverd in de van toepassing zijnde, bij het protocol behorende spreadsheet. De bij het protocol behorende spreadsheet bestaat uit twee varianten, één voor U- en één voor Z-profielen. Naast de verslagleggingsfunctie heeft de spreadsheet een interpretatie deel voor de geotechnisch adviseur, zie Toelichting 5 en bijlage B.

### Toelichting 5 - Spreadsheet

De in het kader van het kennisprogramma natte kunstwerken (KpNK) ontwikkelde spreadsheet heeft twee functies:

- 1 Systematische vastlegging van informatie en meetresultaten.
- 2 Hulpmiddel voor de geotechnische adviseur bij de interpretatie van de meetresultaten.

In stap 7 van het protocol wordt ingegaan op het deel van de spreadsheet voor de systematische vastlegging van informatie en meetresultaten. In bijlage B van het protocol wordt ingegaan op het deel van de spreadsheet dat de geotechnische adviseur als hulpmiddel kan gebruiken bij de interpretatie van de meetresultaten. Het is aan de geotechnisch adviseur om te bepalen (net zoals alle andere informatie) op welke wijze de meetresultaten worden meegenomen in een beoordeling. Het hulpmiddel gedeelte voor de geotechnische adviseur, is opgesplitst in twee delen:

- a. Neutraal deel waarin de resultaten van statische bewerkingen van de gecombineerde meetresultaten in tabellen en grafisch worden gepresenteerd.
- b. De bepaling van rekenwaarden, gebruikmakend van de modificatie factormethode (Bijlage A).

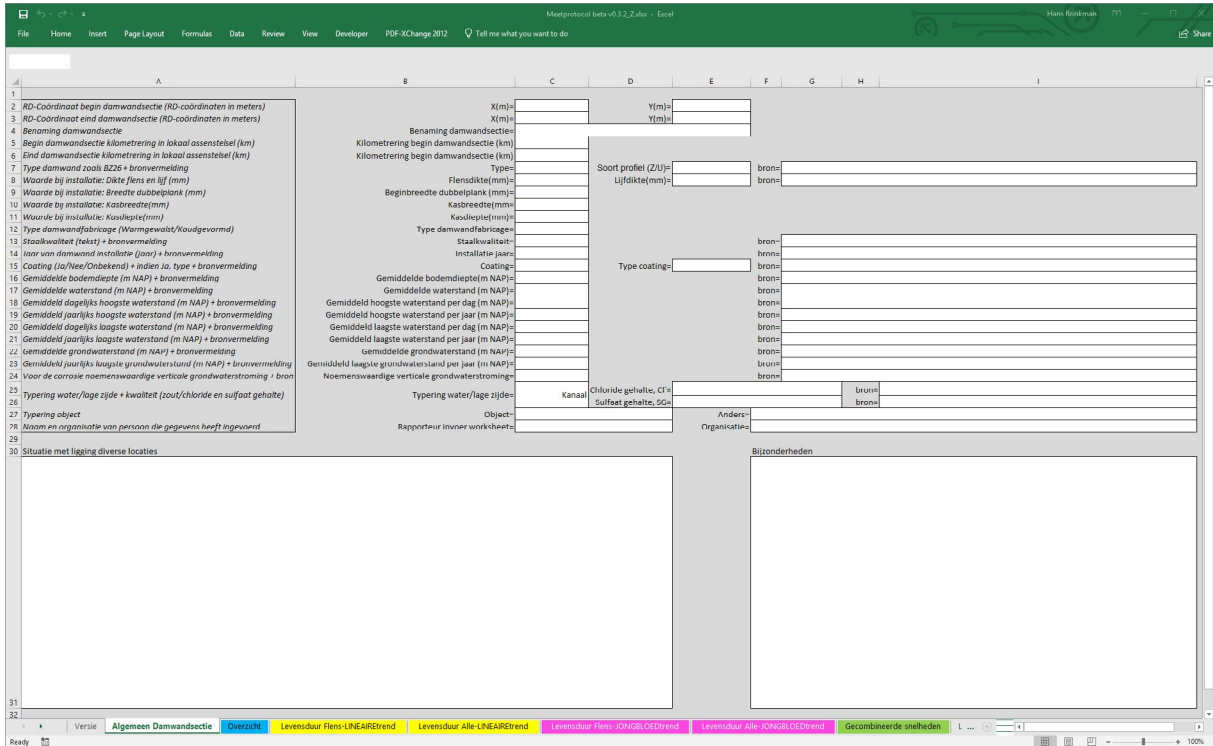
Het hulpmiddel biedt de geotechnisch adviseur ook de mogelijkheid om de analyses op deelselecties uit te voeren. De geotechnisch adviseur kan hierbij zowel een deelsectie binnen de meetlocaties maken als wel in de verticaal waar maximaal 5 zones kunnen worden gedefinieerd.

Per damwandsectie dient per meetronde één spreadsheet te worden gebruikt. Uitgangspunt voor een meetronde is dat de leeftijd van de damwand op de locaties ongeveer gelijk is, dus metingen binnen een meetronde dienen in een tijdsbestek van enkele maanden te zijn uitgevoerd. De spreadsheets bestaan uit meerdere worksheets (tabbladen). De worksheets voor de invoer zijn te herkennen aan een grijze achtergrond van de <worksheetnaam>:

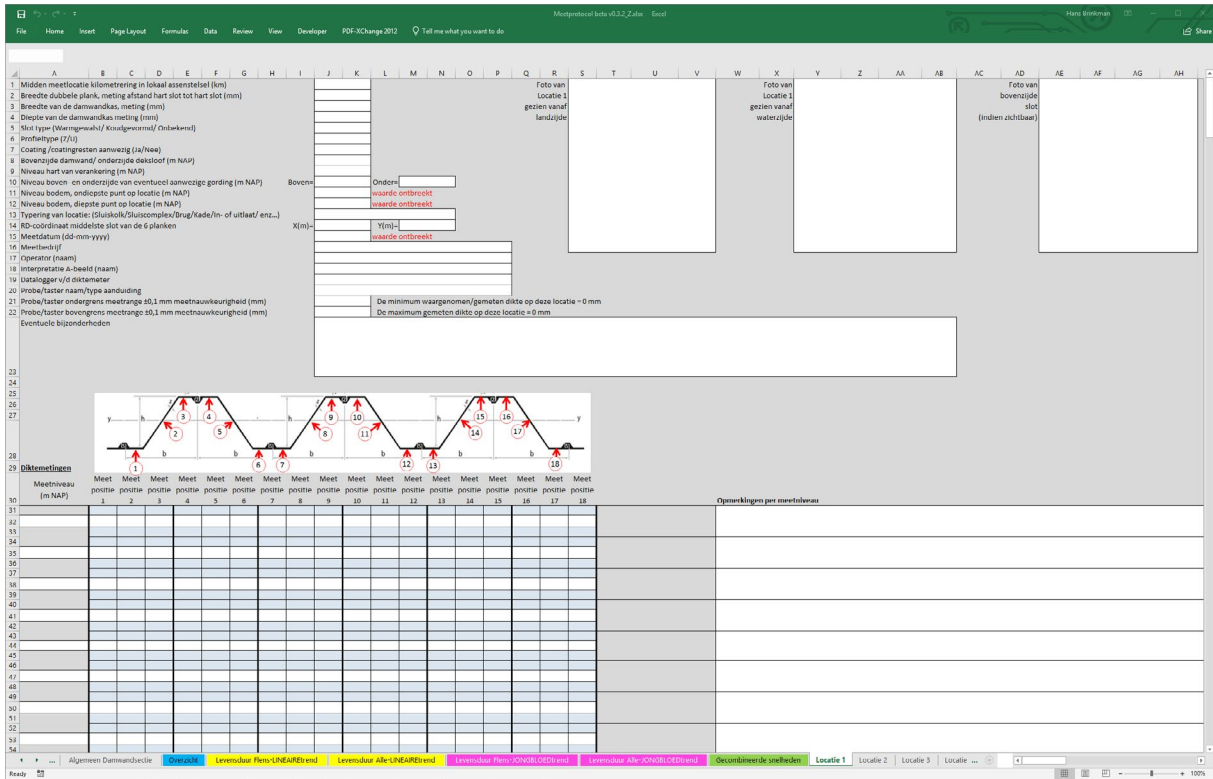
- In de eerste worksheet <Versie> staat informatie betreffende de versie van de spreadsheet, waaronder de disclaimer voor het gebruik, zie bijlage B.
- In de tweede worksheet <Algemeen Damwandsectie> dienen de algemene gegevens ten aanzien van de damwand sectie te worden ingevoerd. In figuur S7.1 staat een voorbeeld van dit worksheet.
- In de worksheets <Locatie 1> t/m <Locatie 20> dienen de waarnemingen per locatie te worden geregistreerd, waarbij bij <Locatie 1> dient te worden gestart. De meetniveaus voor zone A en B<sup>4</sup> kunnen alleen in <Locatie 1><sup>5</sup> worden ingevoerd. Deze diepten worden in de overige sheets, <Locatie 2> t/m <Locatie 20>, automatisch overgenomen. Bovenin deze worksheets staat een tabel met de algemene gegevens die ten aanzien van de damwandlocatie dienen te worden ingevoerd en daaronder een tabel met de meetgegevens van zone A&B en daaronder een tabel voor bodemniveau. In figuur S7.2 en S7.3 staan voorbeelden van het invoer gedeelte van <Locatie 1>.

4 Het meetniveau "bodem" kan nergens worden ingevoerd omdat deze metingen niet in hetzelfde horizontaalvlak liggen maar 0,35 m boven het bodemniveau ter plaatse van een individueel meetpunt Per locatie dient de maximale en minimale bodemdpte te worden bepaald en deze worden per locatie ingevoerd in het algemene invoer gedeelte.

5 Let op dat bij het invoeren van de meetniveaus in <Locatie 1> rekening wordt gehouden met eventuele hogere meetniveaus op andere locaties (dit voorkomt het foutgevoelige verplaatsen van meetdata achteraf). Verder wordt opgemerkt dat alleen de meetniveaus waar op een specifieke locatie de dikte is gemeten worden meegenomen in de verdere dataverwerking.

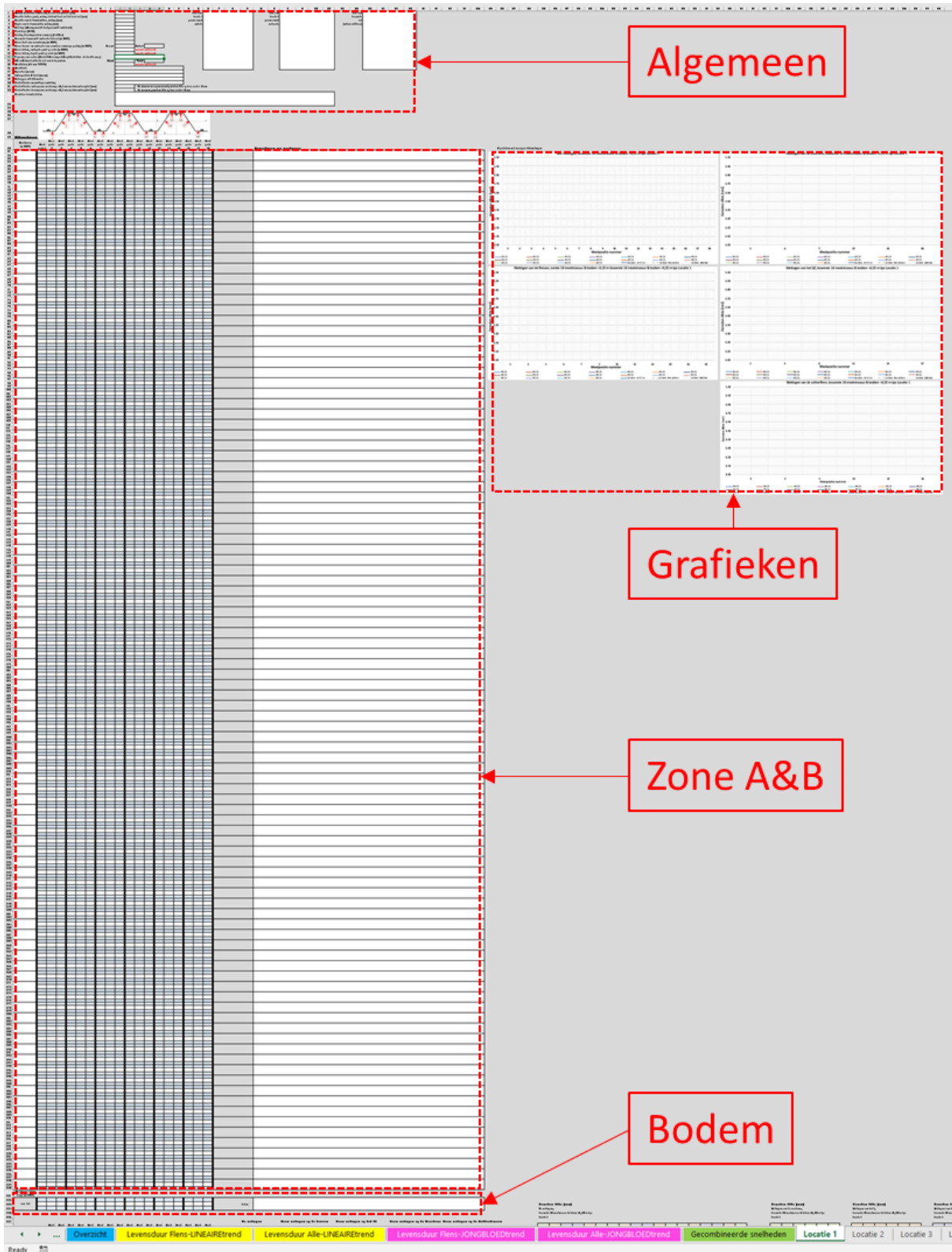


Figuur S7.1 Voorbeeld van worksheet <Algemeen Damwandsectie>



Figuur S7.2 Voorbeeld van bovenzijde van worksheet <Locatie 1>





**Figuur S7.3** Voorbeeld van deel worksheet met de tabellen waarin de waarden kunnen worden ingevoerd en met daarnaast 5 grafieken waarin de gemeten dikten worden weergegeven <Locatie 1>

## Worksheet <Algemeen Damwandsectie>

In deze worksheet dienen op de witte velden, zie figuur S7.1, de gevraagde gegevens te worden ingevoerd. Van veel gegevens wordt gevraagd een bronvermelding aan te geven. Van een aantal velden wordt de invoer getoetst ter voorkoming van invoerfouten. Bij een aantal andere velden dient gekozen te worden uit een aantal opties. De overige velden betreffen gewone invoervelden, waarin zowel tekst als figuren kunnen worden geplaatst. Zo dient bijvoorbeeld in het grote veld "Situatie met ligging diverse locaties" een figuur met plattegrond van de ligging van de diverse locaties te worden geplaatst.

Er is een veld dat niet wordt getoetst maar waar wel een geheel getal dient te worden ingevuld dat is bij "Installatie jaar".

### Velden die worden getoetst en waarden in een range moeten liggen

- In de velden waar RD-coördinaten dienen te worden ingevoerd wordt getoetst of de X- en Y-waarden binnen het geldigheidsgebied van het RD-coördinaten-stelsel vallen.
- Bij de flens- en lijfdikte wordt getoetst of deze in de range van 3-25 mm liggen.
- De beginbreedte dubbelplank dient groter te zijn dan 500 mm.
- De kasbreedte dient groter te zijn dan 250 mm.
- De kasdiepte dient groter te zijn dan 100 mm.
- De gemiddelde bodemdiepte dient tussen -30 en 200 m NAP te liggen.
- De overige niveaus dienen tussen -30 en 200 m NAP te liggen.
- De onder- en bovengrens van de meetrange met  $\pm 0,1$  mm meetnauwkeurigheid van de taster/probe dient tussen 0.1 en 100 mm te liggen.
- De gemeten dikten van ingevoerde waarden dienen tussen 0 en 50 mm te liggen.

### Velden die worden vergeleken met signaleringswaarden

- Profieltipe: indien het profieltype U/Z niet overeenkomt met die van de spreadsheet verschijnt de melding Let op: **Dit spreadsheet is ongeschikt voor U- respectievelijk Z-profielen.**

### Keuze velden

Soort profiel

- U
- Z

Type damwandfabricage

- Warmgewalst
- Koudgevormd

Coating

- Ja
- Nee
- Onbekend

Typering water/lage zijde

- Kanaal
- Rivier
- Zee
- Meer
- Anders, beheerst peil
- Geen water
- Anders

Typering object

- Sluiskolk
- Sluiscomplex
- Brug
- Kade

- Steiger voor kade of damwand
- In- of uitlaat
- Beschoeiing
- Overige waterbouwkundige constructie
- Ondergrondse ruimte
- Toerit/verdiepte ligging
- Anders

Waterkwaliteit zoet-zout op basis van Chloridgehalte,  $\text{Cl}^-$  of schatting

- Zoet ( $\text{Cl}^- < 0,2 \text{ g/l}$ )
- Brak ( $0,2 \leq \text{Cl}^- < 1,0 \text{ g/l}$ )
- Zeer licht zout ( $1,0 \leq \text{Cl}^- < 2,8 \text{ g/l}$ )
- Licht zout ( $2,8 \leq \text{Cl}^- < 5,5 \text{ g/l}$ )
- Matig zout ( $5,5 \leq \text{Cl}^- < 13,8 \text{ g/l}$ )
- Sterk zout ( $13,8 \leq \text{Cl}^- < 16,6 \text{ g/l}$ )
- Zout ( $\text{Cl}^- \geq 16,6 \text{ g/l}$ )
- Waarschijnlijk zoet
- Waarschijnlijk zout
- Waarschijnlijk brak of licht brak

Waterkwaliteit sulfaatgehalte, SG

- Onbekend
- Laag ( $\text{SG} < 0,2 \text{ g/l}$ )
- Matig ( $0,2 \leq \text{SG} < 0,5 \text{ g/l}$ )
- Hoog ( $0,5 \leq \text{SG} < 1,0 \text{ g/l}$ )
- Zeer hoog ( $\text{SG} \geq 1,0 \text{ g/l}$ )

Noemenswaardige verticale grondwaterstroming

- Ja
- Nee
- Onbekend

### Worksheet <Locatie 1>

In deze worksheet dienen in de witte velden, zie figuur S7.2 en S7.3, de gevraagde gegevens te worden ingevoerd. Van veel gegevens wordt gevraagd een bronvermelding aan te geven. Van een aantal velden wordt de invoer getoetst ter voorkoming van invoerfouten. Bij een aantal andere velden dient gekozen te worden uit een aantal opties. De overige velden betreffen gewone invoervelden, waarin zowel tekst als figuren kunnen worden geplaatst.

Naast de invoertabellen voor de diktemetingen zijn 5 grafieken te zien waarin de gemeten dikte per meetniveau wordt weergegeven en ook de initiële dikte van flens en lijf. Het doel van deze grafieken is direct fouten te signaleren (vul ik het wel in de juiste cel in) en direct afwijkingen<sup>6</sup> te herkennen zodat er bij twijfel direct nog een verificatiemeting zou kunnen worden uitgevoerd.

#### Velden die worden getoetst en waarden in een range moeten liggen

- In de velden waard RD-coördinaten dienen te worden ingevoerd wordt getoetst of de X- en Y-waarden binnen het geldigheidsgebied van het RD-coördinatenstelsel vallen.
- De 3 niveaus van een eventuele verankering dienen tussen -30 en 200 m NAP te liggen.
- De gemeten minimale en maximale bodemdikte dient tussen -30 en 200 m NAP te liggen.
- De meetniveaus van de diktemetingen dienen tussen -30 en 200 m NAP te liggen.
- De onder- en bovengrens van de meetrange met  $\pm 0,1 \text{ mm}$  meetnauwkeurigheid van de taster/probe dient tussen 0,1 en 100 mm te liggen.
- De gemeten dikten van de ingevoerde waarden dienen tussen 0 en 50 mm te liggen.

<sup>6</sup> Bijvoorbeeld het verwisselen of verschuiven van een meetpositie van lijf naar flens

### Velden die worden vergeleken met signaleringswaarden

- Profieltype: indien het profieltype U/Z niet overeenkomt met die van het spreadsheet verschijnt de melding **Let op: Dit spreadsheet is ongeschikt voor U-profielen.**
- Indien de opgemeten waarden van 1) Breedte dubbele plank, 2) Breedte van de damwandkas en 3) diepte van de damwandkas meer dan **10%** afwijken van de waarde die in het worksheet **<Algemeen Damwandsectie>** zijn opgegeven, dan wordt dit in rood gemeld: **Let op: Wijkt meer dan 10% af van beginwaarde.** Dit ter signalering dat een afwijkend profiel is toegepast op die locatie.
- De waarde van een gemeten dikte wordt ter signalering rood indien de waarde buiten de meetrange valt waarbinnen de probe/taster met  $\pm 0,1$  mm meetnauwkeurigheid dikten kan meten. Dit ter signalering welke gemeten waarden niet met  $\pm 0,1$  mm meetnauwkeurigheid zijn gemeten.
- Indien als dikte **0** wordt ingevoerd (= gat), dan wordt de achtergrondkleur zwart en het getal rood **0.00**.
- Indien de maximale respectievelijk minimale waarde van de meetrange van de probe/taster wordt over-respectievelijk onderschreden verschijnt de melding **Let op: het maximum respectievelijk minimum van de meetrange van de apparatuur is X maal over- respectievelijk onderschreden bij de diktemeting.** Dit aantal X is exclusief de waarnemingen van de gaten.

### Keuze velden

Soort profiel

- U
- Z

Slottype

- Warmgewalst
- Koudgevormd
- Onbekend

Coating

- Ja
- Nee
- Onbekend

Typering object

- Sluiskolk
- Sluiscomplex
- Brug
- Kade
- Steiger voor kade of damwand
- In- of uitlaat
- Beschoeiing
- Overige waterbouwkundige constructie
- Ondergrondse ruimte
- Toerit/verdiepte ligging
- Anders

### **Worksheet <Locatie 2> t/m <Locatie 20>**

De invoer velden van deze 19 sheets zijn identiek aan die van <Locatie 1> met één uitzondering: in deze sheets kunnen geen waarden voor de meetniveaus worden ingevoerd, dat kan dus alleen in <Locatie 1>.

## Referenties

- [1] BAW Empfehlung Spundwanddickenmessungen in Häfen und an Wasserstraßen Grundlagen, Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation (ESM), Bundesanstalt für Wasserbau, 2017
- [2] Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 1 – Literatuurstudie ref. 11200741-012-HYE-0004, Deltares, 2019-10-18
- [3] Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 2 – Analyse verzamelde diktemetingen, ref 11200741-012-HYE-0005, Deltares, 2019-10-18
- [4] Degradation of Steel Sheet Piles Modification factor for design value of thickness reduction due to corrosion ref 11200741-012-HYE-0009, Version 2, Deltares, February 2020
- [5] Enhancing reliability-based assessments of quay walls, A.A. Roubos, <https://doi.org/10.4233/uuid:40632b7a-970e-433d-9b4e-ff2d2249b156>, Technische Universiteit Delft, 2019
- [6] Handboek inspectie staal Conform CUR-Aanbeveling 117, SBRCURnet, 2016
- [7] ISO 16831:2012(E) Non-destructive testing – Ultrasonic testing – Characterization and verification of ultrasonic thickness measuring equipment, International Organization for Standardization, 2012-04-01
- [8] NEN 8700+A1:2020 Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen, Nederland Normalisatie Instituut, 2020
- [9] NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 en /NB:2019 nl, Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp en Nationale bijlage, Nederland Normalisatie Instituut, 2019
- [10] NEN-EN-ISO 9712:2012 en Niet-destructief onderzoek – Kwalificatie en certificatie van NDO personeel, Nederland Normalisatie Instituut, 2012

## Bijlagen

## Bijlage A – Bepaling van de rekenwaarde van de dikteafname

### A1 Inleiding

De bepaling van de rekenwaarde van de dikte afname van bestaande stalen damwandconstructies is gebaseerd op de wijze waarop deze kan worden bepaald voor een beoordeling volgens de NEN1990-serie [9] van nieuw te bouwen damwandconstructies<sup>7</sup>. Als eerste zal de beschrijving voor nieuwbouw worden omgezet naar die voor bestaande bouw. Vervolgens wordt deze beschrijving uitgebreid naar een beschrijving waarin de steekproefgrootte wordt meegenomen.

### A2 Herformulering van nieuwbouw naar bestaande bouw inclusief extrapolatie

Anders dan bij nieuwbouw moet voor de beoordeling van een bestaande damwandconstructie volgens de NEN8700-serie [8] worden uitgegaan van een extrapolatie van de dikteafname aan het einde van de levensduur op basis de actuele situatie. Deze actuele situatie dient vastgesteld te zijn met behulp van de resultaten van de staaldikte metingen. Voor stalen damwanden zijn dat gemiddelde staaldikte afname sinds aanleg  $\bar{c}_{m;T_1}$  en de variatie  $V_{\bar{c}_{T_1}}$  van de horizontale gemiddelde waarde op basis van diktemetingen op  $T_1$  jaar na damwandinstallatie. Voor de staaldikte die gemiddeld genomen bij installatie aanwezig  $t_0$  is kan, indien deze niet is gemeten, over het algemeen<sup>8</sup> de nominale waarde worden genomen. Op basis van het gemiddelde van de gemeten staaldikte  $\bar{t}_{T_1}$  op een meetniveau  $T_1$  en ervan uitgaande dat er gemiddeld genomen een initiële nominale dikte  $t_0$  bij installatie aanwezig is, kan op die locatie het horizontaal gemiddelde van de dikte afname op die diepte worden bepaald met:

$$\bar{c}_{T_1} = t_0 - \bar{t}_{T_1} \quad (\text{A.1})$$

Vervolgens kunnen deze horizontaal gemiddelde dikte afnamen  $\bar{c}_{T_1}$  van de verschillende diepten en locaties worden gecombineerd tot een verzameling met een gemiddelde,  $\bar{c}_{m;T_1}$  en variatiecoëfficiënt,  $V_{\bar{c}_{T_1}}$ .

Daarnaast bestaat er bij de beoordeling van een bestaande constructie een verschil tussen de levensduur,  $T_{end}$  en de referentie periode  $T_{ref}$ . Daar waar in de achtergrondrapportage<sup>7</sup> voor nieuw te bouwen damwandconstructie  $T_{ref}$  wordt gehanteerd wordt hier voor de beoordeling van bestaande damwandconstructies  $T_{end}$  aangehouden. Alhoewel verwacht wordt dat gemiddeld de dikte afname snelheid in meerdere of mindere mate met de tijd afneemt, bestaat er anderzijds of de corrosiecondities sinds aanleg en de toekomst constant<sup>9</sup> waren en blijven. Om deze onzekerheden af te dekken kan er gekozen worden om uit te gaan van een lineaire extrapolatie van de gemiddelde dikte afname sinds aanleg tot op  $T_1$  tot aan het einde van de levensduur  $T_{end}$  bij een gelijkblijvende variatie:

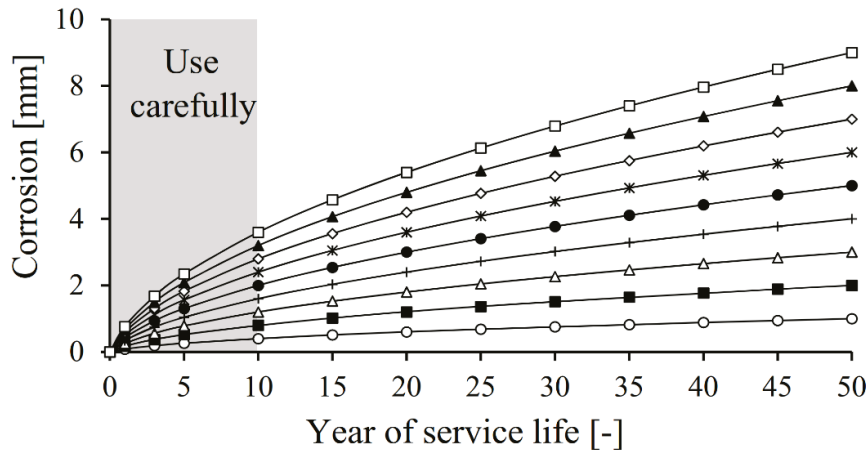
$$\bar{c}_{m;T_{end}} = \bar{c}_{m;T_1} \frac{T_{end}}{T_1} \quad (\text{A.2a})$$

<sup>7</sup> Degradation of Steel Sheet Piles Modification factor for design value of thickness reduction due to corrosion ref 11200741-012-HYE-0009, Version 2, Deltares, February 2020 [4]

<sup>8</sup> Er zijn uitzonderingen: het Havenbedrijf Rotterdam eist dat, in afwijking van de fabricagenormen, alleen damwanden met een dikte die groter is dan de nominale waarde worden toegepast. In dit bijzonder geval zal het gemiddelde van de  $t_0$  systematisch hoger liggen dan de nominale waarde (de waarde uit het tabellenboekje). Verder is het effect van de onzekerheid van een initiële dikte het grootste in situaties met relatief weinig dikteafname ten opzichte van de walstolerantie.

<sup>9</sup> Let op dat ingeval van gecoate damwanden de situatie over het algemeen verandert in de tijd door degradatie van de coating.

Een manier om er wel rekening mee te houden dat de dikte afname snelheid met de tijd afneemt is gebruik te maken van de trend van de zogenaamde Jongbloedcurves<sup>10</sup>.



**Figuur A2** Jongbloed corrosie curves<sup>10</sup>

De trend van deze curves is vanaf 15 jaar tot op het einde van de curve op 50 jaar te benaderen met  $y = ax^{0.561}$ . Indien de metingen zijn uitgevoerd op minimaal 15 jaar na installatie en de corrosie condities over de gehele levensduur gelijk blijven, zou kunnen worden overwogen om gebruik te maken van een extrapolatie die de trend van de Jongbloedcurves benadert bij een gelijkblijvende variatie:

$$\bar{c}_{m;T_{end}} = \bar{c}_{m;T_1} \left( \frac{T_{end}}{T_1} \right)^{0.561} \quad (A.2b)$$

De verwachtingswaarde van de corrosie aan het einde van de levensduur wordt nu door gebruikmaking van lineaire extrapolatie (A.2a) of van de trend benadering volgens de Jongbloedcurves (A.2b) bij een gelijkblijvende variatie:

$$\bar{t}_{m;T_{end}} = t_0 - \bar{c}_{m;T_{end}} \quad (A.3)$$

$$V_{\bar{c}_{T_{end}}} = V_{\bar{c}_{T_1}} \quad (A.4)$$

Voor het, voor de sterkte maatgevende onderdeel met een initiële staaldikte  $t_0$ , kan de rekenwaarde van de dikte worden bepaald door deze te verminderen met de rekenwaarde van de dikteafname  $\bar{c}_{d;T_{end}}$ :

$$\bar{t}_{d;T_{end}} = t_0 - \bar{c}_{d;T_{end}} \quad (A.5)$$

De rekenwaarde<sup>7</sup> van de dikte afname  $\bar{c}_{d;T_{end}}$  op van  $T_{end}$  is:

$$\bar{c}_{d;T_{end}} = t_0 - \frac{(t_0 - \bar{c}_{m;T_{end}})}{\gamma_{corr}} \quad (A.6)$$

10 Enhancing reliability-based assessments of quay walls, A.A. Roubos, <https://doi.org/10.4233/uuid:40632b7a-970e-433d-9b4e-ff2d2249b156>, Technische Universiteit Delft, 2019 [5]



De waarde van de modificatie factor  $\gamma_{corr}$  kan uit figuur A2 of figuur A3 worden afgelezen, of op basis van lineaire interpolatie worden bepaald tussen de in tabel A2 gegeven waarden. De hierbij benodigde variatiecoëfficiënt  $V_{\bar{t}_{T_{end}}}$  van de residuele staaldikte  $\bar{t}_{T_{end}}$  op  $T_{end}$  dient te worden bepaald met (A.6):

$$V_{\bar{t}_{T_{end}}} = \frac{\bar{C}_{m;T_{end}} \cdot V_{\bar{C}_{T_{end}}}}{t_0 - \bar{C}_{m;T_{end}}} \quad (A.7)$$

waarbij:

$\bar{C}_{m;T_1}$	[mm]	Gemiddelde staaldikte reductie aan het einde van $T_1$ in een horizontaal vlak over een mechanisme breedte over een mechanisme breedte, $L_B$ .
$\bar{C}_{T_{end}}$	[mm]	Gemiddelde staaldiktereductie aan het einde van $T_{end}$ in een horizontaal vlak over een mechanisme breedte, $L_B$ .
$\bar{C}_{m;T_{end}}$	[mm]	Gemiddelde waarde van $\bar{C}_{T_{end}}$ (over alle horizontale vlakken waar is gemeten).
$\bar{C}_{d;T_{end}}$	[mm]	Rekenwaarde van de dikte afname op $T_{end}$ .
$L_B$	[m]	Mechanisme breedte. Deze wordt in het kader van het meetprotocol gelijk of groter verondersteld aan 6 damwandplanken ( $\geq$ breedte waarover de metingen zijn uitgevoerd).
$t_0$	[mm]	Initiële (nominale) staaldikte.
$\bar{t}_{T_1}$		Gemiddelde restdikte van het staal in een (specifiek) horizontaal vlak over de mechanisme breedte $L_B$ aan het einde van $T_1$ .
$\bar{t}_{T_{end}}$	[mm]	Gemiddelde restdikte van het staal in een (specifiek) horizontaal vlak over de mechanisme breedte $L_B$ aan het einde van $T_{end}$ .
$\bar{t}_{m;T_{end}}$	[mm]	Gemiddelde waarde van $\bar{t}_{T_{end}}$ (over alle horizontale vlakken).
$T_{end}$	[jaar]	Levensduur.
$T_{ref}$	[jaar]	Referentieperiode.
$T_1$	[jaar]	Leeftijd van de damwand op het moment dat de staaldikte is gemeten.
$V_{\bar{C}_{T_1}}$	[-]	Variatiecoëfficiënt van $\bar{t}_{T_{end}}$ .
$V_{\bar{C}_{T_{end}}}$	[-]	Variatiecoëfficiënt van $\bar{C}_{T_{end}}$ .
$V_{\bar{t}_{T_{end}}}$	[-]	Variatiecoëfficiënt van $\bar{t}_{T_{end}}$ .
$\gamma_{corr}$	[-]	Modificatie factor ter bepaling van de rekenwaarde van de dikte afname.

### A3 Invloed steekproefgrootte

In de hieraan voorafgaande beschrijving in A2 wordt ervan uitgegaan dat de gemiddelde staaldikte en de bijbehorende variatiecoëfficiënt gebaseerd is op de gehele populatie. In de praktijk is er echter sprake van een spreekproef met  $N$  waarnemingen. Om de invloed van de steekproefgrootte mee te wegen, kan gebruik worden gemaakt van een benadering<sup>11</sup> volgens de studentverdeling. De rekenwaarde van de dikte afname gebaseerd op een steekproefomvang met  $N$  waarnemingen,  $\bar{C}_{d;T_{end};N}$  kan worden bepaald door gebruik te maken

<sup>11</sup> Zoals in [4] aangegeven is geen exacte (analytische) oplossing voorhanden voor de bepaling van de modificatie factor in [6] is gekozen de modificatie factor met behulp van MonteCarlo simulaties te bepalen. Aangezien er geen analytische oplossing voor modificatie factor voor handen is er gekozen om de invloed van de steekproefgrootte mee te nemen met benadering die gebruik maakt van de studentverdeling.

van vergelijking (A.6) en daarin  $\gamma_{corr}$  te vervangen door de modificatie factor die hoort bij een steekproef met  $N$  waarnemingen  $\gamma_{corr;N}$ :

$$\bar{c}_{d;T_{end};N} = t_0 - \frac{(t_0 - \bar{c}_{m;T_{end}})}{\gamma_{corr;N}} \quad (A.8)$$

De waarde van de modificatie factor  $\gamma_{corr;N}$  voor  $N$  waarnemingen dient te worden bepaald bij de variatiecoëfficiënt van de dikte bij  $N$  waarnemingen,  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$ . De waarde  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$  is gebaseerd op de, vanwege de steekproefomvang, grotere onzekerheid van de dikte afname welke in de voorgestelde aanpak wordt uitgedrukt in de toename van de variatiecoëfficiënt van de dikteafname tot een waarde  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$ . Deze aanpak met de  $\gamma_{corr;N}$  is nodig vanwege het sterke niet lineaire verband tussen de onzekerheid van de dikte afname en de benodigde rekenwaarde van de dikte.

Door de rekenwaarde van de dikteafname op een wijze zoals gebruikelijk voor een doelbetrouwbaarheid  $\beta_{\bar{c}}$  te formuleren wordt:

$$\bar{c}_{d;T_{end}} = \bar{c}_{m;T_{end}} \left( 1 + V_{\bar{c}_{T_{end}}} \cdot \beta_{\bar{c}} \right) \quad (A.9)$$

en:

$$\beta_{\bar{c}} = \frac{\bar{c}_{d;T_{end}} - \bar{c}_{m;T_{end}}}{V_{\bar{c}_{T_{end}}} \bar{c}_{m;T_{end}}} \quad (A.10)$$

Bij een benadering waarbij gebruik gemaakt wordt van de studentverdeling dient, wanneer het aantal vrijheidsgraden (waarnemingen) naar oneindig gaat, de zogenaamde t-waarde van een studentverdeling overeen te komen met deze  $\beta_{\bar{c}}$  waarde. Bij een oneindig aantal vrijheidsgraden benadert de fractie van een studentverdeling die van de normale verdeling. De bij  $\beta_{\bar{c}}$  behorende fracties  $\alpha$  van de student verdeling is dus:

$$\alpha = -\Phi(\beta_{\bar{c}}) \quad (A.11)$$

Uitgaande van deze fractie  $\alpha$  kan nu de grootte van de variatiecoëfficiënt van de dikteafname bij  $N$  waarnemingen  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$ , gebruik makend van de studentverdeling, worden benaderd met:

$$V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^* \cdot \beta_{\bar{c}} = V_{\bar{c}_{T_{end}}} \cdot t_{N-1}^{\alpha} \cdot \sqrt{\frac{1}{N} + 1} \quad (A.12)$$

en:

$$V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^* = \frac{t_{N-1}^{\alpha} \cdot \sqrt{\frac{1}{N} + 1}}{\beta_{\bar{c}}} \cdot V_{\bar{c}_{T_{end}}} \quad (A.13)$$

De voor de steekproefomvang  $N$ , op basis van  $\gamma_{corr}$  gecorrigeerde variatiecoëfficiënt van de dikte  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$ , kan worden bepaald door gebruik te maken van (A.7) en  $V_{\bar{c}_{T_{end}}}$  te vervangen door  $V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$ :

$$V_{\bar{t}_{T_{end}};N}^* = \frac{\bar{c}_{m;T_{end}} \cdot V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*}{t_0 - \bar{c}_{m;T_{end}}} \quad (A.14)$$

Gecombineerd met (A.7), (A.9) en (A.13) geeft:

$$V_{\bar{t}_{T_{end}};N}^* = V_{\bar{t}_{T_{end}}} \cdot \frac{t_{N-1}^{-\Phi(\beta_{\bar{c}})} \cdot \sqrt{\frac{1}{N} + 1}}{\beta_{\bar{c}}} \quad (A.15)$$

Met de gevonden  $V_{\bar{t}_{T_{end}};N}^*$  kan de waarde van de modificatiefactor  $\gamma_{corr;N}$  voor  $N$  waarnemingen uit figuur A2 of figuur A3 worden afgelezen of op basis van lineaire interpolatie worden bepaald tussen de in tabel A2 gegeven waarden voor de variatiecoëfficiënt van de staaldikte.

Met de op de steekproef gebaseerde rekenwaarde van de dikte afname  $\bar{c}_{d;T_{end};N}$  kan nu rekenwaarde van de staaldikte worden bepaald met:

$$\bar{t}_{d;T_{end}} = t_0 - \bar{c}_{d;T_{end};N} \quad (A.16)$$

waarbij:

$\bar{c}_{d;T_{end};N}$	[mm]	Rekenwaarde van de dikte afname op $T_{end}$ op basis van een steekproef met $N$ waarnemingen.
$N$	[m]	Aantal waarnemingen van de steekproef.
$t_{N-1}^{\alpha}$	[m]	t-factor van de studentverdeling voor fractie $\alpha$ en $N$ waarnemingen (vrijheidsgraden).
$V_{\bar{c}_{T_{end}};N}^*$	[m]	Voor het aantal waarnemingen van de steekproef op basis van $\gamma_{corr}$ gecorrigeerde variatiecoëfficiënt van de dikte afname $\bar{c}_{T_{end}}$ .
$V_{\bar{t}_{T_{end}};N}^*$	[-]	Voor het aantal waarnemingen van de steekproef op basis van $\gamma_{corr}$ gecorrigeerde variatiecoëfficiënt van $\bar{t}_{T_{end}}$ .
$\alpha$	[-]	Bij de $\beta_{\bar{c}}$ behorende fractie.
$\gamma_{corr;N}$	[-]	Modificatie factor ter bepaling rekenwaarde van de dikte afname op basis van een steekproef met $N$ waarnemingen.
$\beta_{\bar{c}}$	[m]	Doel betrouwbaarheid.

#### A4 Rekenvoorbeeld

Voor 5 verschillende steekproefgrootten  $N$  van 5, 10, 20, 40 en 100 en een initiële staaldikte  $t_0 = 10$  mm dient op basis van diktemeting op  $T_1 = 50$  jaar met  $\bar{c}_{m;T_1} = 2$  mm en  $V_{\bar{c}_1} = 0,25$  de rekenwaarde van de dikte afname  $\bar{t}_{d;T_{end}}$  te worden bepaald aan het einde van de levensduur  $T_{end} = 65$  jaar voor zowel de lineaire extrapolatie als de extrapolatie volgens de trend van de Jongbloedcurves. Als eerste zijn met (A.2a) en (A.2b) de verwachtingswaarde van de dikte afname op  $T_{end}$  bepaald voor respectievelijk de lineaire extrapolatie en de extrapolatie volgens de trend van de Jongbloedcurves. Vervolgens zijn achtereenvolgens  $\bar{c}_{m;T_{end}}$ ,  $\bar{t}_{m;T_{end}}$ ,  $V_{\bar{t}_{T_{end}}}$ ,  $\gamma_{corr}$ ,  $\bar{c}_{d;T_{end}}$ ,  $\beta_{\bar{c}}$ ,  $\alpha$  bepaald en voor de diverse steekproefgrootten zijn vervolgens  $t_{N-1}^{\alpha}$ ,  $V_{\bar{t}_{T_{end}};N}^*$ ,  $\gamma_{corr;N}$  bepaald. Als laatste is de rekenwaarde van de dikte afname op  $T_{end}$  op basis van een steekproef met  $N$  waarnemingen bepaald. In tabel A.1 zijn de resultaten van de diverse berekeningsstappen weergegeven alsmede de gebruikte formule of tabel. Voor het overzicht is de tabel opgesplitst in twee delen: 1) het deel van de be-

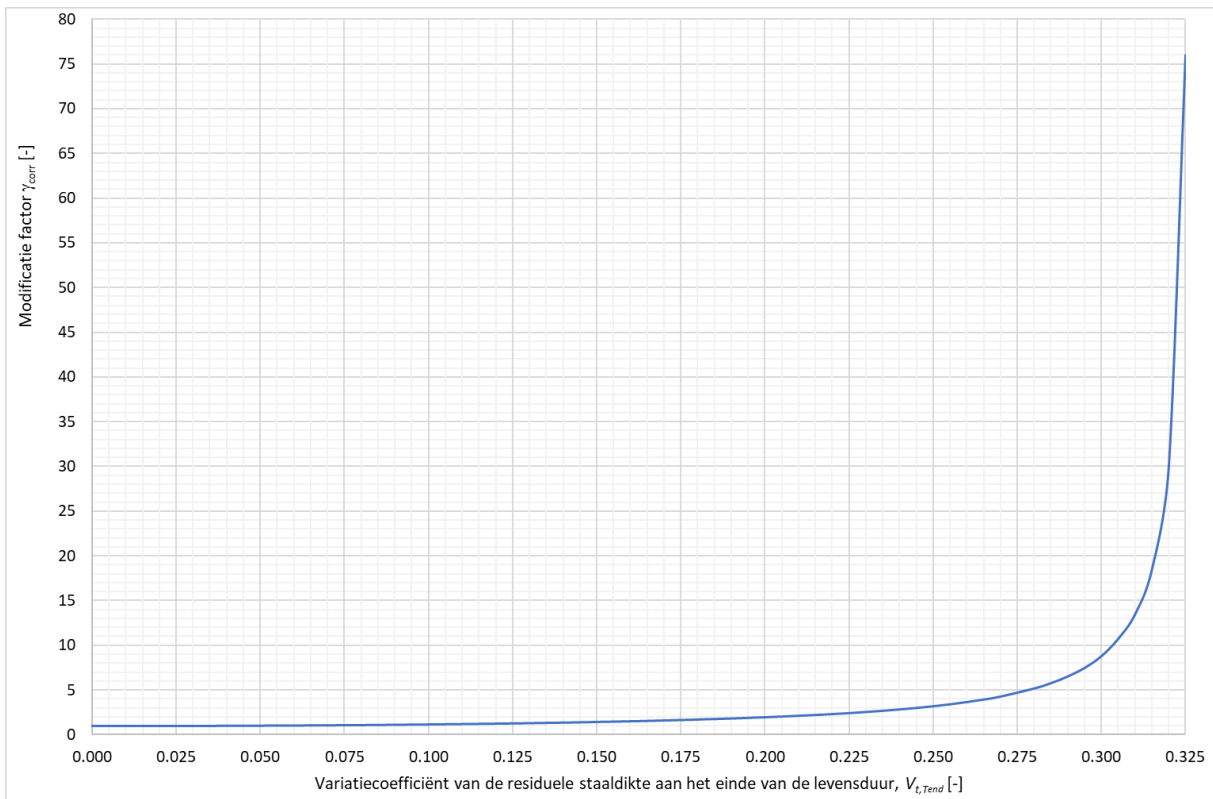
rekening waar er geen rekening mee wordt gehouden dat de waarden zijn gebaseerd op een steekproef met dikte metingen; deze waarden zouden gelden bij een oneindig grote steekproef met dikte metingen en 2) het berekeningsdeel waarin de invloed van de steekproefgrootte in rekening wordt gebracht.

Berekeningsdeel oneindig grote steekproef						Berekeningsdeel voor steekproef met N waarnemingen						
Extra-polatie	$\bar{C}_{m;T_{end}}$	$\bar{t}_{m;T_{end}}$	$V_{\bar{t}_{end}}$	$\gamma_{corr}$	$\bar{C}_{d;T_{end}}$	$\beta_{\bar{c}}$	$\alpha$	$N$	$t_{N-1}^{\alpha}$	$V_{\bar{t}_{end};N}^*$	$\gamma_{corr;N}$	$\bar{C}_{d;T_{end};N}$
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[#]	[-]	[-]	[-]	[-]
	A.2	A.3	A.7	Tab A2	A.6	A.10	A.11			A.14	Tab A2	A.16
Lineair (A.2a)	2,6	7,40	0,088	1,136	3,5	1,363	8,64E-2	100	1,373	0,089	1,140	3,5
								40	1,388	0,091	1,145	3,5
								20	1,416	0,094	1,155	3,6
								10	1,480	0,100	1,180	3,7
								5	1,657	0,117	1,255	4,1
Jongbloed (A.2b)	2,32	7,68	0,075	1,097	3,0	2,172	1,21E-1	100	1,179	0,076	1,100	3,0
								40	1,190	0,078	1,103	3,0
								20	1,209	0,080	1,109	3,1
								10	1,254	0,085	1,125	3,2
								5	1,374	0,097	1,168	3,4

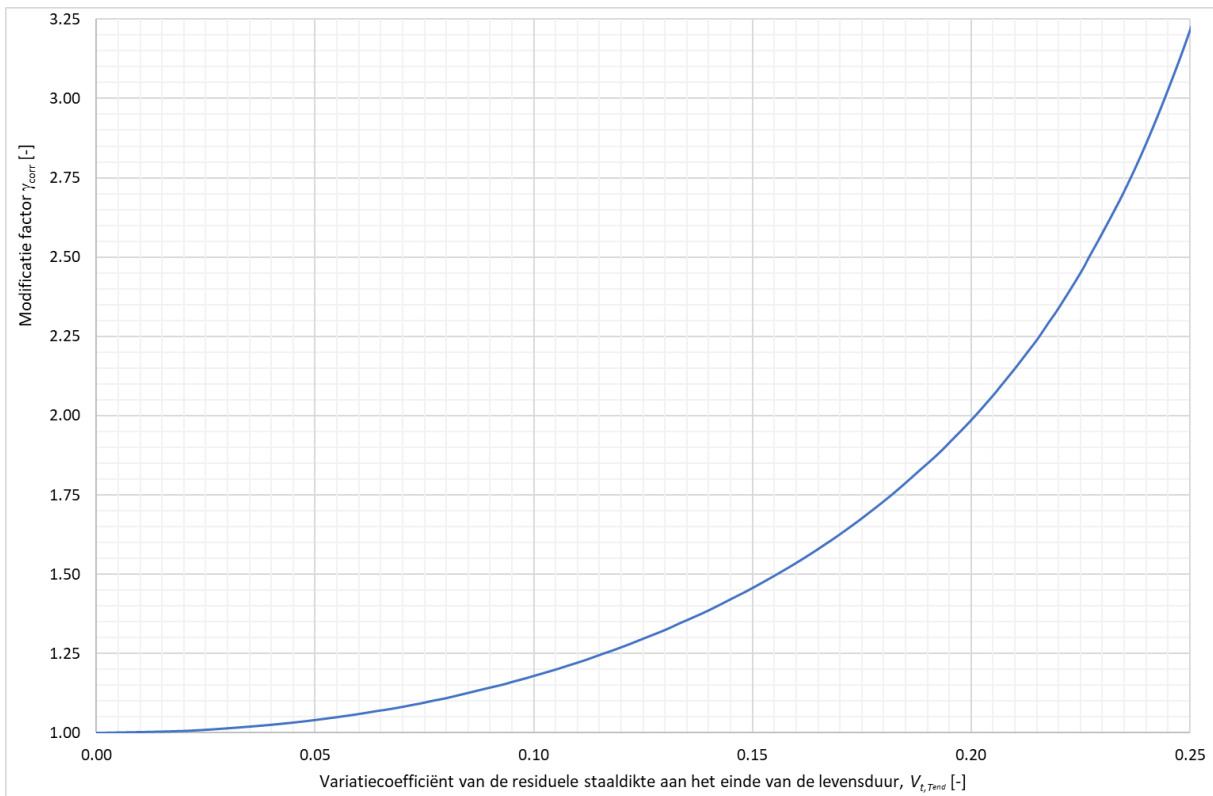
Tabel A1 Resultaten rekenvoorbeeld

$V_{\bar{t}_{end}}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]		$V_{\bar{t}_{end}}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]		$V_{\bar{t}_{end}}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]
0,017	1,005		0,112	1,231		0,213	2,204
0,025	1,010		0,114	1,241		0,215	2,240
0,035	1,020		0,116	1,251		0,218	2,300
0,043	1,030		0,118	1,260		0,220	2,341
0,050	1,041		0,122	1,281		0,225	2,452
0,055	1,050		0,126	1,303		0,227	2,503
0,060	1,060		0,130	1,325		0,230	2,578
0,064	1,069		0,133	1,344		0,235	2,710
0,066	1,073		0,136	1,362		0,240	2,860
0,069	1,080		0,140	1,387		0,245	3,030
0,072	1,088		0,145	1,422		0,250	3,217
0,074	1,093		0,149	1,450		0,255	3,435
0,077	1,102		0,155	1,496		0,260	3,690
0,080	1,110		0,161	1,545		0,265	3,965
0,083	1,120		0,168	1,608		0,270	4,300
0,086	1,130		0,174	1,667		0,280	5,200
0,089	1,140		0,180	1,731		0,285	5,800
0,093	1,153		0,184	1,777		0,290	6,550
0,095	1,161		0,188	1,826		0,295	7,500
0,098	1,172		0,192	1,875		0,300	8,820
0,100	1,180		0,195	1,916		0,305	10,760
0,103	1,192		0,200	1,987		0,310	13,500
0,105	1,200		0,205	2,065		0,315	18,500
0,107	1,209		0,207	2,099		0,320	30,000
0,110	1,222		0,210	2,150		0,325	76,000

Tabel A2 Modificatie factor



**Figuur A2** Modificatie factor



**Figuur A3** Detail van figuur A2 Modificatie factor

## Bijlage B – Beschrijving spreadsheet hulpmiddel voor de interpretatie van de diktemetingen

### B1 Inleiding

De in het kader van het kennisprogramma natte kunstwerken (KpNK) ontwikkelde spreadsheet heeft twee functies:

- 1 Systematische vastlegging van informatie en meetresultaten.
- 2 Hulpmiddel voor de geotechnische adviseur bij de interpretatie van de meetresultaten.

In stap 7 van het protocol is reeds ingegaan op het deel van de spreadsheet voor de systematische vastlegging van informatie en meetresultaten. In deze bijlage B van het protocol wordt ingegaan op het deel van de spreadsheet dat de geotechnische adviseur als hulpmiddel kan gebruiken bij de interpretatie van de meetresultaten. Het is aan de geotechnisch adviseur om te bepalen (net zoals alle andere informatie) op welke wijze de meetresultaten worden meegenomen in een beoordeling.

Het gedeelte dat als hulpmiddel voor de geotechnische adviseur bij de interpretatie van de meetresultaten dient is opgesplitst in twee delen:

- a. Neutraal deel waarin de resultaten van statische bewerkingen van de gecombineerde meetresultaten in tabellen en grafieken worden gepresenteerd.
- b. De bepaling van rekenwaarden, gebruikmakend van de modificatie factor methode.

Het hulpmiddel biedt de geotechnisch adviseur ook de mogelijkheid om de analyses op deelselecties uit te voeren. De geotechnisch adviseur kan hierbij zowel een deelsectie binnen de meetlocaties maken als in de verticaal maximaal 5 zones definiëren.

Voor een goed overzicht van de informatie wordt geadviseerd om het hulpmiddel in minimaal 3 vensters te openen (in Excel > Beeld-tab>Nieuw Venster) waarbij het effect van eventuele deelselecties op de resultaten direct kan worden waargenomen.

Achtereenvolgens wordt ingegaan op de twee delen waarbij de bijbehorende sheets zijn vermeld:

- Neutraal deel <Locatie 1-20> en <Gecombineerde snelheden>
- Rekenwaarde deel
  - <Overzicht>
  - <Levensduur Flens-LINEAIREtrend> , <Levensduur Alle-LINEAIREtrend> , <Levensduur Alle-JONGBLOEDtrend > <Levensduur Flens-JONGBLOEDtrend>

De laatste worksheet van de spreadsheet is een <Vrij werkblad>. Het <Vrij werkblad> kan de gebruiker vrij gebruiken en inrichten naar eigen inzicht. Als standaard zijn kopieën van de niet locatie specifieke grafieken in <Vrij werkblad> gezet die de gebruiker naar eigen inzicht kan aanpassen.

De beschrijving is opgesteld voor "Meetprotocol damwanden tool v0.3.3\_Z.xlsx" met de status Beta versie 0.3.3\_Z voor Z-profielen en "Meetprotocol damwanden tool v0.3.3\_U.xlsx" met de status Beta versie 0.3.3\_U voor U-profielen. Het betreft Excel spreadsheet applicaties.

**Disclaimer "Meetprotocol damwanden tool v0.3.3\_Z.xlsx" - Excel spreadsheet toepassing bètaversie 0.3.3\_Z en "Meetprotocol damwanden tool v0.3.3\_U.xlsx" - Excel spreadsheet toepassing bètaversie 0.3.3\_U**

Houd er rekening mee dat dit een bètaversie is van het "Meetprotocol damwandhulpmiddel" - Excel-spreadsheet toepassing die nog steeds wordt getest vóór de officiële release.

Door gebruik te maken van de "Meetprotocol damwandtool v0.3.3\_Z.xlsx" of de "Meetprotocol damwandtool v0.3.3\_U.xlsx" - Excel-spreadsheet toepassing (hierna "de Toolbox" genoemd), gaat u als gebruiker expliciet akkoord met de volgende gebruiksvoorwaarden voor de Toolbox die het gebruik regelen van de Toolbox.

U mag de Toolbox van Deltares gebruiken en het gebruik ervan is gratis. De Toolbox is alleen bedoeld om als hulpmiddel bij het "Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen" (hierna Protocol genoemd) te dienen. Het is een hulpmiddel ter ondersteuning van de:

- 1 Rapporteur van de metingen die volgens het Protocol zijn uitgevoerd. Het hulpmiddel biedt ondersteuning bij de vastlegging van de informatie en meetresultaten van staaldikte metingen van bestaande damwanden.
- 2 Geotechnisch adviseur bij de interpretatie van de meetresultaten van staaldikte metingen van bestaande stalen damwanden die zijn uitgevoerd volgens het Protocol door op verschillende wijze:
  - a. overzichten (tabellen en grafieken) te presenteren van de informatie die de rapporteur van de metingen in de Toolbox heeft opgeslagen;
  - b. rekenwaarden van de staaldikte afname van ongecoate stalen damwanden op basis van de modificatie factor methode conform Bijlage A van het Protocol te bepalen; waarbij de staaldikte afname goed, op basis van de initiële dikte en ultrasone diktemetingen, kan worden bepaald. Voor een goede bepaling van de dikteafname mag het aantal meetposities waar geen dikteafname kan worden gemeten ten gevolge van pitting (en daarmee samenhangende additionele staalvolume afname) niet significant zijn.

Hoewel de Toolbox met de grootste zorg is ontwikkeld, kunnen de resultaten fouten en / of onnauwkeurigheden bevatten.

De resultaten die door de Toolbox worden gegenereerd, zijn afhankelijk van de door de gebruiker(s) ingevoerde informatie. De Toolbox heeft geen adviserende status. De door / met de Toolbox geregeerde resultaten hebben een informatieve status. De Toolbox is niet geschikt gemaakt voor gebruik buiten Nederland.

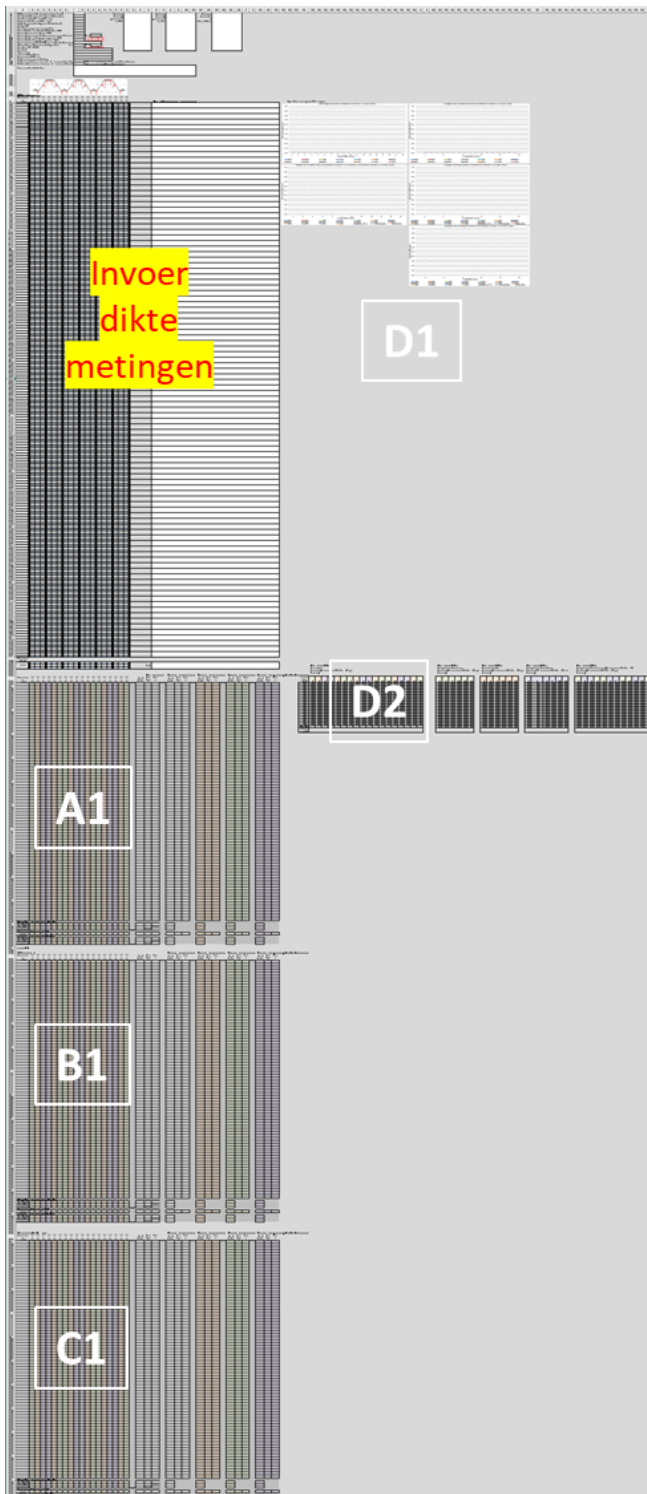
Het gebruik van de Toolbox gebeurt op eigen risico. Deltares aanvaardt geen enkele aansprakelijkheid - van welke aard dan ook - voor welke vorm van verlies of schade dan ook (inclusief materiële en financiële schade) op enigerlei wijze die voortvloeit uit het functioneren en / of gebruik van de Toolbox.

## B2 Neutraal deel

### B2.1 Overzicht worksheet <Locatie 1-20>

Het neutrale deel van de spreadsheet omvat de 20 worksheets waar de diktemetingen en informatie per locatie kan worden ingevoerd. Naast het invoergeedeelte bevatten deze 20 worksheets ook nog tabellen waarin:

- A1 de gemiddelde waarde van de dikte meting per meetpunt wordt bepaald door het gemiddelde te bepalen van de ingevoerde diktemetingen per meetpunt.
- B2 de gemiddelde dikte afname wordt bepaald door de gemeten dikte van de flens respectievelijk lijfdikte af te trekken.
- C1 de gemiddelde dikte afnamesnelheid sinds aanleg wordt bepaald door de dikteafname te delen door de leeftijd op moment van dikte meten.
- D1 vijf grafieken waarin de gemeten dikte per meetniveau als functie van de meetpositie wordt weergegeven van de bovenste 20 meetniveaus en de initiële dikte van flens en lijf:
  - alle meetposities,
  - alle flenzen,
  - voorflenzen,
  - achterflenzen,
  - lijf.
- D2 vijf tabellen met waarden voor de vijf grafieken (D1).



- A1) Gemiddelde dikte
- B1) Gemiddelde afnamedikte
- C1) Gemiddelde dikteafname  
snelheid sinds aanleg
- D1) 5 gemeten dikte grafieken
- D2) Waarden voor 5 gemeten  
dikte grafieken

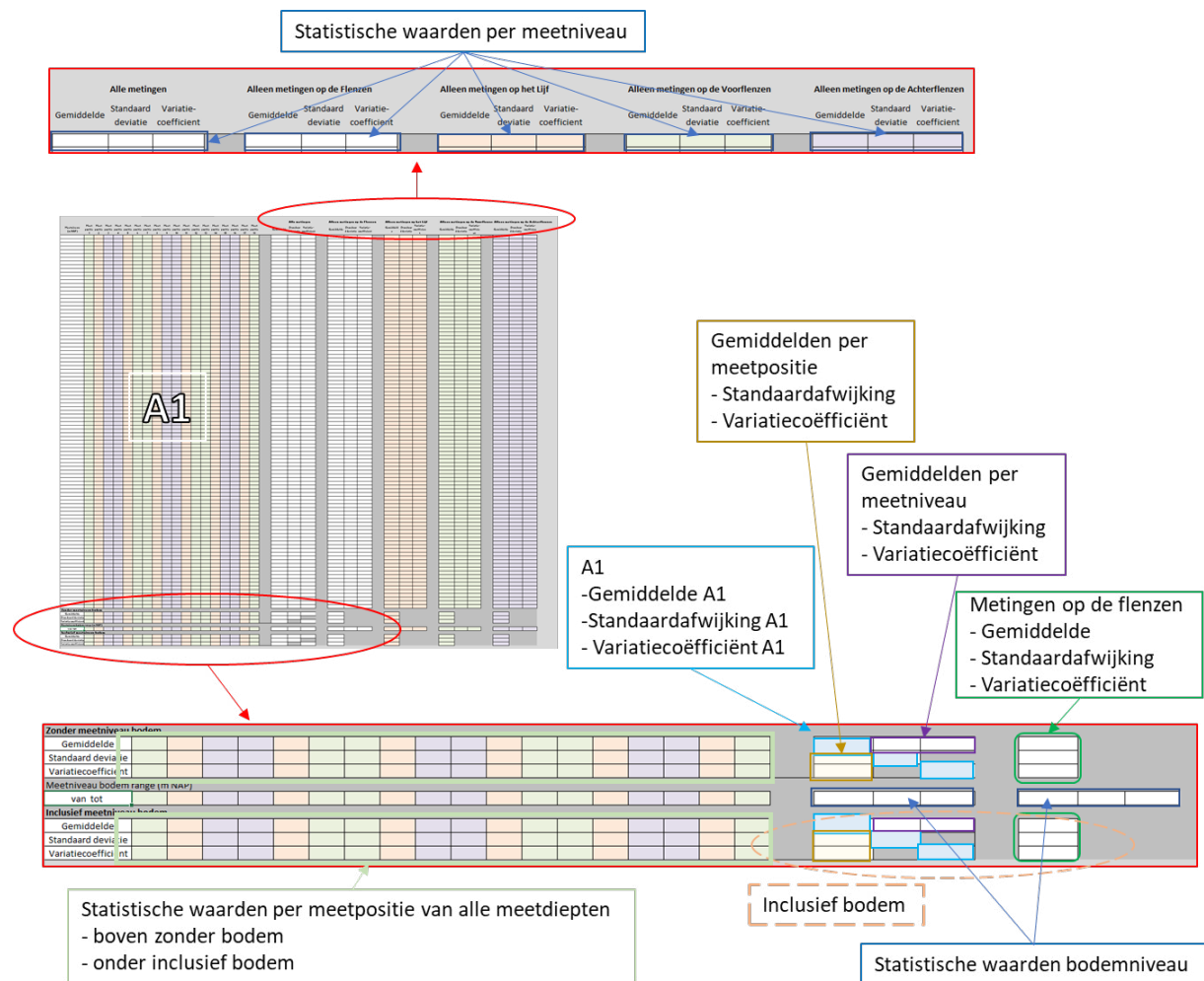
**Figuur B1** Overzicht worksheet <Locatie 1-20> waarin in de delen A1, B1 en C1 naast het invoergeedeelte zijn weergegeven maar in het spreadsheet onderstaan

Naast iedere tabel (A1, B1 en C1) staan de statistische waarden per meetniveau en onder deze tabel staan:

- Statistische waarden per meetpositie voor de meetniveaus boven de bodem.
- Gemiddelden op bodemniveau per locatie.
- Statistische waarden per meetpositie voor alle meetniveaus inclusief de bodem.



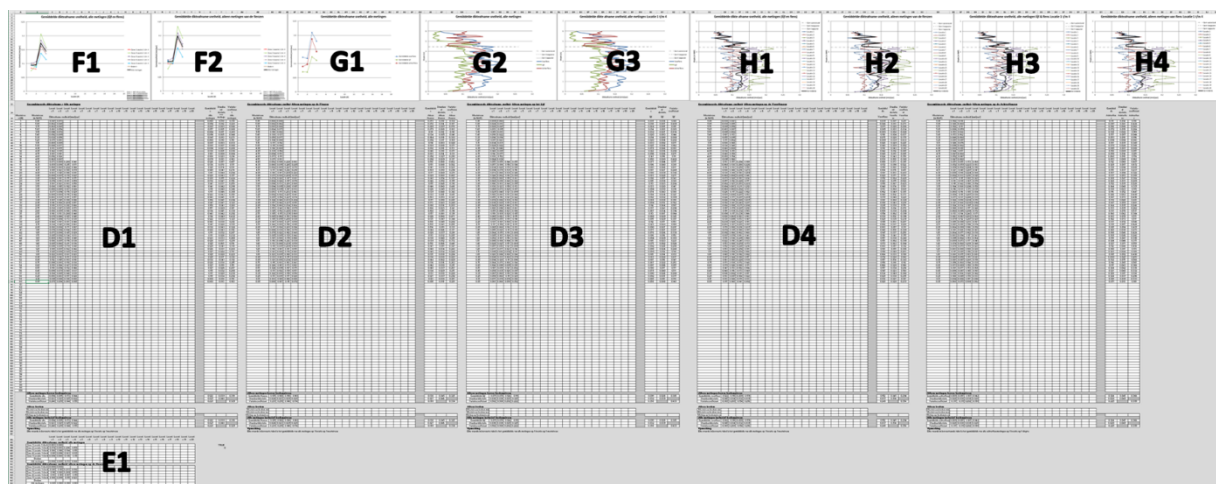
In figuur B2 zijn voor A1 details weergegeven die eveneens voor de tabellen B1 en C1 van toepassing zijn.



Figuur B2 Details van gedeelte A1 gemiddelde dikte in figuur B1 van worksheets <Locatie 1> t/m <Locatie 20>

## B2.2 Worksheet <Gecombineerde snelheden>

In deze worksheet <gecombineerde snelheden> worden de gemiddelde dikteafname snelheden van <Locatie 1> t/m <Locatie 20> gecombineerd en statisch verwerkt en gepresenteerd in tabellen en grafieken. In figuur B3 staat een overzicht weergegeven van deze worksheet met daarin codering van de diverse onderdelen.



Figuur B3 Overzicht van de worksheet <Gecombineerde snelheden>

## Tabellen D1 t/m D5

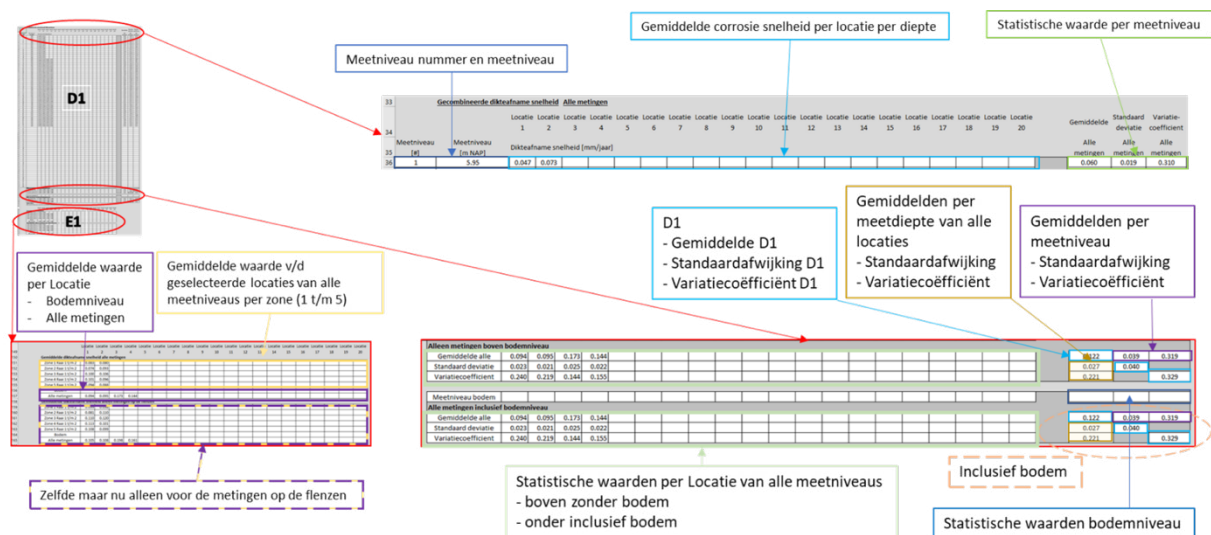
In de worksheet **<gecombineerde snelheden>** staan 5 tabellen met gemiddelde waarde per locatie per meetdiepte

- D1 alle metingen.
- D2 alleen metingen op de flenzen.
- D3 alleen metingen op het lijf.
- D4 alleen metingen op de achterflenzen.
- D5 alleen metingen op de voorflenzen.

Naast iedere tabel staan de statistische waarden per meetniveau en onder de tabel staan:

- Statistische waarden per locatie voor de meetniveaus boven de bodem.
- Gemiddelden op bodemniveau per locatie en daaronder de
- Statistische waarden per locatie voor alle meetniveaus inclusief de bodem.

In figuur B4 zijn voor D1 details weergegeven die eveneens voor de tabellen D2 t/m D5 van toepassing zijn.



**Figuur B4** Detail van gedeelte D1 en E1 van de worksheet **<Gecombineerde snelheden>** in figuur B3

## Tabel E1 en grafieken F1 en F2

In de worksheet **<gecombineerde snelheden>** staan in tabel E1 de gemiddelden voor de diverse zones in de geselecteerde locaties (zie **<Overzicht>**) en van alle locaties de gemiddelden op bodemniveau en overall gemiddelden, zie figuur B4. In de bovenste helft van tabel E1 worden de waarden voor de metingen op alle posities weergegeven, zie voor een grafische weergave grafiek F1. In de onderste helft van tabel E1 worden de waarden voor de metingen op de flenzen weergegeven, zie voor een grafische weergave grafiek F2.

## Grafieken G1 t/m G3

De grafieken G1 t/m G3 worden de gemiddelde dikte afnamen voor het lijf en de voor- en achterflens apart weergegeven:

- In grafiek G1 staan de gemiddelde dikteafname snelheden als functie van de locatie weergegeven.
- In grafiek G2 staan de gemiddelde dikteafname snelheden als functie van de diepte weergegeven voor alle metingen.
- In grafiek G3 staan de gemiddelde dikteafname snelheden als functie van de diepte weergegeven voor de (zie **<Overzicht>**) geselecteerde locaties.

## Grafieken H1 t/m H4

In de grafieken H1 t/m H4 worden de gemiddelde dikte afnamen als functie van de diepte op alle individuele locaties en het totale gemiddelde weergegeven:

- In grafiek H1 staan de gemiddelde dikte afname snelheden weergegeven voor alle metingen (lijf en flenzen).
- In grafiek H2 staan de gemiddelde dikte afname snelheden weergegeven op basis van de metingen op de flenzen.
- In grafiek H3 staan voor de (zie <Overzicht>) geselecteerde locaties de gemiddelde dikte afname snelheden weergegeven voor alle metingen (lijf en flenzen).
- In grafiek H4 staan voor de (zie <Overzicht>) geselecteerde locaties de gemiddelde dikte afname snelheden weergegeven op basis van de metingen op de flenzen.

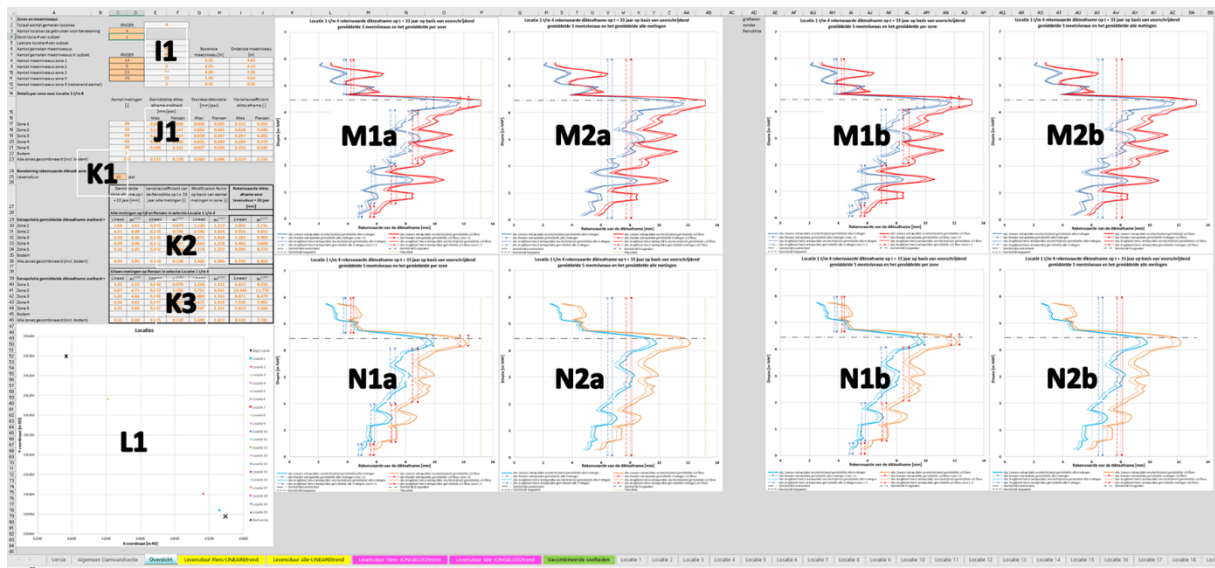
### B3 Rekenwaarden deel

Het rekenwaarde deel van de spreadsheet bestaat uit een worksheet <Overzicht>, zie figuur B5 en een viertal worksheets met grafieken zie figuur B7. De rekenwaarden worden berekend volgens de in bijlage A beschreven methode. De rekenwaarde is bepaald voor de flensdikte. Verder kunnen geen rekenwaarden worden berekend gebruikmakend van de Jongbloed trend indien de leeftijd van de damwanden op moment van de metingen minder was dan 15 jaar of indien een levensduur wordt ingevoerd <Overzicht> van minder dan 15 jaar. Indien de variatiecoëfficiënt gelijk is aan -nul- kunnen er geen rekenwaarden worden berekend.

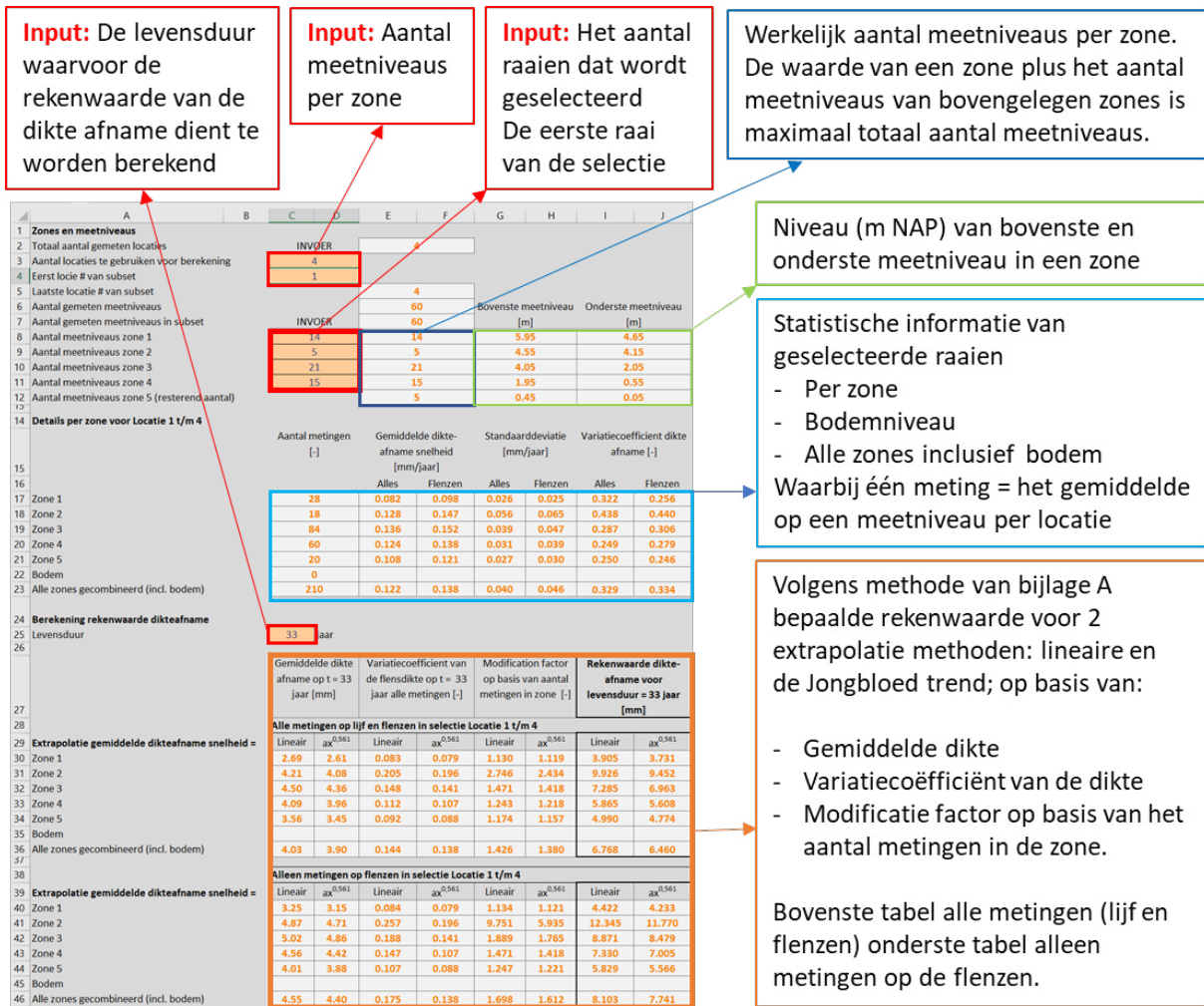
#### B3.1 Worksheet <Overzicht>

In deze worksheet kan een selectie van locaties en een indeling van zones worden gemaakt en de levensduur waarvoor de rekenwaarden voor dienen te worden bepaald, zie I1 en K1 in figuur B5 en zie voor de details figuur B6. De resultaten voor deze levensduur worden in de worksheet <Overzicht> zowel numeriek (J2, K1 en K2) als grafisch (M1, M2, N1 en N2) gepresenteerd, zie figuur B5. Nadere details van J2, K1 en K2 staan in figuur B6 gegeven. Daarnaast wordt in (L1) een grafiek met de ligging op RD-coördinaten van de locaties en het begin en het einde van de damwandsectie gegeven.

In de grafieken M1a t/m N1b worden de rekenwaarde voor de gekozen zone indeling weergegeven en in M2a t/m N2b die van de metingen op alle niveaus inclusief die van de bodem. In de "a" versie van de M- en N-grafieken is als referentie de flensdikte weergegeven en in de "b" versie van deze grafieken niet. Daarnaast zijn ter illustratie c.q. voor het overzicht als hulp voor de zone indeling ook de rekenwaarde gebaseerd op het voortschrijdende gemiddelde weergegeven. In M1 en M2 betreft dat het voortschrijdend gemiddelde over 3 meetniveaus en in N1 en N2 die van het voortschrijdend gemiddelde over 5 meetniveaus. Verder worden in M- en N-grafieken de waterniveaus gepresenteerd.



Figuur B5 Overzicht van het worksheet <Overzicht>

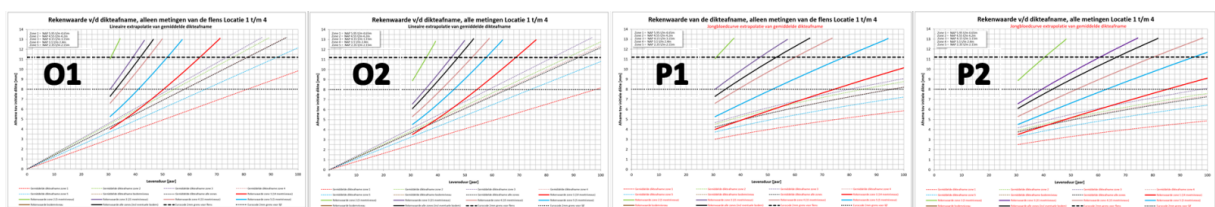


Figuur B6 Detail van gedeelte I1, J1 en K1 t/m 3 uit Overzicht van de worksheet <Overzicht> in figuur B5

B3.2 Grafieken met de rekenwaarde van de dikte afname als functie van de levensduur

Voor de geselecteerde locaties en gekozen zone indeling (<Overzicht>) zijn de rekenwaarde van de dikte afname als functie van de tijd bepaald. Deze zijn grafisch gepresenteerd vanaf het moment dat de diktemeting is uitgevoerd. De rekenwaarde van de dikteafname is bepaald voor de flensdikte; de dikte afname kan niet meer zijn dan de flensdikte. In de grafieken zijn de lijnen voor 2 mm restdikten van de flens en lijf weergegeven die de NEN1993-5 aangeeft als grenswaarde voor de rekenkundige bepalingsmethoden voor de weerstand. Voor dünnere profielen dient de weerstand experimenteel aangetoond te worden. Voor de geselecteerde locaties en zone indeling staan de rekenwaarden als functie van levensduur weergegeven in grafiek:

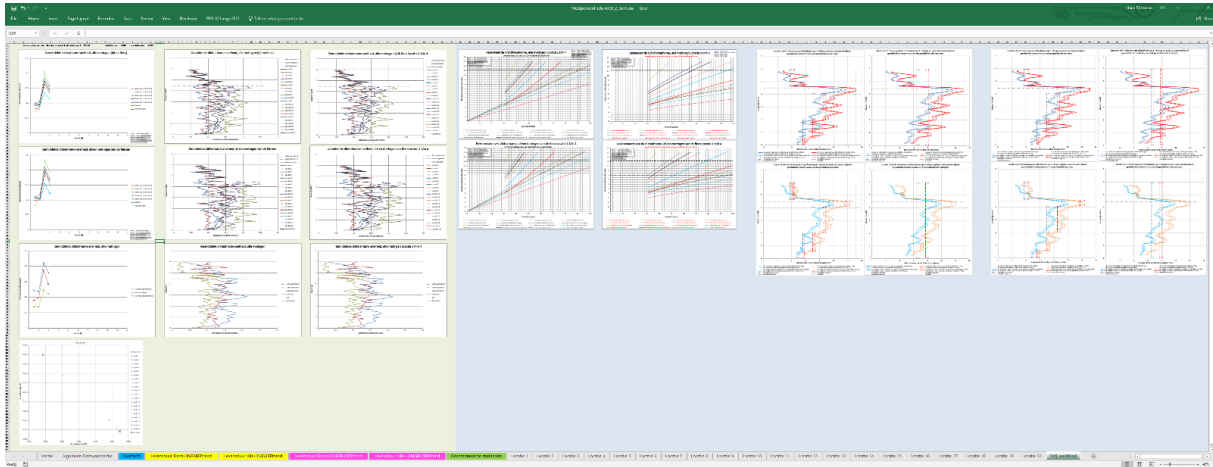
- O1 worksheet <Levensduur Flens-LINEAIREtrend>, uitgaande van een lineaire extrapolatie van de dikteafname met de tijd uitgaande van alleen de metingen van de flenzen.
- O2 worksheet <Levensduur Alle-LINEAIREtrend>, uitgaande van een lineaire extrapolatie van de dikteafname met de tijd uitgaande van alle metingen (lijf en flenzen).
- O1 worksheet <Levensduur Flens-JONGBLOEDtrend>, uitgaande van een extrapolatie volgens de Jongbloed trend van de dikteafname met de tijd uitgaande van alleen de metingen van de flenzen.
- O2 worksheet <Levensduur Alle-JONGBLOEDtrend>, uitgaande van een extrapolatie volgens de Jongbloed trend van de dikteafname met de tijd uitgaande van alle metingen (lijf en flenzen).



**Figuur B7** Overzicht van de worksheets <Levensduur Flens-LINEAIREtrend>, <Levensduur Alle-LINEAIREtrend>, <Levensduur Flens-JONGBLOEDtrend> en <Levensduur Alle-JONGBLOEDtrend>

#### B4 Vrij werkblad

Het <Vrij werkblad> kan de gebruiker vrij gebruiken en inrichten naar eigen inzicht. Als standaard zijn kopieën van de niet locatie specifieke grafieken in <Vrij werkblad> gezet die de gebruiker naar eigen inzicht kan aanpassen.



**Figuur B7** Overzicht van worksheet <Vrij Werkblad>

## Colofon

### **Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen**

#### [uitgave](#)

Kennisplatform CROW, Ede

#### [tekst](#)

Hans Brinkman

#### [productie](#)

CROW

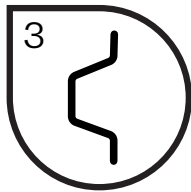
#### [contact](#)

Kennisplatform CROW  
klantenservice@crow.nl

#### [bestellen](#)

Deze uitgave is gratis te downloaden via  
[www.crow.nl/publicaties](http://www.crow.nl/publicaties)





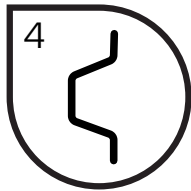
Rekensheets (excel) voor vastlegging meten en evaluatie meetgegevens.  
Eventueel ook voor maken van prognoses voor rekenwaarde wanddikteafname  
volgens methode NEN6766.



Voor het in kaart brengen bij een damwand van de huidige conditie, het diagnosticeren van de restlevensduur bij de huidige conditie en het prognosticeren van de toekomstige conditie van de elementen zijn er beta-versies van twee omvangrijke Excel-spreadsheets opgesteld. Een voor Z-profielen en een voor U-profielen. Deze dienen voor:

- het vastleggen van de metingen volgens een vast format;
- de evaluatie van de meetresultaten op grafische en numerieke wijze, met daarbij de mogelijkheid deelverzamelingen van meettraaien te maken;
- het maken van predicties van de rekenwaarde van de wanddikteafname volgens de methode van NEN6766, daarbij rekening houdend met de omvang van het onderzoek.

Zoals in de kennisbank op onze website wordt aangegeven – **volg deze link** – zijn de Excel spreadsheets opvraagbaar via de contactpagina.



Eerste deelrapportage van een serie rapportages richting een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies. Het doel van deze eerste stap was om inzicht te verkrijgen in wat er ten aanzien van corrosie van stalen damwanden in zoetwatercondities al bekend is.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2019*

## **Technische levensduur**

### Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 1: Literatuurstudie

Hans Brinkman           (Deltares)  
Stefan Jansen           (Deltares)  
Renger van de Kamp   (Rijkswaterstaat)

Kenmerk                 : KpNK-2019-BKW-02a003  
Versie                    : 1.0  
Datum publicatie       : 22 oktober 2019





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Stefan Jansen - [stefan.jansen@deltares.nl](mailto:stefan.jansen@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2019 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

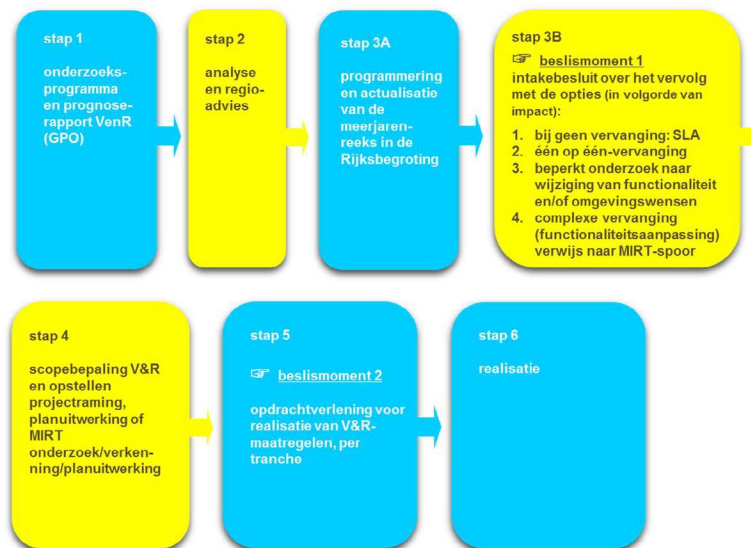




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2019*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2019 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis, ArcelorMittal, Koninklijke Boskalis en DIANA FEA.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende rapport ‘Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 1: Literatuurstudie’. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2019. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.





## Samenvatting

# Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 1: Literatuurstudie

### Aanleiding

In Nederland heeft Rijkswaterstaat meer dan 800 km stalen damwand in zoetwater in haar beheer. Voor stalen damwandconstructies richting einde technische levensduur is de dikteafname door corrosie één van de dominante onzekerheden (en waarschijnlijk zelfs de dominante onzekerheid). Immers, als aan het einde van de technische levensduur er nauwelijks of geen staal meer aanwezig is, dan faalt de constructie zeker.

Geconstateerd wordt echter dat op dit moment een rationeel kader lijkt te ontbreken voor de wijze waarop met corrosie wordt omgegaan in ontwerp en beoordeling. Belangrijkste argumenten voor deze stelling zijn dat normen en richtlijnen uitgaan van deterministische waarden voor corrosie en geen inzicht geven in de variatie, terwijl het duidelijk is dat corrosie geen exact proces is. Dat er niet expliciet met de onzekerheid in corrosie rekening wordt gehouden is ook vreemd, in het licht dat er wel expliciet met de onzekerheid in grond en belasting parameters wordt rekening gehouden. Verder zijn de wettelijke kaders op een probabilistische (i.e. rekening houdend met onzekerheid) manier opgesteld. Dit is aanleiding om te trachten tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies te komen.

In 2018 heeft een workshop<sup>1</sup> plaatsgevonden met beheerders en inspectiepartijen waarin de eerste resultaten van het onderzoek richting een meer rationale aanpak zijn gepresenteerd en bediscussieerd.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Voorliggende rapportage is de eerste deelrapportage van een serie rapportages richting een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies. Het doel van deze eerste stap was om inzicht te verkrijgen in wat er ten aanzien van corrosie van stalen damwanden in zoetwatercondities al bekend is. De opzet van het onderzoek was het opstellen van een overzicht van recente literatuur over corrosie van damwanden in zoetwater, inspectiemethoden en protocollen en wat voor effect corrosie heeft op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie.

### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

Het beschouwen van corrosie van stalen damwandconstructies is een snijvlak van meerdere specialismen:

- biologisch en chemisch: in relatie tot corrosie processen;
- constructief: in relatie tot sterkte van de stalen damwand;
- geotechnisch: in relatie tot grond-constructie interactie;
- probabilistisch: in relatie tot omgaan met onzekerheden.

---

<sup>1</sup> zie "Technische Levensduur – Verslag workshop 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'", Kennisprogramma Natte Kunstwerken, kenmerk KpNK-2018-BKW-02a001, versie 1.0, 5 juli 2018;



De beschouwing in voorliggende rapportage is het eerste deel in een reeks van onderzoek naar de veroudering van bestaande stalen damwanden en is grotendeels gedaan met een geotechnische bril, rekening houdend met constructieve en probabilistische aspecten. Daarbij is de beschouwing pragmatisch: getracht is te komen tot meer concrete inzichten en aanbevelingen voor de huidige praktijk.

Met betrekking tot de achterliggende biologische en chemische processen is reeds vroeg in de literatuurstudie geconcludeerd dat de processen complex, onbekend en/of afhankelijk zijn van vele (onbekende en/of niet (makkelijk) te kwantificeren) parameters. Als gevolg daarvan kunnen deze processen op dit moment en in de voorziene toekomst niet, dan wel onvoldoende houvast bieden om tot voldoende nauwkeurige voorspellingen betreffende corrosie te komen voor het ontwerpen of beoordelen van damwandconstructies. Beste alternatief is dan om uit te gaan van een empirische aanpak – dat wil zeggen meten, inspecteren en monitoren van de corrosie – om tot een meer rationele beschouwing te komen.

Deze literatuurstudie betreft verder expliciet corrosie van damwanden grenzend aan zoetwater. Deze afbakening is gemaakt, omdat voor zoutwater condities in Nederland reeds veel kennis bestaat bij het Havenbedrijf Rotterdam.

### Onderzoekresultaten en synthese

Uit het literatuuronderzoek worden diverse conclusies getrokken:

- De theoretische weg leidt, vanwege de veelheid aan relevante (chemische, fysische, etc.) variabelen en de daardoor ontstane complexiteit, naar verwachting niet tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk.
- De normen en richtlijnen geven geen eenduidig beeld voor de aan te houden corrosiezones, de grootte van de corrosie alsook het verloop van corrosie in de tijd.
- Voor vrijwel alle, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over meerdere planken relevant en dus niet de individuele extreme uitschieters.
- Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard te zijn. Deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.
- Damwanden toegepast in natte kunstwerken in zoetwatercondities worden in Nederland niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd.

### Evaluatie en vooruitblik

Naar aanleiding van het literatuuronderzoek en de belangrijke conclusie, dat de theoretische weg naar verwachting niet leidt tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk, worden de volgende aanbevelingen voor de komende tijd gedaan:

- Voer een verkenning uit naar het beeld van corrosie in het huidige damwandareaal in zoetwater op basis van recent uitgevoerde diktemetingen. Onderzoek deze data ten aanzien van o.a. grootte van dikteafname, tijdsverloop, variaties en eventuele trends.
- Stel een standaard meetprotocol op voor het uitvoeren van diktemetingen van damwanden.
- Zet een nationale database op waarin beheerders de meetgegevens van damwandplanken kunnen opslaan én terugvinden.

# **Corrosie van damwanden in zoetwater**

**Deel 1 - Literatuurstudie**



# **Corrosie van damwanden in zoetwater**

**Deel 1 - Literatuurstudie**

Hans Brinkman  
Stefan Jansen

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Achtergrond	1
1.2	Probleemstelling	1
1.3	Doelstelling van het literatuuronderzoek	2
1.4	Afbakening van deze rapportage	2
1.5	Leeswijzer	3
<b>2</b>	<b>Literatuuronderzoek</b>	<b>4</b>
2.1	Corrosie in zoetwater: theorie en praktijk (data)	4
2.1.1	Verwachting over de tijd	9
2.1.2	Risicovolle omstandigheden (stroming, scheepvaart, MIC, ...)	9
2.1.3	Praktijkdata uit de literatuur	9
2.2	Normen en richtlijnen voor dikteverlies ten gevolge van corrosie	13
2.2.1	Eurocode 3	13
2.2.2	Corrosie aan grondzijde Deltares 2014	19
2.2.3	Corrosie aan grondzijde RWS 2015	20
2.2.4	Aanpak in DIN 50929-3:2018	21
2.2.5	Aanbevelingen EAU 2012 en onderliggende data	25
2.2.6	Samenvatting richtlijnen en normen	27
2.3	Invloed van walsafwijkingen op de uit diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid	29
2.4	De invloed van corrosie op faalmechanismen van damwandconstructies	31
2.5	Resume van de literatuurstudie	34
<b>3</b>	<b>Corrosie, meetmethode -en protocol</b>	<b>35</b>
3.1	Corrosie meetmethode	35
3.1.1	Opzet ultrasone diktemeting	35
3.1.2	Betrouwbaarheid ultrasone technieken	37
3.1.3	Alternatieve meetmethoden	38
3.2	Meetprotocollen	40
3.2.1	Inleiding	40
3.2.2	Rijkswaterstaat (1989)	40
3.2.3	Handboek Inspectie Staal (2017)	40
3.2.4	BAW (2017)	45
3.2.5	Havenbedrijf Rotterdam (2017)	48
3.2.6	ArcelorMittal (2018)	53
3.3	Resume	54
<b>4</b>	<b>Conclusies</b>	<b>55</b>
<b>5</b>	<b>Aanbevelingen</b>	<b>56</b>
	<b>Bijlage(n)</b>	
	<b>Literatuur</b>	<b>1</b>

# 1 Inleiding

## 1.1 Achtergrond

Bestaande natte kunstwerken, zoals b.v. een sluis, leiden aan verouderingsverschijnselen. Stalen damwanden vormen een belangrijk onderdeel bij deze kunstwerken. Beheerders zijn zich bewust van de veroudering van stalen damwanden, bijvoorbeeld door corrosie. Vervanging is een enorme inspanning. De geotechnische en constructieve consequenties van veroudering zijn echter slechts beperkt bekend (laat staan vastgelegd in gevalideerde voorspellingsmodellen), wat kan leiden tot onnodige kosten (reparatie, vervanging) of onveiligheid. In 2015 bleek tijdens het onderzoek naar een probabilistisch grond-constructie-interactie model in het kader van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK) dat er geen inzicht is in de betrouwbaarheid van het in [NEN 1993-5] gegeven model betreffende het degradatie gedrag van de niet-grondbelegde zijde van stalen damwanden.

RWS, partner van KpNK, beheert een grote hoeveelheid damwanden, grenzend aan zoetwater, die al lange tijd geleden zijn aangelegd. RWS is zich bewust van de veroudering van stalen damwanden. Op dit moment is niet duidelijk welke (gedetailleerde) inspectiemethoden, en op welke manier, een beeld kunnen geven over de staat van de damwanden.

Vooraf ruimtelijke spreiding, lokale defecten (bijvoorbeeld putcorrosie) en algehele constructieve staat spelen een rol bij de beoordeling. Daarom is sinds 2017 binnen het programma Natte Kunstwerken door Deltares en TNO gewerkt aan een betere onderbouwing van de benodigde inspectiemethoden, gebaseerd op:

- 1 De geotechnische en constructieve eisen te stellen aan, en de eigenschappen van de damwanden.
- 2 Het karakter en de verwachte ontwikkeling van de corrosieprocessen.
- 3 Het toepassen van geavanceerde niet destructieve technieken (NDT) voor inspecteren, meten en monitoren aan (gevolgen van) corrosieprocessen.

## 1.2 Probleemstelling

Geconstateerd wordt dat op dit moment normen en richtlijnen uitgaan van deterministische waarden van een dikteafname als gevolg van corrosie. Het is onduidelijk of de genoemde waarden gemiddelden zijn of bovengrenswaarden betreffen. Verder is duidelijk dat corrosie geen exact proces is en dat rekening dient te worden gehouden met onzekerheid. De huidige normen en richtlijnen geven echter geen inzicht in de variatie waarmee rekening dient te worden gehouden.

Dat er niet expliciet met onzekerheid in corrosie rekening wordt gehouden is vreemd, zeker in het licht dat er wel uitvoerig over de onzekerheid in geotechnische sterkte parameters worden gesproken en over de onzekerheid in belastingen om de levensduur te schatten. Ook zijn de wettelijke kaders op een probabilistische manier opgesteld: er dient aangetoond te worden dat wordt voldaan aan een bepaalde maximale faalkans (c.q. een minimale betrouwbaarheidsindex).

Verder kan eenvoudig worden beredeneerd dat voor stalen damwandconstructies richting einde technische levensduur de dikteafname door corrosie één van de dominante onzekerheden (en waarschijnlijk zelfs DE dominante onzekerheid) moet zijn: immers als aan

het einde van de technische levensduur er nauwelijks of geen staal meer aanwezig is dan faalt de constructie zeker.

Naar verwachting zal in de toekomst meer en meer met probabilistische ontwerp- en beoordelingstools worden gewerkt. Op deze wijze worden de onzekerheden explicieter in rekening gebracht en kan tot een scherper ontwerp dan wel beoordeling worden gekomen. Een vereiste voor het uitvoeren van dergelijke analyses is echter dat inzicht bestaat in de relevante stochasten.

Voorgaande geeft aanleiding tot een nader onderzoek om te komen tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwand constructies.

### 1.3 Doelstelling van het literatuuronderzoek

Hoofddoelstelling van dit onderzoek binnen het KpNK is te komen tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies.

Voorliggende rapportage is de eerste deelrapportage van een serie rapportages en hierin wordt aan de hand van een overzicht van recente literatuur nagegaan wat er bekend is over corrosie van damwanden in zoetwater, inspectiemethoden en protocollen en wat voor effect corrosie heeft op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie.

Doelstelling van voorliggende rapportage is kortom:

**Inzicht verkrijgen wat er in de literatuur ten aanzien van corrosie van stalen damwanden in zoetwatercondities bekend is.**

In 2018 heeft een workshop [KpNK 2018] met beheerders en inspectiepartijen plaats gevonden waarin de eerste resultaten van het onderzoek zijn gepresenteerd en bediscussieerd. De resultaten en inzichten uit de workshop zijn meegenomen in de rapportage.

### 1.4 Afbakening van deze rapportage

Het beschouwen van corrosie van stalen damwandconstructies is een snijvlak van meerdere specialismen, zoals:

- Biologisch en chemisch: in relatie tot corrosie processen.
- Constructief: in relatie tot sterkte van de stalen damwand.
- Geotechnisch: in relatie tot grond-constructie interactie.
- Probabilistisch: in relatie tot omgaan met onzekerheden.

De beschouwing in voorliggende rapportage is het eerste deel in een reeks van onderzoek naar de veroudering van bestaande stalen damwanden en wordt grotendeels gedaan met een geotechnische bril, rekening houdend met constructieve en probabilistische aspecten. Daarbij is de beschouwing pragmatisch, getracht wordt te komen tot meer concrete inzichten en aanbevelingen voor de huidige praktijk.

Met betrekking tot de achterliggende biologische en chemische processen is reeds vroeg in de literatuurstudie geconcludeerd dat de processen, complex, onbekend en/of afhankelijk zijn van vele (onbekende en/of niet (makkelijk) te kwantificeren) parameters. Als gevolg kunnen deze processen op dit moment en in de voorziene toekomst niet, dan wel onvoldoende houvast bieden om tot voldoende nauwkeurige voorspellingen betreffende corrosie te komen voor het ontwerpen of beoordelen van damwandconstructies. Beste alternatief is dan om uit te gaan van

een empirische aanpak, d.w.z. meten, inspecteren en monitoren van de corrosie, om tot een meer rationele beschouwing te komen.

Deze rapportage gaat verder expliciet over corrosie van damwanden grenzend aan zoetwater. Deze afbakening wordt gemaakt omdat voor zoutwater condities in Nederland reeds veel kennis bestaat bij het Havenbedrijf Rotterdam.

## **1.5 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities vanuit de theorie, de literatuur en de normen en richtlijnen. Omdat snel duidelijk werd dat een verdere verdieping van de theorie wel interessant is, maar in deze fase van het KpNK onderzoek niet effectief, is besloten niet verder/dieper te zoeken in de literatuur. In hoofdstuk 2 wordt daarom ook verder ingegaan op het effect van corrosie op diverse faalmechanismen van damwandconstructies. In hoofdstuk 3 wordt een overzicht gegeven van de verzamelde informatie op het gebied van methoden voor de meting van de staaldikte en meetprotocollen. In hoofdstuk 4 worden conclusies getrokken en in hoofdstuk 5 worden aanbevelingen gedaan.



## 2 Literatuuronderzoek

In dit hoofdstuk worden de resultaten van het uitgevoerde literatuuronderzoek gepresenteerd. Het onderzoek heeft zich toegespitst op de volgende zaken:

- Corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities: theorie en praktijk (data).
- Normen en richtlijnen voor dikteafname ten gevolge van corrosie.
- Invloed van walsafwijkingen op corrosiemetingen.
- De invloed van corrosie op diverse faalmechanismen van damwandconstructies.

Tijdens het onderzoek is gezocht naar de aanwezigheid van een eventuele inventarisatie van damwanden langs de Nederlandse binnenwateren (ouderdom, profiel type, type toepassing, waterkwaliteit en conditie). Een dergelijke inventarisatie is echter niet gevonden.

### 2.1 Corrosie in zoetwater: theorie en praktijk (data)

Het proces waarmee corrosie in zoetwater meestal plaatsvindt is de reactie van staal met zuurstof. De snelheid van deze reactie wordt bepaald door de transportsnelheid van zuurstof naar het staaloppervlak,  $i$  (A/cm<sup>2</sup>) [Matsushima 2011] waarbij A staat voor Ampères:

$$i = \left( \frac{D \cdot n \cdot F}{\delta} \right) C \times 10^{-3} \quad (2.1)$$

In formule (2.1) is  $D$ , de diffusiecoëfficiënt voor opgelost zuurstof in water (cm<sup>2</sup>/s),  $n$ , het aantal elektronen dat bij de reactie is betrokken  $F$ , de Faraday constante (C/mol) en  $\delta$ , de dikte van de diffusielaag (cm) en  $C$ , de concentratie van de opgeloste zuurstof (mol/L).

#### Corrosiesnelheid

In de literatuur wordt de corrosiesnelheid op twee manieren uitgedrukt de algemene vorm is het verlies van massa per eenheid van oppervlakte per eenheid van tijd. Deze wordt frequent als  $mdd$  uitgedrukt dat staat voor:

$$\text{corrosiesnelheid} = mdd = \frac{mg}{dm^2 \text{ jaar}}$$

Door vermenigvuldiging (rekening houdend met de conversie van dm naar mm) met de volumieke massa van het materiaal,  $\rho$ , kan de corrosiesnelheid worden uitgedrukt als het verlies van dikte per tijdseenheid. Hiervoor worden meestal mm en jaar gehanteerd:

$$\text{corrosiesnelheid} = \frac{mm}{\text{jaar}}$$

De maximale theoretische corrosiesnelheid die hieruit voor typische condities volgt, is circa. 0,45 mm/jaar.

Hard water kenmerkt zich door de hoge concentraties Ca en CO<sub>3</sub> en daardoor kan een laagje bestaande uit calciumcarbonaat gevormd worden. Een dergelijk laagje vormt een barrière voor het transport van zuurstof en daarmee remt de corrosiesnelheid af.

In zacht water is deze beschermende laag dunner, en dus is de corrosiesnelheid hoger, maar niet zo hoog als de eerder berekende theoretische maximale snelheid doordat zich toch een remmende laag corrosieproducten vormt en bovendien met er voldoende aanvoer van zuurstof zijn. Als gevolg van deze beperkende factoren ligt de theoretische corrosiesnelheid dan typisch in de orde van 0,1 mm/jaar [Matsushima 2011].

Verhoging van de zuurstofconcentratie in de waterfase, de stroomsnelheid en de temperatuur van het water kunnen de corrosiesnelheid verhogen. Boven een bepaalde kritische stroomsnelheid daalt de corrosiesnelheid weer; dit komt door passivering van het staal (de opbouw van een corrosieremmende laag).

Wanneer de aanvoer van zuurstof naar het staaloppervlak niet homogeen is of er door andere oorzaken verschillende elektrochemische zones ontstaan, kunnen er elektrische cellen ontstaan waardoor de corrosiesnelheid kan toenemen. Het effect hiervan neemt toe bij hogere zoutsterkte.

Een veel gebruikte maat waarmee de corrosiviteit in zoetwater wordt ingeschat is de Langelier index, *LSI*, (The Langelier Saturation Index):

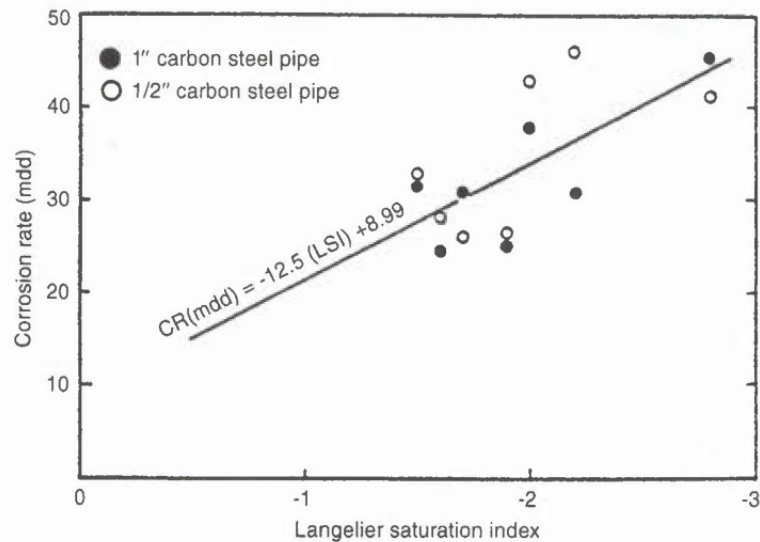
$$LSI = pH_{measured} - pH_s \quad (2.2)$$

Waarbij

$$pH_s \approx \log\left(\frac{K_s}{K_2}\right) - \left\{ \log[Ca^{2+}] + \log(alk) \right\} \quad (2.3)$$

$pH_s$  is de pH bij verzadiging in calcië of calciumcarbonaat,  $K_2$  is de tweede dissociatieconstante van koolstofdioxyde en  $K_s$  is de oplosbaarheidsconstante van calciumcarbonaat.

Onder condities met een positieve Langelier index wordt een CaCO<sub>3</sub> laag gevormd en is de corrosiviteit laag, onder condities met een negatieve Langelier index wordt geen CaCO<sub>3</sub> laag gevormd en is de corrosiviteit hoger. Naast waarnemingen zie Figuur 2.1, die in overeenstemming met deze relatie tussen de corrosiviteit en de Langelier index zijn, zijn er ook uitzonderingen: water met colloïdaal silica of organische deeltjes zoals algen, hoge concentraties zout of hoge temperaturen kan afwijkend gedrag vertonen.



Figuur 2.1 Relatie tussen de corrosiesnelheid in mdd= $mg/(dm^2 \text{ dag})$  en de Langelier index van waterleidingen [Matssushima 2011].

Een andere methode is de Ryznar Index (RI) [Ryznard 1944]:

$$RI = 2pH_s - pH_{measured} \quad (2.4)$$

Weer een andere index is de PSI waarde:

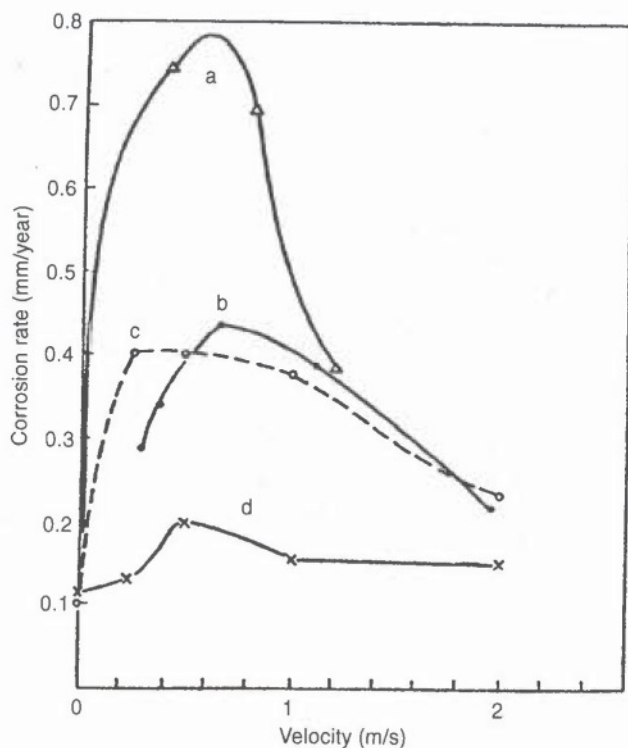
$$PSI = 2pH_s - pH_e \quad (2.5)$$

Met:

$$pH_e = 1.485 \times \log(\text{total alkalinity}) + 4.54 \quad (2.6)$$

In de range van pH 4-10 zijn geen significante effecten van de pH op de corrosiesnelheid te verwachten.

Het effect van stroomsnelheid op de corrosiesnelheid is te zien in Figuur 2.2.



**FIGURE 44.4.** Effect of water velocity on corrosion of carbon steel (1). (a) Distilled water + 10 ppm  $\text{Cl}^-$ , 50°C, 14 days [26]. (b) Soft tap water, Tokyo, Japan, room temperature, 67 days [22]. (c) Soft tap water, Amagasaki, Japan, 20°C, 15 days (killed steel) [25]. (d) Soft tap water, Amagasaki, Japan, 20°C, 15 days (rimmed steel) [25].

*Figuur 2.2 : Effect van watersnelheid op de corrosiesnelheid in mm/jaar van koolstof staal. Zie onderschrift voor details [Matsushima 2011].*

Het gecombineerde effect van stroomsnelheid en zoutsterkte is te zien in Figuur 2.3 en Figuur 2.4.

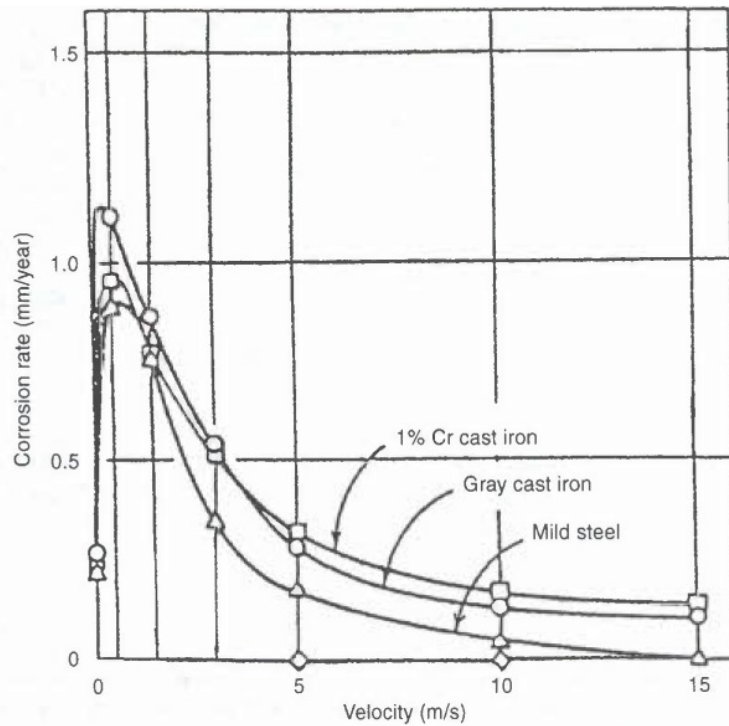


FIGURE 44.5. Effect of water velocity on corrosion of steel (2). 25 ppm  $\text{Cl}^-$ , 30°C, 30 days [27].

Figuur 2.3 : Effect van watersnelheid op de corrosie van staal. Zie onderschrift voor details. [Matsushima 2011].

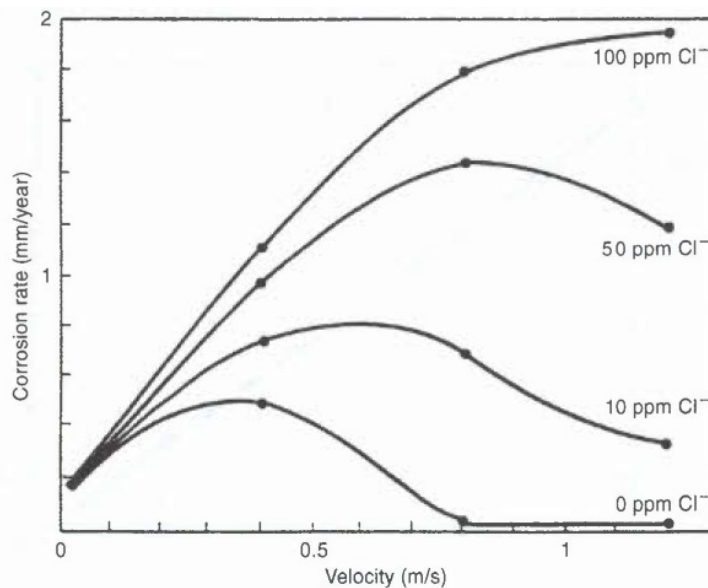


FIGURE 44.6. Effect of water velocity and chloride concentration on corrosion of carbon steel. Distilled water + NaCl, 50°C, 14 days [26].

Figuur 2.4 : Effect van watersnelheid en chloride concentratie op de corrosie van koolstof staal. Zie onderschrift voor details [Matsushima 2011].

De interesse gaat echter vooral uit naar corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities, geen chloride, en een temperatuur die relevant is voor Nederland, tussen 10 en 20 °C.

### 2.1.1 Verwachting over de tijd

De verwachting is dat na verloop van tijd zich een beschermende laag vormt, bestaande uit corrosieproducten, op het staal. De vorming van een dergelijke laag belemmert de toetreding van zuurstof en dus zal gedurende de blootstellingstijd, de corrosiesnelheid steeds verder afnemen. Wanneer de beschermende laag wordt afgebroken, zal dit beschermende effect weer afnemen.

### 2.1.2 Risicovolle omstandigheden (stroming, scheepvaart, MIC, ...)

Verhoging van de zuurstofconcentratie, de stroomsnelheid en de temperatuur van het water zorgen voor een verhoging van de corrosiesnelheid.

Stroming heeft zoals hierboven beschreven twee effecten. Bij een hogere stroomsnelheid neemt de corrosiesnelheid met de stroomsnelheid toe. Boven een bepaalde kritische stroomsnelheid daalt de corrosiesnelheid weer; dit komt door passivering van het staal.

Andere factoren die corrosie kunnen versnellen, zijn:

- Geen toepassing van een coating.
- Mechanische schade.
- Aantasting als gevolg van micro-organismen, ook MIC genoemd (Microbiologically-Influenced Corrosion).
- Begroeiing met mosselen.
- Cavitatie [Acotec 2012a] (imploderen van luchtbellens op het oppervlak) door schepen die zich van de wand duwen via hun boegschroeven zodanig dat de luchtbellens telkens weer tegen de wand worden geperst. Hierdoor wordt de laag roest verwijderd, is sprake van veel zuurstof aan het oppervlak van de plank, en zal de corrosie agressief verder gaan. Dit is een continu herhalend proces. Plaatselijk kan de corrosie dan intenser zijn met mogelijk gaten, die voor verzakking zorgen, tot gevolg.

### 2.1.3 Praktijkdata uit de literatuur

Door Melchers [Melchers 2006] en [Melchers 2011] is een grote hoeveelheid data over corrosiesnelheden in verschillende omgevingen geanalyseerd, voorbeelden hiervan zijn in Figuur 2.5 en Figuur 2.6 weergegeven. Hieruit zijn door deze auteurs de volgende conclusies getrokken:

- Het corrosieproces vindt volgens deze auteurs plaats via een bimodaal proces (zie Figuur 2.7). In de eerste fase vindt corrosie plaats door een reactie met zuurstof, in de tweede fase is deze reactie sterk vertraagd door diffusie door een laag corrosieproducten en wordt verondersteld dat de corrosie plaats vindt door de reactie met protonen en de vorming van waterstof (Figuur 2.8).
- Factoren die van invloed zijn op de corrosiesnelheid, zijn: temperatuur, pH, hardheid, en nutriëntenconcentraties.
- De invloed van deze factoren is nog niet volledig bekend en verdient het om verder onderzocht te worden.

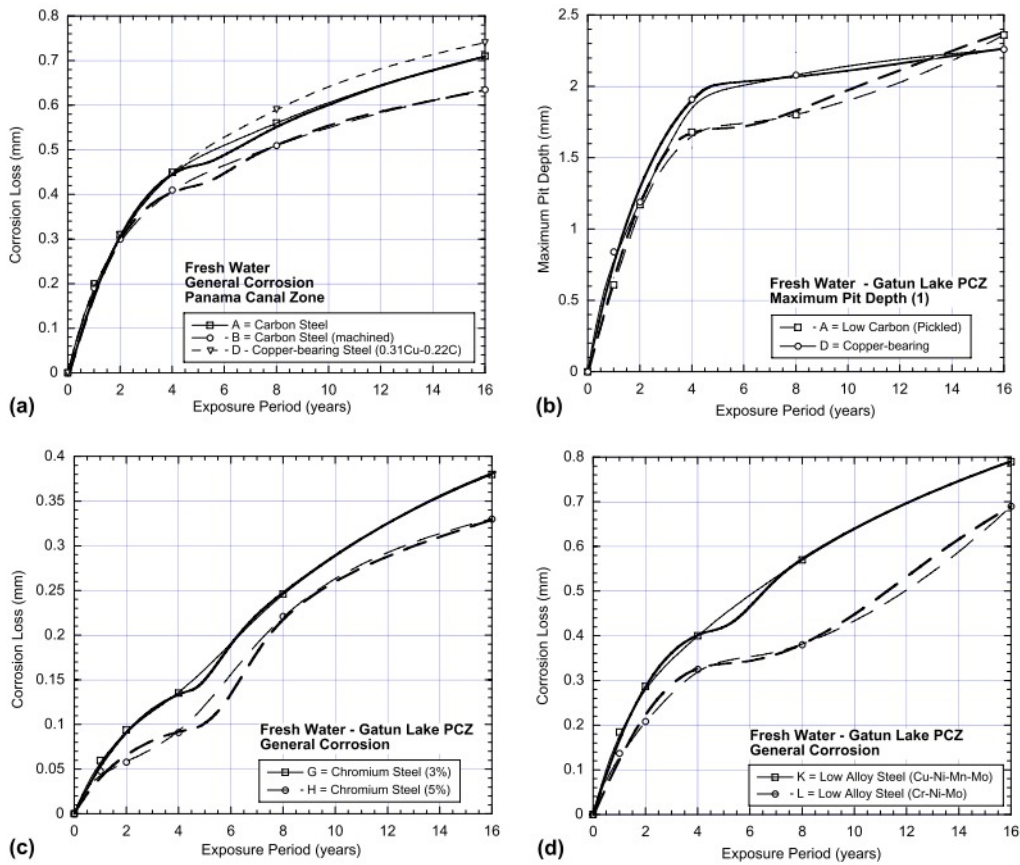


Fig. 2. Corrosion loss data and interpreted trends for several different steel compositions (a, c and d) general corrosion, (b) pitting corrosion of (a). Based on data reported by Forgeson et al. [9] and Southwell and Alexander [33].

Figuur 2.5 Meetgegevens en modelbeschrijving van corrosie in zoetwater voor verschillende locaties. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2006].

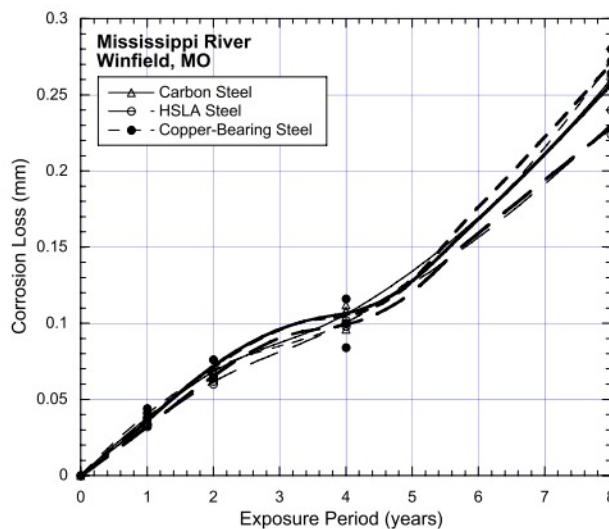


Fig. 4. Corrosion loss-exposure time relationship for three different steels immersed in the Mississippi River near Winfield, OH. Based on data reported by Coburn [35].

Figuur 2.6 Meetgegevens en modelbeschrijving van corrosie in zoetwater in Mississippi. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2006].

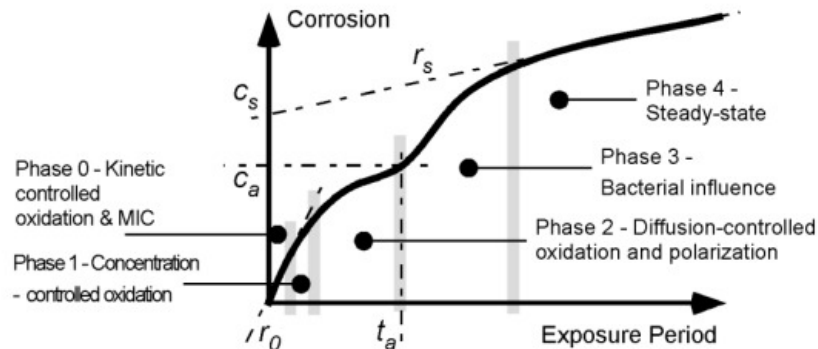


Figure 3. Schematic bi-modal model for corrosion loss showing principal phases and main model parameters.

Figuur 2.7 Schematische weergave van het verloop van de corrosie volgens het bimodale model van Melchers. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2011].

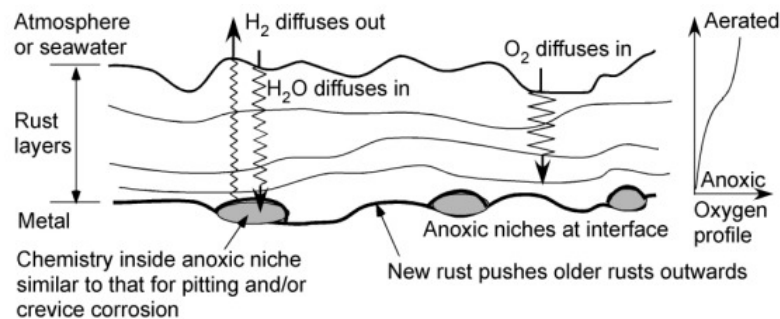


Figure 4. Schematic cross-section through rust layers and parent metal showing location of anoxic niches within which hydrogen reduction can proceed and the fluxes of  $O_2$ ,  $H_2$  and  $H_2O$  through the rust layers, required to sustain the reactions within the niches. The size of the zig-zag lines indicates, schematically, the difficulty of diffusion.

Figuur 2.8 Schematische weergave van veronderstelde corrosieprocessen in het model van Melchers aan de hand van een schematische doorsnede. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2011].

Bij de analyse van Melchers moet wel worden opgemerkt dat de onderbouwing van de bimodale verdeling gebaseerd is op data met een grote spreiding: de onzekerheid in de data is groot in vergelijking met de subtiele bimodale verdeling. Ten tweede is de theoretische onderbouwing niet met directe waarnemingen bevestigd.

Een eenvoudiger model dat veelgebruikt model wordt is qua vorm als volgt:

$$c = At^B \quad (2.7)$$

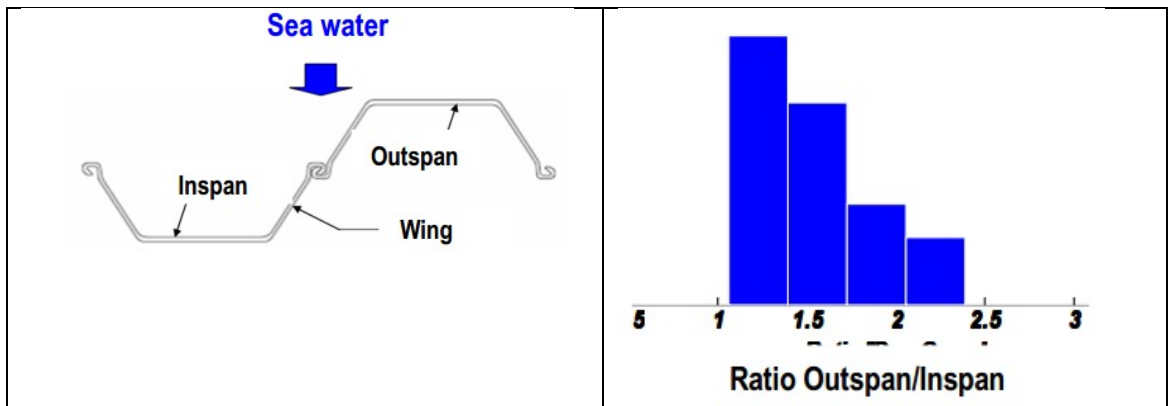
Waarbij  $c$ , de corrosie (mm) is  $t$  (y), de tijd en  $A$  is een constante (dimensies  $\text{mm y}^{(B-1)}$ ) en  $B$  een dimensieloze constante.

Een ander voorbeeld van concrete data van damwandcorrosie is ontleend aan [Wall 2014]. Dit voorbeeld gaat wel over zoutwater en niet over zoetwater. Bij de studie van Wall worden twee zones met verhoogde corrosiesnelheid waargenomen: 1) Rond de waterlijn en 2) In een



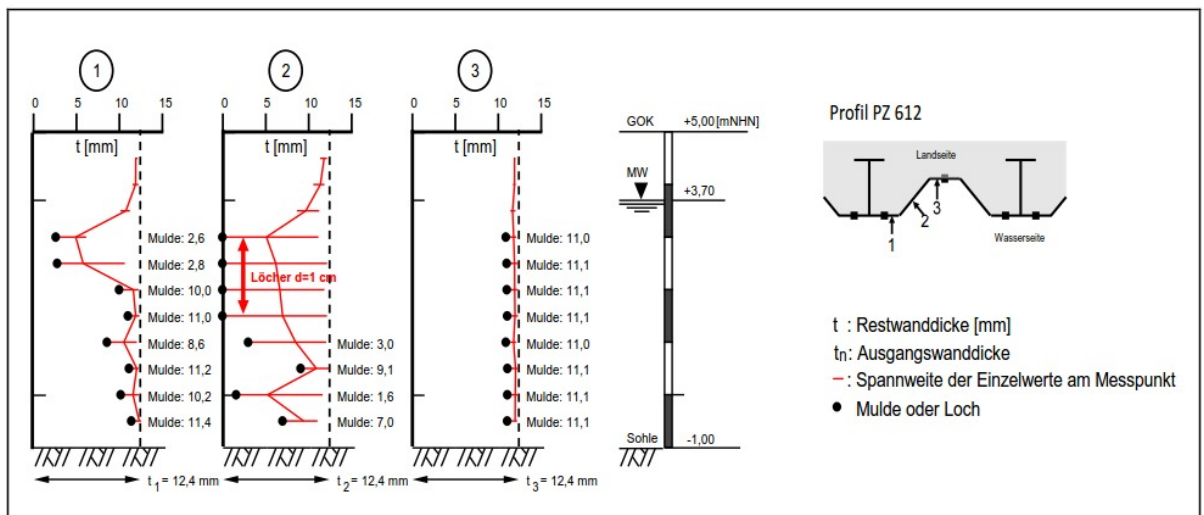
diepere zone, waar boegschroeven veel invloed hebben. Dit komt overeen met eerdere opmerkingen over belangrijke mechanismen.

Een ander verschijnsel wat uit de praktijkdata volgt, is dat er significante systematische verschillen kunnen voorkomen in een damwandsectie tussen de dikteafname bij de voor- (inspan) en achterflens (outspan) van damwandprofielen zie het histogram in Figuur 2.9 van een voorbeeld hiervan in zoutwater [Schoefs 2017]. De invloed op de sterkte van dergelijke verschillen is groot, de vraag is of dergelijke grote verschillen ook in de zoetwatercondities in Nederland optreden.



Figuur 2.9 : Voorbeeld van met een histogram van ratio van dikte afname tussen voor en achterflens [Schoefs 2017].

Verder wordt in de praktijk, lokaal significante grote dikteafname geconstateerd in de directe omgeving van gaten in damwanden. Nadat er door corrosie een gat is ontstaan neemt de corrosiesnelheid in de omgeving van de gaten toe. In Figuur 2.10 staat een voorbeeld van sterk niet uniforme corrosie met aanwezige door corrosie gevormde gaten.



Figuur 2.10: **Rood horizontaal** bandbreedte gemeten dikten per meetniveau **Rood verticaal** gemiddelde gemeten dikten met **zwarte stippen** is de dikte ter plaatse van de gaten/putten weergegeven, betreft voorbeeld met constante waterstand BAW 2017b

## 2.2 Normen en richtlijnen voor dikteverlies ten gevolge van corrosie

### 2.2.1 Eurocode 3

In de Eurocode 3 [NEN-EN 1993-5] worden aanbevolen uitgangswaarden voor de dikte reductie per blootgestelde zijde van een plank ter compensatie van de corrosiesnelheid voor zoet en zout oppervlaktewater gegeven, zie ook Tabel 2.1. Binnen deze studie is niet duidelijk geworden wat de achtergrond is van de waarden in Tabel 2.1 anders dan dat de waarden na 25 jaar gebaseerd zijn op extrapolatie. Deze extrapolatie is echter niet lineair voor zoetwatercondities dat is te zien wanneer de waarden uit Tabel 2.1 grafisch als functie van de tijd worden weergegeven, zie bovenin Figuur 2.12. Door de dikteafname te delen door het aantal jaren kunnen de gemiddelde corrosiesnelheden vanaf aanleg tot dat jaar worden bepaald, zie de middelste grafiek van Figuur 2.12. In informatie uit Tabel 2.1 kan ook op een andere wijze worden weergegeven met incrementele corrosiesnelheden. Door het verschil in dikteafname tussen twee kolommen in Tabel 2.1 te delen door het verschil in jaren tussen deze kolommen kan de gemiddelde incrementele corrosiesnelheid worden bepaald over de periode tussen deze leeftijden, deze incrementele waarden zijn onderin Figuur 2.12 weergegeven.

Naast waarden voor de waterzijde geeft de [NEN-EN 1993-5] ook waarden voor de grondbelegde zijde, zie Tabel 2.2 ook voor deze waarden geldt de waarden boven 25 jaar gebaseerd zijn op niet lineaire extrapolatie. De [NEN-EN 1993-5] geeft geen nadere verklaring wat precies met de verschillende categorieën Tabel 2.2 wordt bedoeld en wat de achtergronden zijn. Voor de de corrosie in de atmosferische zone in zoetwater omgevingen geeft de [NEN-EN 1993-5] een dikteafnamesnelheid van 0,01 mm/jaar per aan lucht blootgestelde zijde. In de [NEN-EN 1993-5] is een figuur opgenomen met een voorbeeld van hoe een dikteafname verdeling er uit kan zien, zie Figuur 2.11.

De [NEN-EN 1993-5] geeft expliciet aan dat landen afwijkende (bij de voor dat land passende omstandigheden) waarden in hun nationale annex kunnen zetten en dat waarden in Tabel 2.1 en Tabel 2.2. als richtinggevend kunnen worden gebruikt. In de Nationale bijlage van Nederland is opgenomen dat waarden in Tabel 2.1 en Tabel 2.2. normatief zijn en daarmee verplicht zijn om als minimum aan te houden bij een toetsing met NEN1990 in het kader van het bouwbesluit.

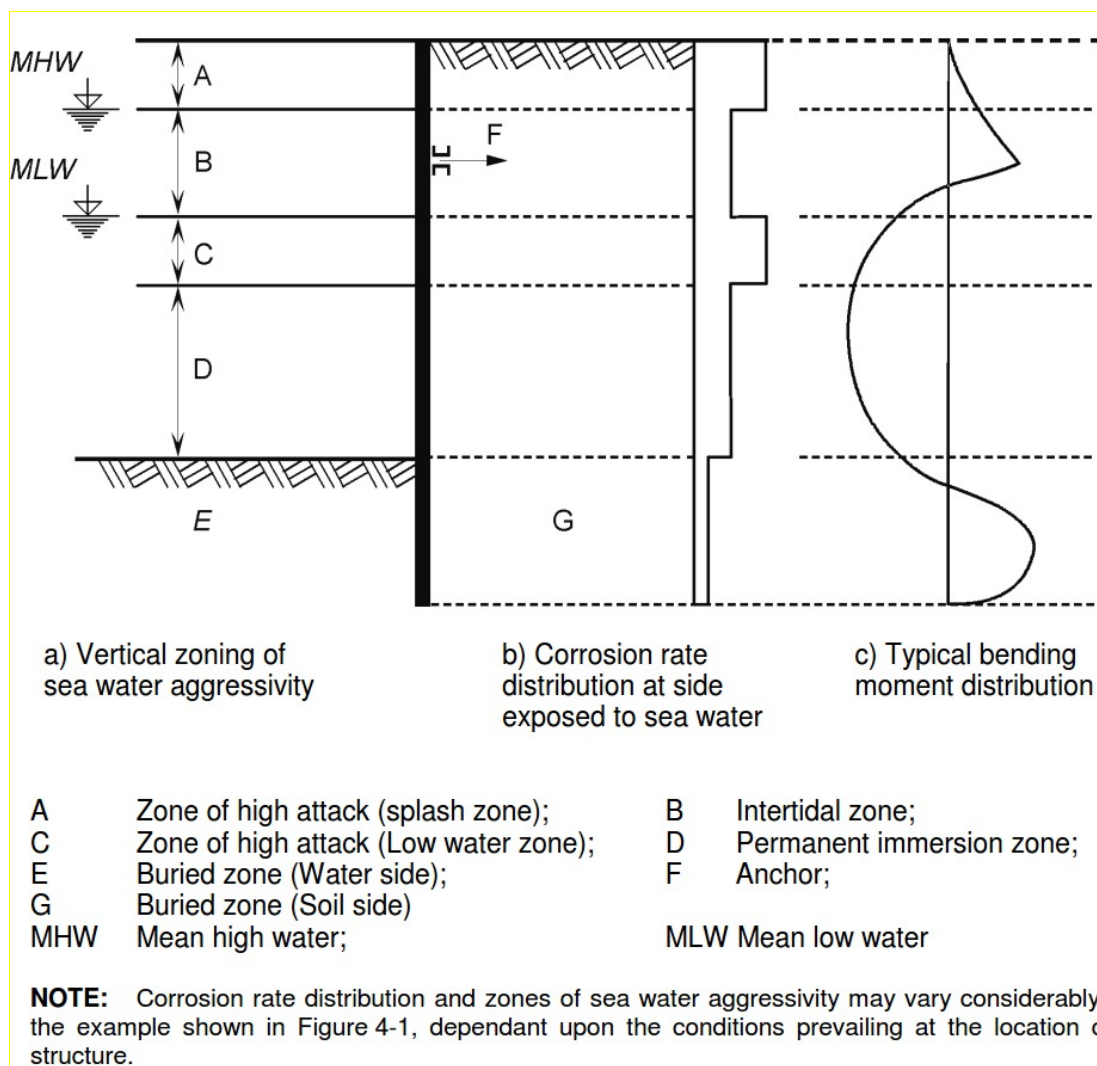
### Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal, ....) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ....) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

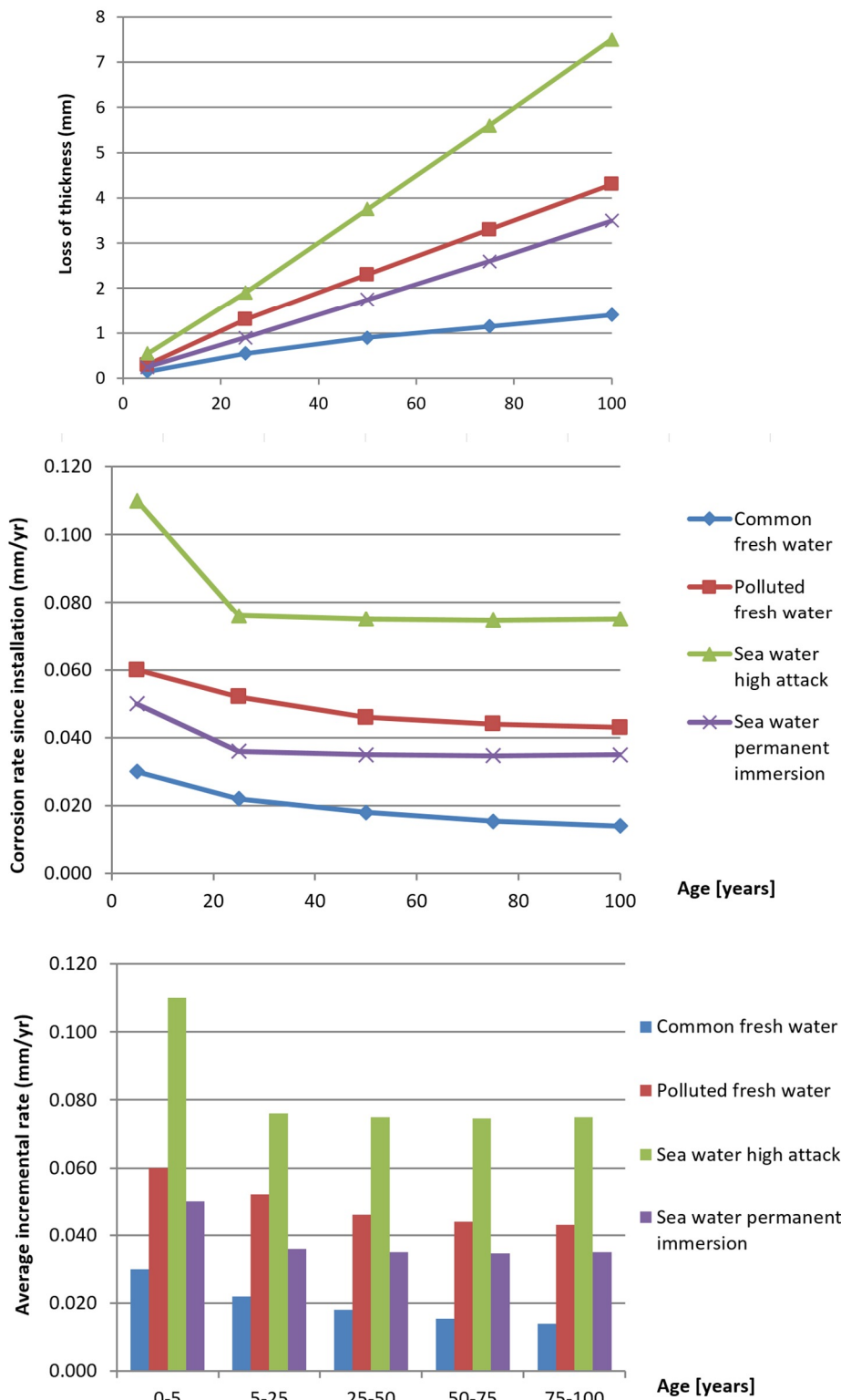
#### Notes:

- 1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.
- 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Tabel 2.1 In de Eurocode aanbevolen waarden door dikte reductie in mm voor de aan water grenzende zijde van stalen palen en damwanden in zoet en zout oppervlaktewater [NEN-EN 1993-5]



Figuur 2.11 In de Eurocode gegeven voorbeeld van dikteafname verdeling over de hoogte van een damwand [NEN EN 1993-5] Figure 4-1



Figuur 2.12: Dikteafname en corrosiesnelheid als functie van de van het moment van installatie in zoet en zout oppervlaktewater **boven** de waarden uit [NEN-EN 1993-5] **midden** de afgeleide gemiddelde corrosie als functie van het aantal jaren sinds installatie en **onder** de afgeleide gemiddelde incrementele corrosie over een leeftijdsperiode.

**Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater**

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ....)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ....)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ....)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<b>Notes:</b>					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Tabel 2.2 In Eurocode aanbevolen waarden voor dikte reductie per grondbelegde zijde van stalen palen en damwanden [NEN-EN 1993-5]

### 2.2.1.1 Richtlijn Ontwerp Kunstwerken

De Richtlijn Ontwerp Kunstwerken [RWS 2017] geeft richtwaarden voor corrosie onder eroderende omstandigheden, zie Tabel 2.3. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen zoet- en zoutwater en waarden per corrosiezone. Voor de ligging van de in Tabel 2.3. genoemde zonerings zie Figuur 2.11. Binnen deze studie is het ook bij navraag bij RWS niet duidelijk geworden wat de precieze achtergrond is van deze tabel anders dan dat deze al eerder gebruikt werden in voormalige interne richtlijnen bij RWS.

In tegenstelling tot de corrosiewaarden uit de Eurocode voor zoetwatercondities, neemt de corrosiesnelheid in deze richtlijn niet af met de tijd. Dit komt overeen met het mechanisme waarbij het oppervlak voortdurend blootgesteld is aan afspoeling en de opgebouwde corrosie remmende laag weer wordt afgebroken.

Ontwerplevensduur [jaar]	5	25	50	75	100
<b>expositie</b>					
zoet water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0
zoet water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,75	3,75	7,5	11,25	15,0

Bij sluizen loopt zone C tot op de bodem; zone D is daar niet van toepassing.

*Toelichting:*  
Aangezien in sluizen een door afspoeling eroderende omgeving aanwezig is, is de corrosiesnelheid in tabel 7-3 constant in de tijd. De waarden komen overeen met de 'Handreiking rekenmethodieken NIC, groene versie', de interne bureaurichtlijn die tot 2006 bij de afdeling Constructie Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat werd gehanteerd.

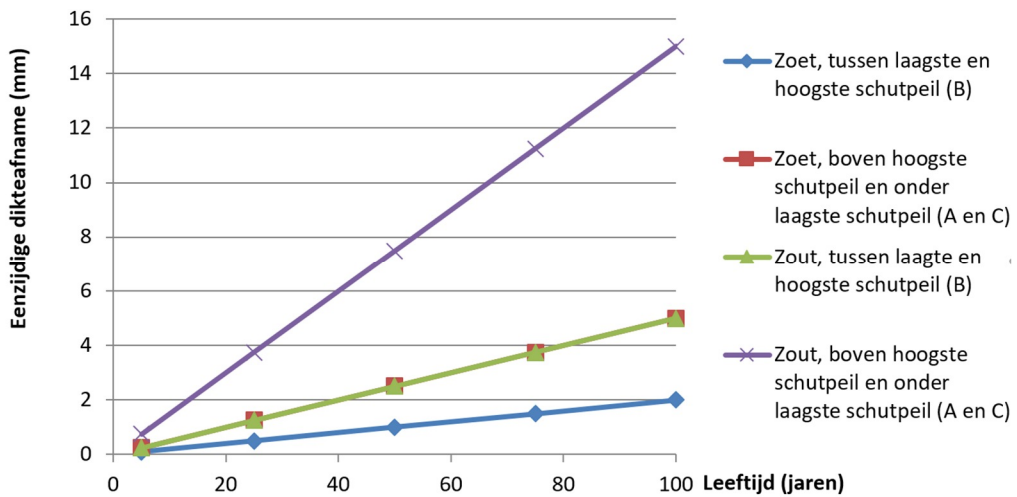
Dikteverlies kan onverwacht hoger uitvallen in de praktijk als gevolg van ALWC (Accelerated Low Water Corrosion) en / of MIC (Microbiological Induced Corrosion).

Om deze versnelde corrosie te kunnen tegengaan, moet het ontwerp en de plaatsing van damwanden zodanig zijn, dat kathodische bescherming op alle damwanden gedurende de hele ontwerplevensduur (dus ook na plaatsing) toegepast kan worden. Een voldoende elektrische geleiding tussen de afzonderlijke damwandelementen is hierbij essentieel.

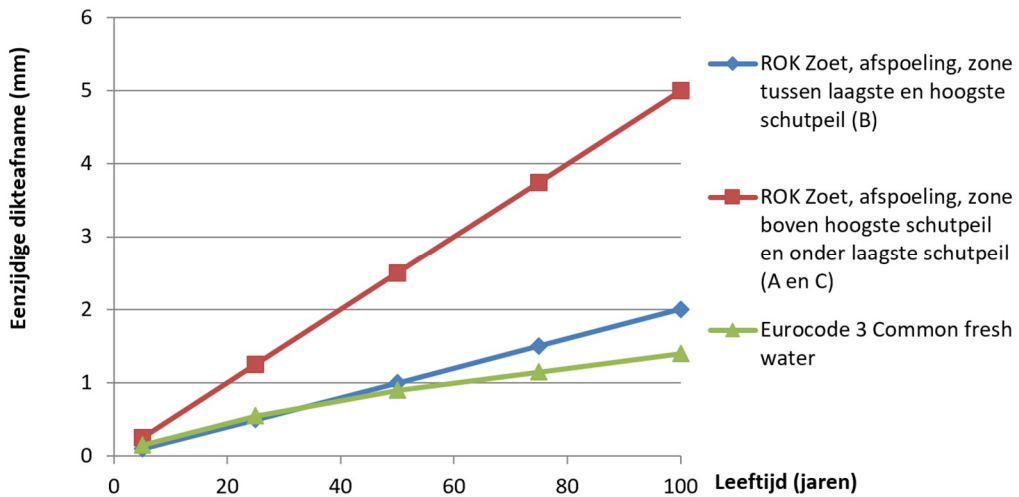
Tabel 2.3 Dikteverlies door corrosie bij eroderende omstandigheden. De waarden van NEN-EN 1993-5, Tabel 4-2 moet voor onbehandeld onbeschermd staal onder eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen door deze waarden worden vervangen volgens Richtlijn Ontwerp Kunstwerken [RWS 2016].

De waarden uit de ROK zijn grafisch weergegeven in Figuur 2.13. Ter vergelijking zijn in Figuur 2.14 de waarden van de ROK voor afspoelcondities vergeleken met de waarden uit de Eurocode 3 voor schoon zoetwater.

Opmerkelijk is dat waar de Eurocode onderscheid maakt naar schoon en verontreinigd water de ROK dit niet doet. En waar de ROK afspoelcondities herkent doet de Eurocode dit niet.



Figuur 2.13 Dikteafname met de tijd voor afspoelcondities in zout en zoetwater [RWS 2016]



Figuur 2.14 Dikteafname als functie van de tijd in zoetwater [NEN-EN 1993-5] en in zoetwater onder afspoelcondities [RWS 2017].

### 2.2.2 Corrosie aan grondzijde Deltares 2014

De corrosiesnelheid aan de grondbelegde zijde van damwanden neemt af bij een toenemende blootstellingsduur, wat overeenkomt met een aangenomen mechanisme waarbij zich een corrosie remmende laag opbouwt met de tijd. Deltares en Rijkswaterstaat hebben vanaf 2006, aan de hand van literatuur- en veldonderzoek, uitgebreid onderzoek gedaan naar de dikteafname van damwanden in verschillende soorten grond. In de laatste rapportage van Deltares [Deltares 2014a] wordt het onderzoek samengevat en geadviseerd welke dikteafname (corrosietoeslag) dient te worden gehanteerd. Uit het onderzoek kwamen de volgende punten naar voren:

- De belangrijkste bepalende factoren voor dikteafname zijn de positie ten opzichte van de grondwaterstand, de grondwaterbeweging en het geroerd/ongeroerd zijn van de grond.
- Bodemtype (veen, zand of klei) en zoutgehalte zijn niet significant van invloed op de corrosiesnelheid.
- Op basis van de karakteristieken van corrosie wordt verwacht dat zure grond pas vanaf een zuurgraad kleiner dan 4 tot een verhoging van de corrosiesnelheid leidt.

Op basis van deze conclusies is de volgende dikteafname (totale corrosietoeslag) voor grond/grond belegde damwanden geadviseerd. Dit advies is vervolgens voorgelegd aan het Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW) [Deltares 2014b] en is vervolgens overgenomen door ENW [ENW 2014]:

- Voor veen onder de grondwaterstand kunnen de waarden voor “ongeroerde en schone grond” in Tabel 2.4 worden gebruikt .
- Voor veen boven de grondwaterstand kunnen de waarden voor “geroerde grond, fluctuatie in grondwaterspiegel, boven de grondwaterspiegel” in Tabel 2.4 worden gehanteerd in combinatie met het tijdens de aanleg slaan van een testplank.
- Als voorzorgprincipe wordt voorgesteld om gebieden te identificeren waar een lage pH aanwezig kan zijn.

	Corrosietoeslag totaal (mm)	
	Levensduur 50 jaar	Levensduur 100 jaar
Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel *)	1,2	2,4
Geroerde grond, of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel **).	2,4	4,4

Tabel 2.4 Corrosietoeslag (dikteafname) voor beoogde levensduur van 50 en 100 jaar voor tweezijdig met grondbelegde damwanden [ENW 2014] en [Deltares 2014a & b]

\*) Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat bij het opstellen van de tabel in 2014 de letterlijke tekst niet volledig complementair is, alhoewel dat in 2014 wel door Deltares wel als complementair was bedoeld. Expliciet gemaakt met de vet aangeven toevoegingen zou de complementaire beschrijving dan worden: “Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de **laagste** grondwaterspiegel **en geen verticale grondwaterbeweging**”

\*\*) Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat bij het opstellen van de tabel in 2014 de letterlijke tekst niet volledig complementair is, alhoewel dat in 2014 door Deltares wel als complementair was bedoeld. Expliciet gemaakt met de vet aangeven toevoegingen zou de complementaire beschrijving dan worden: “Geroerde grond, **en/of** verticale grondwaterbeweging, **en/of** boven de **laagste** grondwaterspiegel”



### 2.2.3 Corrosie aan grondzijde RWS 2015

Door RWS is in 2015 [RWS 2015] een afrondende rapportage opgesteld van het praktijkonderzoek over de periode 2006 – 2015 waar ook [Deltares 2014a & b] en het ENW-advies [ENW 2014] onderdeel van uitmaken. Tussen [RWS 2015] en de adviezen [Deltares 2014a en b] en [ENW 2014] bestaat een discrepantie/omissie. Daar waar zowel [Deltares 2014a & b] als [ENW 2014] aangeven dat voor situaties met verticale grondwaterstroming de hogere waarde corrosietoeslag geadviseerd wordt, wordt er in [RWS 2015] niet ingegaan op verticale grondwaterstroming. In [RWS 2015] is geen aanvullende informatie te vinden waarom wordt afgeweken van de adviezen [Deltares 2014a & b] en [ENW 2014], het hele woord “stroming” komt niet voor in [RWS 2015].

In bijlage E van [RWS 2015] wordt de geadviseerde methode voor bepaling van de corrosietoeslag gegeven. Voor schone grond worden twee zones gehanteerd die alleen maar afhankelijk zijn van het niveau van de laagste grondwaterstand en of de grond wel of niet geroerd is zoals in Tabel 2.5 weergegeven. [RWS 2015] adviseert verder:

- Vergravingen van grond ouder dan 10 jaar worden niet meer relevant geacht voor het vaststellen van zones voor corrosietoeslag.
- Per project met stalen damwanden wordt een testplank aangebracht in de onmiddellijke nabijheid van de damwand. Van de testplank wordt van tevoren op gemarkeerde posities de dikte bepaald.

Voor een beperkt aantal specifieke situaties bestaat het risico op versterkte corrosie vanwege lage pH-waarden van bodem of grondwater. Om in deze situatie de juiste risicobeheersmaatregelen te treffen wordt in [RWS 2015] bijlage E een beslisboom gegeven.

	Corrosietoeslag totaal (mm)
	100 jaar
Ongeroerde grond onder het laagste grondwaterniveau	2,4
Geroerde grond en/of boven het laagste grondwaterniveau	4,4

Tabel 2.5 Voorstel voor corrosietoeslag (dikteafname) voor beoogde levensduur van 100 jaar (dubbelzijdig) naar [RWS 2015]

In 2016 is [RWS 2015] overgenomen in het advies van het Expertisenetwerk Waterveiligheid ENW [ENW 2016]. In [ENW 2016] adviseert ENW:

*“de methode voor alle HWBP-2 projecten toe te passen. Dit is conform het eerdere advies van het ENW, maar nu voorzien van een verder uitgewerkte onderbouwing. Aan DGRW adviseren wij de methode algemeen toepasbaar te verklaren door de corrosietoeslag zoals deze nu is opgenomen in de Handreiking Constructie Ontwerpen te wijzigen en de kennis die hieraan ten grondslag ligt algemeen beschikbaar te stellen.”*

Het in [ENW 2016] genoemde eerdere ENW-advies betreft [ENW 2014]. Dus in [ENW 2016] wordt de toepassing van de uit [ENW 2014] genoemde corrosietoeslag, zie Tabel 2.4 geadviseerd met [RWS 2015] als nadere onderbouwing.

## 2.2.4 Aanpak in DIN 50929-3:2018

In de [DIN 50929-3:2018 [DIN 50929-3] wordt een zeer verfijnde aanpak gegeven die is gebaseerd op een puntensysteem welke de invloed van vele variabelen weegt en uiteindelijk resulteert in twee richtgetallen:

- Gemiddelde corrosiesnelheid.
- De gemiddelde maximale indringingssnelheid (putcorrosie).

De [DIN50929-3] geeft bij de resultaten van deze aanpak echter expliciet aan dat het slechts ruwe richtwaarden zijn die met een factor 2 kunnen variëren. De aanpak is gebaseerd op een puntensysteem dat:

- Voor de grondzijde gebaseerd is op sommaties van de individuele invloed van 15 parameters uit **Error! Reference source not found.** en voor de
- Water en luchtzijde gebaseerd is op de individuele invloed van 7 parameters alsmede ratio's en uit Tabel 2.10. Vervolgens dienen de waarden voor  $w_0$  voor het aan water blootgestelde deel nog worden gecorrigeerd voor de zuurstofindex van het water en kan de corrosiviteit  $K$  worden bepaald waarmee vervolgens voor de corrosie zones de corrosiesnelheid per jaar kan worden bepaald.

Tabelle 1 — Richtwerte zur Abschätzung der mittleren Korrosionsgeschwindigkeit

Bewertungszahlsummen	Abtragsrate $w$ (100 a) mm/a	max. Eindringrate $w_{L,max}$ (30 a) mm/a	Bemerkung
$B_0$ - und $B_1$ -Werte (siehe Tabelle 3)			
≥ 0	0,005	0,03	zeitlich abnehmend
-1 bis -4	0,01	0,05	zeitlich abnehmend
-5 bis -10	0,02	0,2	zeitlich abnehmend
< -10	0,06	0,4	zeitlich konstant
$B_E$ - und $W_E$ -Werte (siehe Tabelle 5)			
≥ 0	0,01	0,05	örtlicher Korrosionsangriff überwiegt
-1 bis -4	0,02	0,1	
-5 bis -8	0,05	0,3	
< -8	0,2	1	
$W_0$ - und $W_1$ -Werte (siehe Tabelle 8)			
≥ 0	0,01	0,05	örtliche Korrosion überwiegt im Wasser-/Luft-Wechsel- bereich, die $w_{L,max}$ -Werte nehmen zeitlich ab
-1 bis -4	0,02	0,1	
-5 bis -8	0,05	0,2	
< -8	0,1	0,5	

Tabel 2.6 Richtwaarden voor corrosiesnelheden [DIN50929-3]

Daarnaast gaat de [DIN 50929-3] ook in op het effect van het thermisch verzinkt zijn van staal, hoog gelegen roestvrijstaal, chroom-nikkelstaal, spanningscorrosie en het effect van koper. Voor deze aspecten wordt verwezen naar de DIN 50929-3:2018.

Tabelle 2 — Angaben zur Beurteilung von Erdböden

Z	Merkmal und Messgröße	Anforderung oder Kriterium	Prüfung	Einheit	Messwertbereich	Bewertung
<b>Bodenproben</b>						
Z <sub>1</sub>	Bodenart — Bindigkeit  — Verunreinigungen	Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen  DIN EN 12501-2:2003-08, Tabelle 1	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 5	Massenanteile in %	< 10 10 bis 30 30 bis 50 50 bis 80 > 80	+4 +2 0 -2 -4 -12
Z <sub>2</sub>	spezifischer elektrischer Bodenwiderstand	niedrigster Widerstand nach Wasserzugabe, gemessen in der Zelle	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 2	Ω m	> 500 200 bis 500 200 bis 50 20 bis 50 10 bis 20 < 10	+4 +2 0 -2 -4 -6
Z <sub>3</sub>	Bodenfeuchte und Bezug für Z <sub>6</sub> bis Z <sub>10</sub>	Wassergehalt nach Trocknen bei 105 °C	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 1	Massenanteile in %	< 20 > 20	0 -1
Z <sub>4</sub>	pH-Wert	pH-Wert bei 50 % Wasseranteil	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 2	—	> 9 6 bis 9 4 bis 6 < 4	+2 <sup>a</sup> 0 -1 -3
Z <sub>5</sub>	Pufferkapazität — Alkalität K <sub>S,4,3</sub>	Säurekapazität bis pH 4,3	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 4	mmol/kg	> 1 000 200 bis 1 000 < 200	+3 +1 0
Z <sub>6</sub>	Pufferkapazität — Acidität K <sub>B,7,0</sub>	Baselkapazität bis pH 7,0	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 5	mmol/kg	< 2,5 2,5 bis 5 5 bis 10 10 bis 20 20 bis 30 > 30	0 -2 -4 -6 -8 -10
Z <sub>7</sub>	sulfatreduzierende Bakterien	Sulfid-Gehalt	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 6	mg/kg	< 5 5 bis 10 > 10	0 -3 -6
Z <sub>8</sub>	Sulfat-Gehalt	Sulfat-Gehalt	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 4	mmol/kg	< 2 2 bis 5 > 5 bis 10 > 10	0 -1 -2 -3
Z <sub>9</sub>	Neutralsalze	Chlorid- und Sulfat-Gehalt im wässrigen Auszug	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 3	mmol/kg	< 3 3 bis 10 10 bis 30 10 bis 100 > 100	0 -1 -2 -3 -4
<b>örtliche Gegebenheiten</b>						
Z <sub>10</sub>	Lage des Objektes zum Grundwasser	Grundwasser vorhanden	visuell	—	nie immer zeitweise	0 -1 -2
Z <sub>11</sub>	Bodenhomogenität horizontal anhand Bodenwiderstandsprofil	Schwankungen des Bodenwiderstandes	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	ΔZ <sub>2</sub>   < 2 2 ≤  ΔZ <sub>2</sub>   ≤ 3  ΔZ <sub>2</sub>   > 3	0 -2 -4
Z <sub>12</sub>	Bodenhomogenität Vertikal	unterschiedliche Bodenwiderstände	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	ΔZ <sub>2</sub>   < 2 2 ≤  ΔZ <sub>2</sub>   ≤ 3  ΔZ <sub>2</sub>   > 3	0 -1 -2
Z <sub>13</sub>	Bodenhomogenität — Bettung	artgleicher Boden oder Sand  bodenfremde Bestandteile wie Holz, Wurzeln oder Böden mit Merkmalen nach DIN EN 12501-2:2003-08, Tabelle 1	visuell	—	homogen  inhomogen	0  -6
Z <sub>14</sub>	Bodenhomogenität — unterschiedliche pH-Werte	anthropogene Beeinflussung z. B. Verunreinigung mit	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 2	—	ΔZ <sub>1</sub>   < 1,5  ΔZ <sub>1</sub>   ≥ 1,5	0 -6
Abbruch, gekalkte Böden			Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	—	—
Z <sub>15</sub>	Anwesenheit von Fremdkathoden	Objekt/Boden-Potenzial U <sub>Cu/CuSO<sub>4</sub></sub>	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	V	< -0,5 -0,5 bis -0,4 -0,4 bis -0,3 > -0,3	0 -3 -8 -10

<sup>a</sup> Nur bei homogener Bettung. Bei inhomogener Bettung (unterschiedliche pH-Werte) gilt Z<sub>14</sub>.

Tabel 2.7 Informatie voor de beoordeling van corrosie in de grond [DIN50929-3]

### 2.2.4.1 Schatting van de corrosie waarschijnlijkheid in de bodem

Voor de schatting van de corrosie in de grond zonder grote objecten die voor een concentratie van de corrosie kunnen zorgen dient (2.8) [DIN 50929-3] te worden gebruikt.

$$B_0 = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 + Z_8 + Z_9 + Z_{10} \quad (2.8)$$

Voor de schatting van de corrosie in de grond met grote objecten die voor een concentratie van de corrosie kunnen zorgen dient (2.9) te worden gebruikt.

$$B_1 = B_0 + Z_{11} + Z_{12} + Z_{13} + Z_{14} \quad (2.9)$$

Vervolgens kan met de gevonden waarden voor  $B_0$  en  $B_1$  in **Error! Reference source not found.** de bodem, corrosiebelasting en de corrosiewaarschijnlijkheid worden geclassificeerd.

Tabelle 3 — Bodenklassen, Korrosionsbelastung und Korrosionswahrscheinlichkeiten bei freier Korrosion von unlegierten und niedriglegierten Eisenwerkstoffen

$B_0$ - bzw. $B_1$ -Werte	Bodenklasse	Korrosionsbelastung <sup>a</sup>	Korrosionswahrscheinlichkeit aufgrund der $B_1$ -Werte	
			aufgrund der $B_0$ -Werte	Mulden- und Lochkorrosion
$\geq 0$	Ia	sehr niedrig	sehr gering	sehr gering
-1 bis -4	Ib	niedrig	gering	sehr gering
-5 bis -10	II	mittel	mittel	gering
< -10	III	hoch	hoch	mittel

Die Größenordnung der zu erwartenden Korrosionsgeschwindigkeit ist in Tabelle 1 angegeben. Bei Rohren und Behältern hat die bleibende Dichtheit Priorität in der Beurteilung. Hier ist die Geschwindigkeit der Loch- und Muldenkorrosion von Bedeutung. Bei Bauteilen hat die bleibende Festigkeit Priorität in der Beurteilung. Hier ist die Geschwindigkeit der Flächenkorrosion von Bedeutung.

<sup>a</sup> Die Korrosionsbelastung entspricht der Korrosionswahrscheinlichkeit für freie Korrosion ohne Mitwirken ausgedehnter Konzentrationselemente, siehe 6.1.2.

Tabel 2.8 Classificatie bodem, corrosiebelasting en corrosiewaarschijnlijkheid [DIN50929-3]

Daarnaast geeft de [DIN50929-3] aan dat met (2.10) anodische en met (2.11) kathodische invloeden dienen te worden meegenomen in situaties zonder aangebrachte kathodische bescherming.

$$B_A = Z_1 + Z_2 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 + Z_8 + Z_9 \quad (2.10)$$

$$B_K = Z_1 - Z_2 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 \quad (2.11)$$

Anodische corrosie voor een situatie met aangebrachte kathodische bescherming geeft de volgende vergelijking:

$$B_E = B_A + Z_{15} \quad (2.12)$$

### 2.2.4.2 Schatting van de corrosie waarschijnlijkheid in water

Voor de schatting van de corrosie onderwater kan de voor Tabel 2.6 benodigde waarde voor  $W_0$  met gebruikmaking van de informatie uit Tabel 2.9 worden bepaald met:

$$W_0 = N_1 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + \frac{N_3}{N_4} \quad (2.13)$$

Voor de schatting van de corrosie lucht-watergrens kan de voor Tabel 2.6 benodigde waarde voor  $W_1$  met gebruikmaking van de informatie uit Tabel 2.9 worden bepaald met:

$$W_1 = W_0 - N_1 + N_2 \cdot N_3 \quad (2.14)$$

Tabelle 7 — Angaben zur Beurteilung von Wässern

Nr.	Merkmal und Dimension	Einheit	Bewertungsziffer für	
			unlegierten Stahl	verzinkten Stahl
1	Wasserart		$N_1$	$M_1$
	fließende Gewässer		0	-2
	stehende Gewässer		-1	+1
	Küste von Binnenseen		-3	-3
	anaerob. Moor, Meeresküste		-5	-5
2	Lage des Objektes		$N_2$	$M_2$
	Unterwasserbereich		0	0
	Wasser/Luft-Bereich		1	-6
	Spritzwasserbereich		0,3	-2
3	$c(\text{Cl}^-) + 2c(\text{SO}_4^{2-})$	mol/m <sup>3</sup>	$N_3$	$M_3$
	≤ 1		0	0
	> 1 bis 5		-2	0
	> 5 bis 25		-4	-1
	> 25 bis 100		-6	-2
	> 100 bis 300		-7	-3
	> 300		-8	-4
4	Säurekapazität bis pH 4,3 (Alkalinität $K_{S,4,3}$ )	mol/m <sup>3</sup>	$N_4$	$M_4$
	< 1		1	-1
	1 bis 2		2	+1
	> 2 bis 4		3	+1
	> 4 bis 6		4	0
	> 6		5	-1
5	$c(\text{Ca}^{2+})$	mol/m <sup>3</sup>	$N_5$	$M_5$
	< 0,5		-1	0
	0,5 bis 2		0	+2
	> 2 bis 8		+1	+3
	> 8		+2	+4
6	pH-Wert		$N_6$	$M_6$
	< 5,5		-3	-6
	5,5 bis 6,5		-2	-4
	> 6,5 bis 7,0		-1	-1
	> 7,0 bis 7,5		0	+1
7	Objekt/Wasser-Potential $U_H$ (zur Feststellung der Fremdkathoden)	V	$N_7$	
	> -0,2 bis -0,1		-2	
	> -0,1 bis 0,0		-5	
	> 0,0		-8	

Tabel 2.9 Informatie ten behoeve van beoordeling van corrosie in water [DIN50929-3]

Vervolgens kan voor de gevonden waarden van  $W_1$  en  $W_0$  met behulp van Tabel 2.9 de corrosiewaarschijnlijkheid voor de lucht-watergrens en onderwater worden geclassificeerd.

Tabelle 8 — Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit von unlegierten und niedriglegierten Stählen in Wässern

$W_0$ - bzw. $W_1$ -Wert	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
≥ 0	sehr gering	sehr gering
-1 bis -4	gering	sehr gering
< -4 bis -8	mittel	gering
< -8	hoch	mittel

Die Größenordnung der zu erwartenden Korrosionsgeschwindigkeit ist in Abschnitt 5 angegeben.

Tabel 2.10 Afschatting corrosiewaarschijnlijkheid staal onderwater en op de water-luchtgrens [DIN50929-3]

Vervolgens dient ter bepaling van de corrosiesnelheid per corrosie zone de zuurstofindex  $O_{2-Sätt}$  van het water te worden bepaald met:

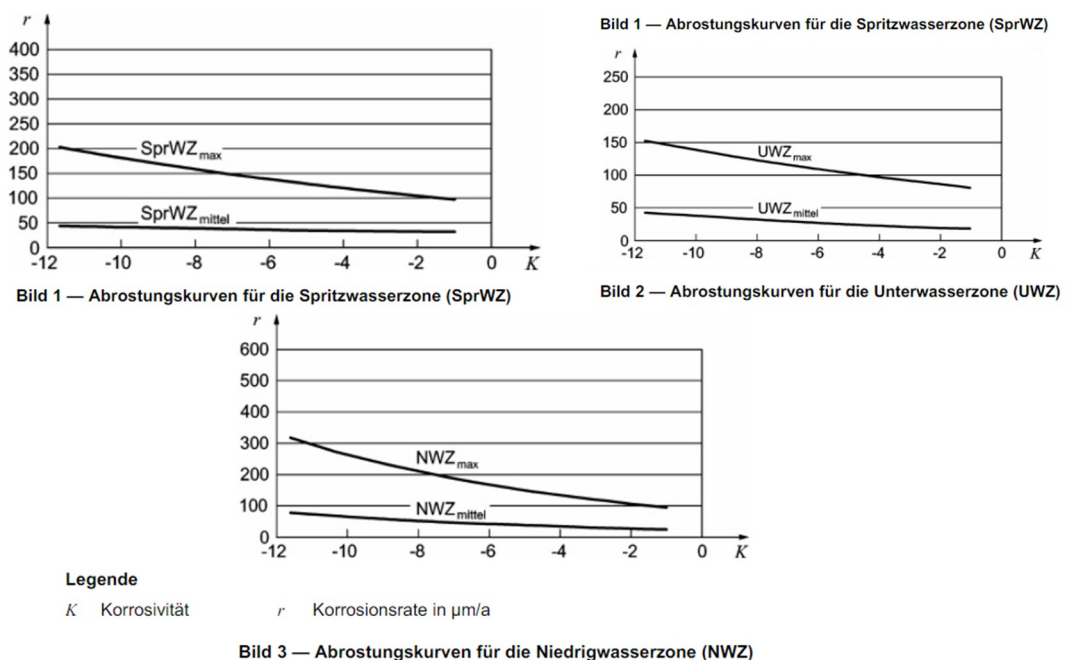
$$O_{2-Sätt} = \frac{\rho_{mt1}}{\rho_{st1}} \quad (2.15)$$

Met een zuurstofgehalte  $\rho_{mt1}$  en de zuurstofverzadigingswaarde  $\rho_{st1}$  bij de meettemperatuur  $t_1$ .

Vervolgens kan op basis daarvan de waarde van de corrosiviteit,  $K$  worden bepaald met:

$$K = O_{2-Sätt} \cdot W_0 \quad (2.16)$$

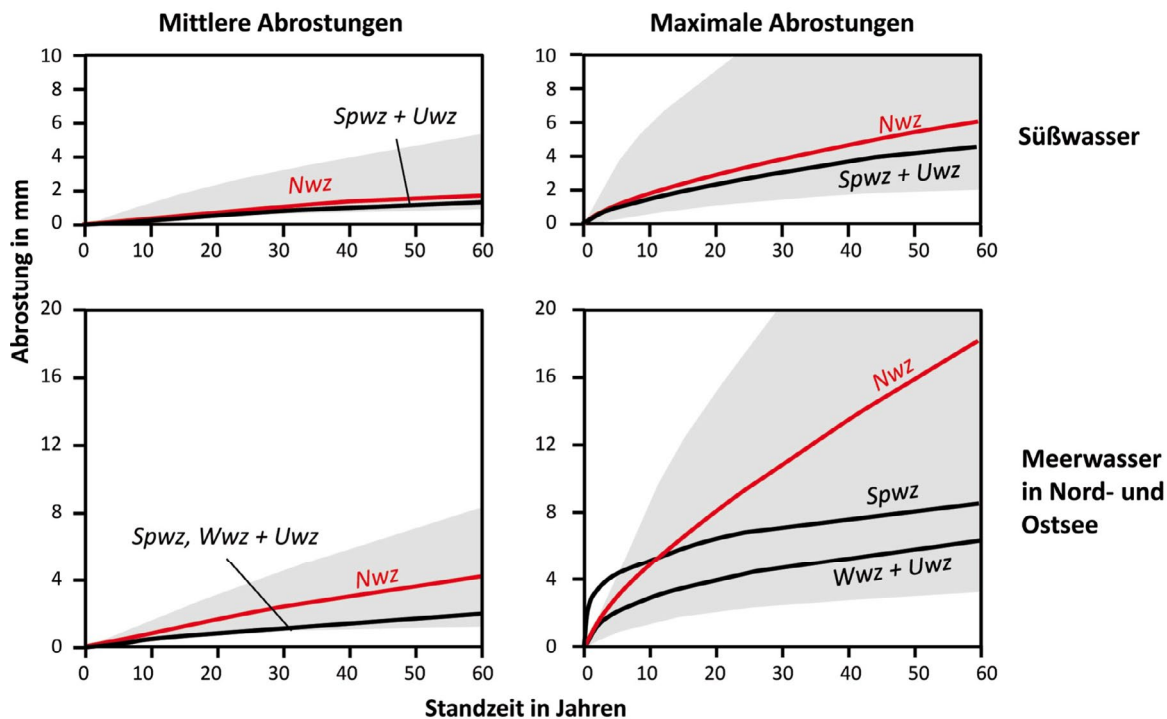
Met de gevonden waarden kan voor de drie corrosiezones in Figuur 2.15 een grove schatting worden opgesteld van de gemiddelde corrosiesnelheid en de waarde van de corrosiesnelheid voor de gemiddeld maximale corrosie (putcorrosie) voor de niet grondbelegde zijde.



Figuur 2.15 Corrosiecurven voor damwanden **SprWZ** lucht-waterzone, **UWZ** onderwaterzone en **NWZ** de laagwaterzone [DIN50929-3]

### 2.2.5 Aanbevelingen EAU 2012 en onderliggende data

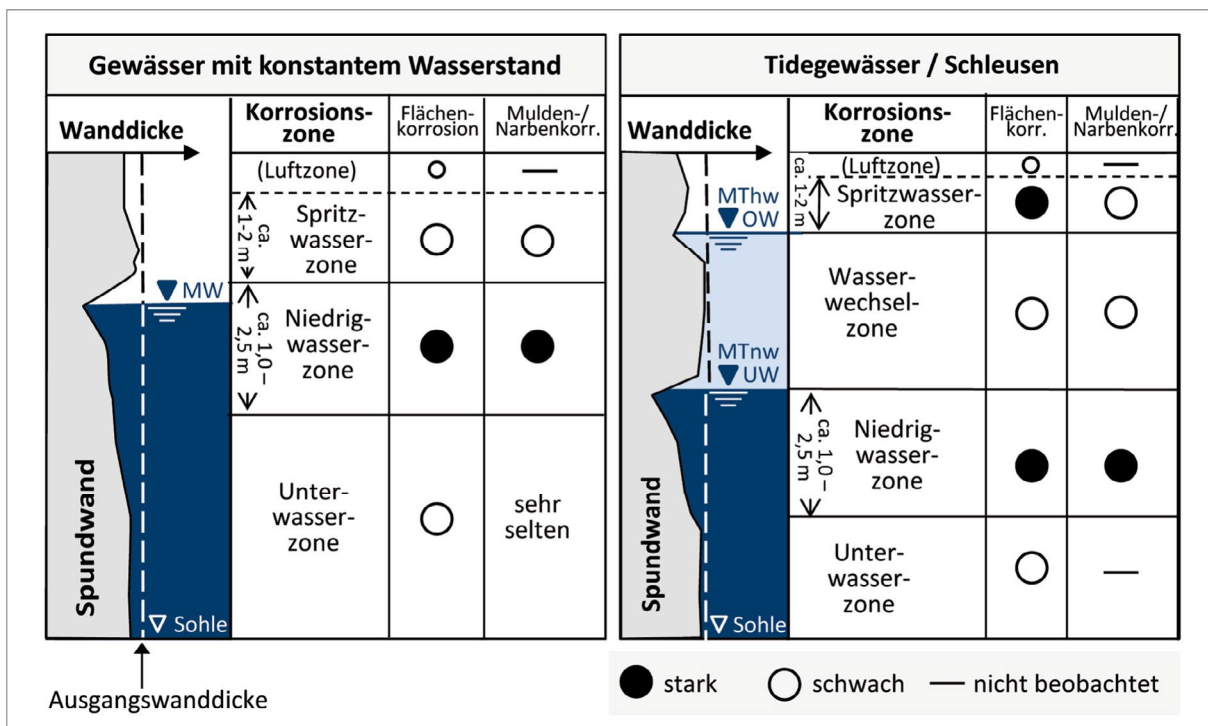
In de [EAU 2012] staan ten behoeve van het ontwerp van waterbouwkundige constructies de lijnen voor de gemiddelde waarde en de gemiddelde van de waargenomen maxima voor dikteverlies in zoet en zoutwater gegeven, zie Figuur 2.16. Deze gemiddelde waarden zijn gebaseerd op de door de Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verzamelde diktemetingen. De bandbreedte van deze waarnemingen is met een grijze arcering weergegeven in Figuur 2.16. In de [EAU 2012] wordt voor de corrosie-zonering onderscheid gemaakt in een situatie met en zonder waterstandsvariatie, zie Figuur 2.17. De waarden betreffen (aanbevolen) verwachtingswaarden voor het ontwerp. Wel wordt in [EAU 2012] expliciet aangegeven dat er een grote onzekerheidsmarge om deze verwachtingswaarden ligt. De [EAU 2012] geeft aan dat in natuurlijke niet agressieve gronden voor tweezijdig grondbelegde damwand een dikte afname van 0,01mm/jaar kan worden gehanteerd. Voor de corrosie onder atmosferische condities gaat de [EAU 2012] van circa 0,01 mm/jaar uit.



Nwz: Niedrigwasserzone / Spwz: Spritzwasserzone / Wwz: Wasserwechselzone / Uwz: Unterwasserzone

□ Schwankungsbreite der Messwerte

Figuur 2.16 Gemiddelde maximale waarde voor dikte verlies in zoet en zoutwater (naar EAU 2012) [BAW 2017b]



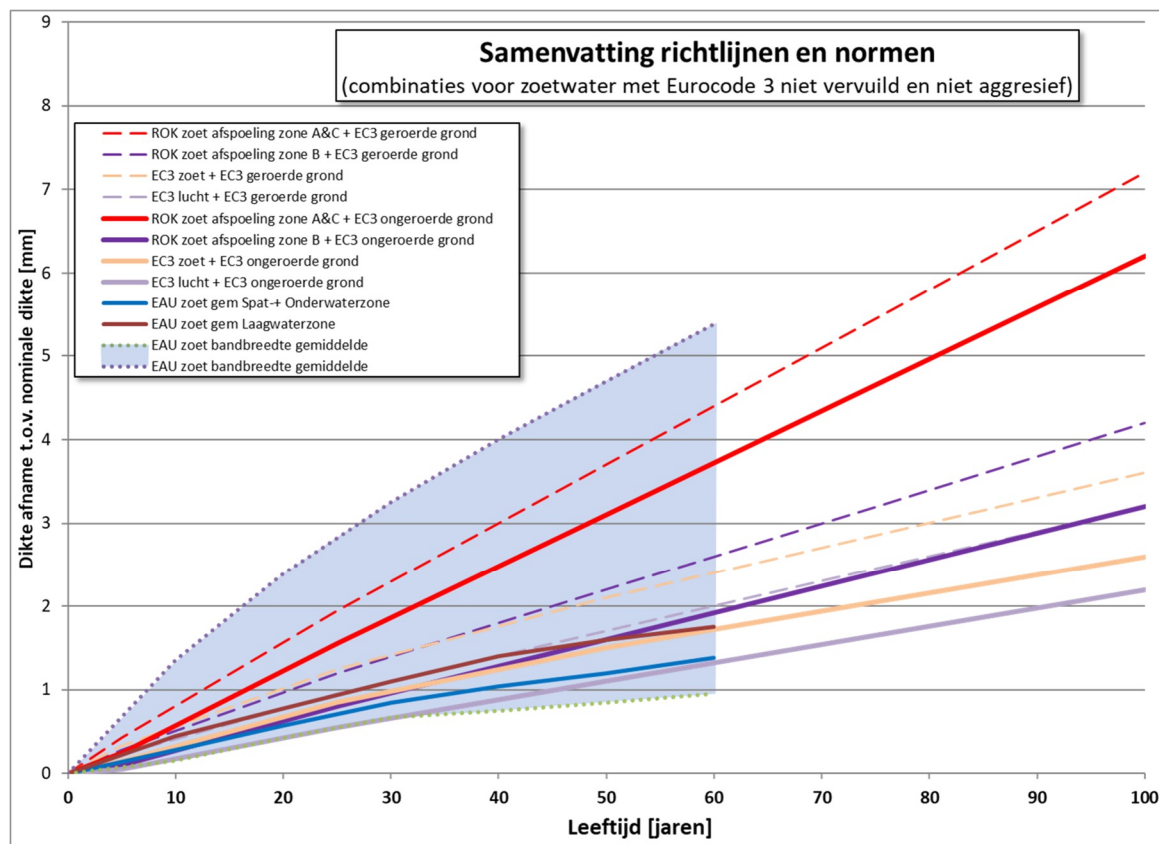
Figuur 2.17 Corrosiezones voor damwanden die de [EAU 2012] aanhoudt gebaseerd op [BAW 1997]

## 2.2.6 Samenvatting richtlijnen en normen

In deze samenvatting staat het overzicht van de diverse normen en richtlijnen, en combinaties daarvan, grafisch weergegeven over een periode van 100 jaar. De combinaties betreffen de mogelijke combinaties van de waarden uit de ROK en de waarden uit de Eurocode 3 (EC3). Vanwege de veelheid aan mogelijke combinaties is een opsplitsing gemaakt in twee grafieken: een grafiek waarin voor de waarden uit de EC3 ten behoeve van schoon zoetwater en schone niet agressieve grond zijn toegepast en een grafiek voor de waarden uit de EC3 voor sterk vervuild zoetwater, vervuilde en agressieve grond. Als eerste wordt opgemerkt dat alleen de ROK een categorie kennen voor afspoeling waarvoor de corrosiesnelheid tot honderd jaar constant is.

### 2.2.6.1 Combinaties met schoonwater en schone niet agressieve grond

Omdat zowel de waarden voor "Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel" en de waarden voor "Geroerde grond, of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel" in Tabel 2.4 alsmede de waarden voor de twee categorieën in Tabel 2.5 getalsmatig overeenkomen met waarden voor respectievelijk "Undisturbed natural soils" en "Non-compacted and non-aggressive fills" van [NEN-EN1993-5] zijn deze niet separaat weergegeven in Figuur 2.18.



Figuur 2.18 Overzicht totale dikteafname van stalen damwanden in zoetwater op basis van combinaties van normen en richtlijnen uitgaande van Eurocode 3 waarden voor niet vervuilde en niet agressieve condities

Wat het meest opvalt aan Figuur 2.18, is dat er voor deze zoetwatercondities een zeer grote bandbreedte bestaat aan mogelijke corrosiesnelheden in de normen en richtlijnen en dat deze 'lijnen' allemaal binnen de bandbreedte van de gemeten gemiddelden liggen tot een blootstellingsduur van 60 jaar zoals bepaald door de EAU. Wat verder opvalt in Figuur 2.18 is dat de bovengrens van de gearceerde bandbreedte van de gemeten gemiddelden uit de EAU

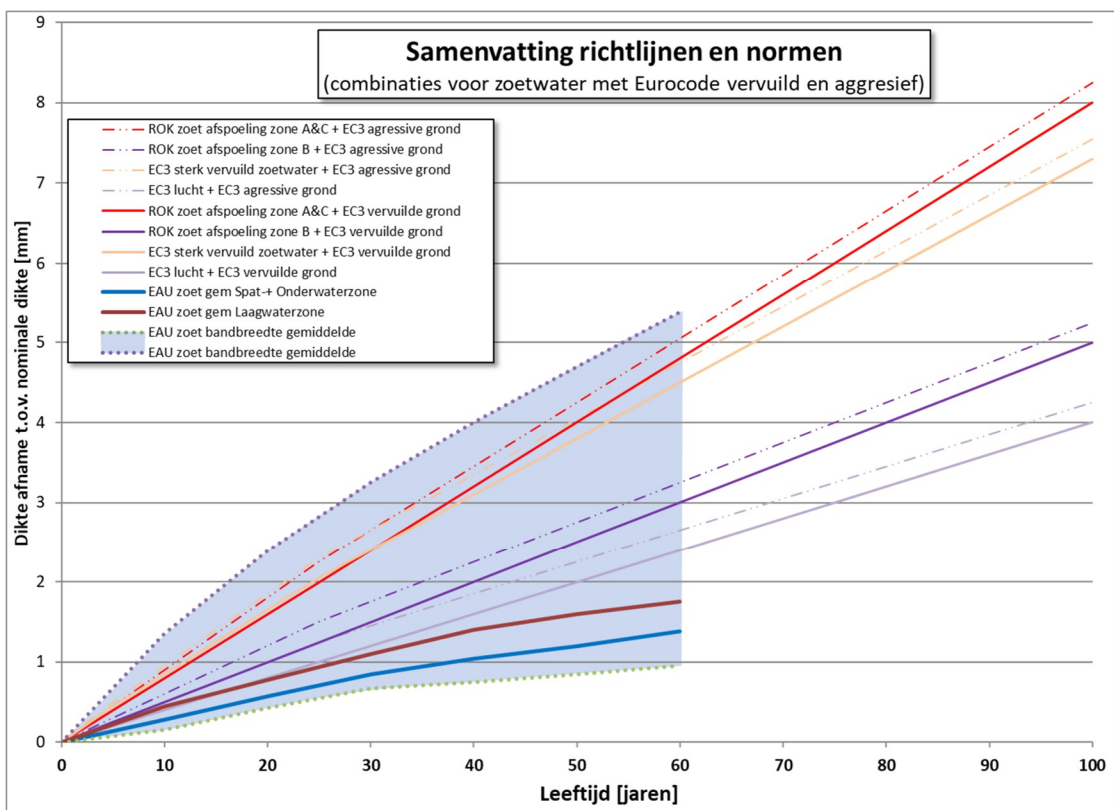


ongeveer een soortgelijk verloop kent als de combinatie van ROK zoetwater met afspoeling in zone A&C + geroerde grond, maar dat deze circa 30% hoger ligt. Wat verder opvalt is dat de waarden van de twee combinaties ROK voor zoetwater met afspoeling in zone A&C significant hoger liggen dan alle andere waarden. Wat verder opvalt is dat het verloop in de tijd van de aanbevolen gemiddelde waarden uit de EAU de relatief sterkste afname van de corrosiesnelheid laten zien.

**2.2.6.2 Combinaties met EC3 waarden voor sterk vervuild zoetwater, vervuilde en agressieve grond**  
In Figuur 2.19 staat het overzicht van de diverse normen en richtlijnen in één grafiek weergegeven over een periode van 100 jaar waarin voor de waarden uit EC3 ten behoeve van sterk vervuild zoetwater en voor vervuilde en agressieve grond.

Wat het meest opvalt aan Figuur 2.19 dat de combinaties van ROK zoetwater met afspoeling in zone A&C en die met EC3 voor sterk vervuild zoetwater dichtbij elkaar liggen en tot 25 jaar nagenoeg samenvallen. Verder is te zien dat alle combinaties binnen de bandbreedte van de gemeten gemiddelden liggen tot een blootstellingsduur van 60 jaar leeftijd zoals bepaald door de EAU.

Wat verder opvalt in Figuur 2.19 is dat de bovengrens van de gearceerde bandbreedte van de gemeten gemiddelden uit de EAU ongeveer een soortgelijk verloop kent als de combinatie van EC3 sterk vervuild zoetwater en agressieve grond, maar dat deze circa 15% hoger ligt. Wat verder opvalt dat de waarden voor combinatie van ROK voor zoetwater met afspoeling in zone A&C + agressieve grond, het hoogste zijn en op T = 60 jaar steiler verloopt dan de bovengrens van de waargenomen gemiddelden uit de EAU.



Figuur 2.19 Overzicht totale dikteafname van stalen damwanden in zoetwater op basis van combinaties van normen en richtlijnen uitgaande van Eurocode 3 waarden voor vervuilde en agressieve condities

Verder is in Figuur 2.19 te zien dat de combinaties met ROK voor zoetwater met afspoeling in zone B circa 20% boven die met EC3 voor sterk vervuult zoetwater liggen.

### 2.3 Invloed van walsafwijkingen op de uit diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid

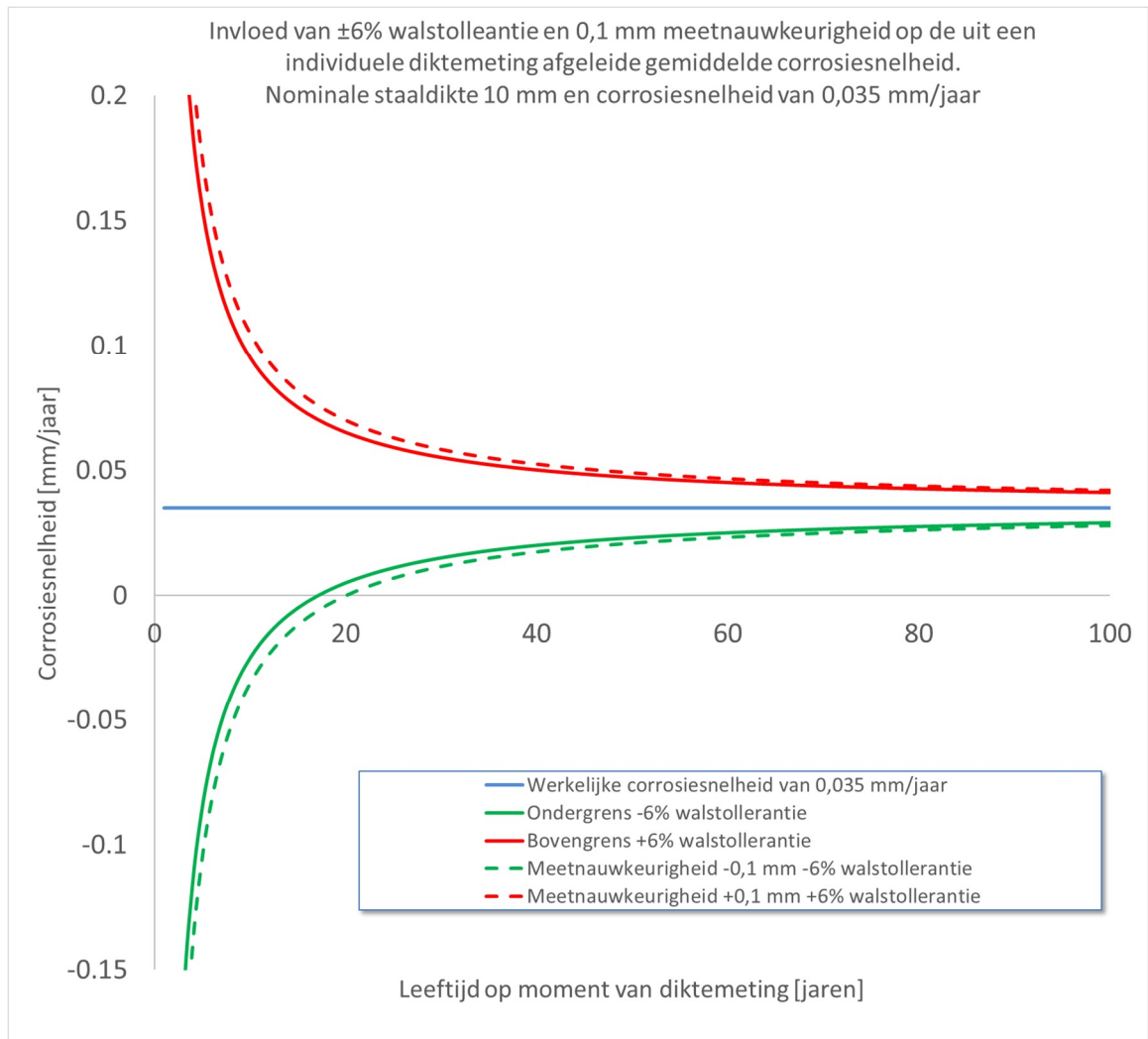
De dikte van op dit moment geproduceerde damwanden moet binnen een door de norm [NEN-EN 10248-2] gegeven walstolerantie van 6% liggen. Dit betekent dat de begindikte van damwanden ten opzichte van de opgegeven (nominale) dikte een maximale afwijking van  $\pm 6\%$  kan hebben.

Walsafwijkingen hebben geen invloed op de diktemeting op een zeker tijdstip. Walsafwijkingen zijn wel van invloed op van deze diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid wanneer deze worden bepaald over de periode vanaf installatie wanneer de actuele dikte niet is opgemeten ten tijde van installatie zoals in bijzondere situaties bij testplanken wordt gedaan.

Voor het afleiden van de gemiddelde snelheid in dikteafname over de periode sinds installatie is het gebruikelijk uit te gaan van de nominale waarde (uit de tabellenboekjes). In dat geval is de walsafwijking wel van invloed.

De onnauwkeurigheid die een eventuele walsafwijking veroorzaakt op de gemiddelde corrosiesnelheid (sinds de damwandinstallatie) die uit diktemetingen kan worden afgeleid, neemt af met de blootstellingsduur. De invloed is het grootst wanneer relatief kort na installatie wordt gemeten op relatief dunwandige damwandprofielen in een weinig corrosieve omgeving. Uitgaande van een walstolerantie van  $\pm 6\%$  en een meetnauwkeurigheid van  $\pm 0,1$  mm zijn in Figuur 2.20 de extremen van de invloed op de gemiddelde corrosiesnelheid vanaf installatie tot het uitvoeren van de diktemeting weergegeven voor een nominale dikte van 10 mm en een werkelijke corrosiesnelheid van 0,035 mm/jaar (de blauwe lijn in Figuur 2.20). De uitkomsten komen overeen met die van [Wall 2013]. Voor een dunnere nominale dikte is de invloed proportioneel met de dikte minder groot omdat de walstolerantie daarvan een percentage is.

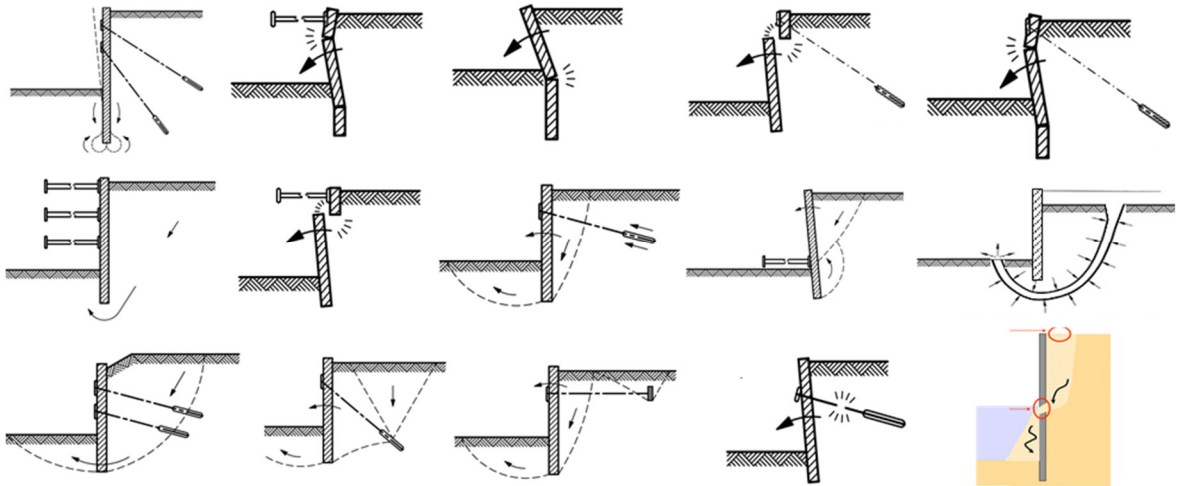
De gepresenteerde waarden in Figuur 2.20 betreffen extremen voor het geval dat wordt gekeken naar één enkele meting op een damwandplank. Het gemiddelde bij grotere aantallen metingen en metingen op meerdere planken zal leiden tot een veel beperktere invloed want er zijn geen indicaties gevonden dat in het verleden damwandprofielen systematisch dikker of dunner werden gewalst. Dus hoe omvangrijker de steekproef en hoe ouder de damwand, hoe dichter de werkelijke gemiddelde corrosiesnelheid kan worden benaderd.



Figuur 2.20: Invloed van walstolerantie ( $\pm 6\%$ ) en meettolerantie ( $\pm 0,1$  mm) op maximale en minimale corrosiesnelheid berekend uit een enkele meting. De blauwe lijn geeft de veronderstelde werkelijke corrosiesnelheid, de andere lijnen geven de extremen van onder- of overschatting.

## 2.4 De invloed van corrosie op faalmechanismen van damwandconstructies

Meerdere mechanismen bestaan waarop damwandconstructies kunnen falen. Figuur 2.21 geeft hier een illustratie van.



Figuur 2.21 Faalmechanismen van een damwandconstructie

Bij een analyse van deze mechanismen komt naar voren dat aan damwandcorrosie gerelateerd falen optreedt wanneer:

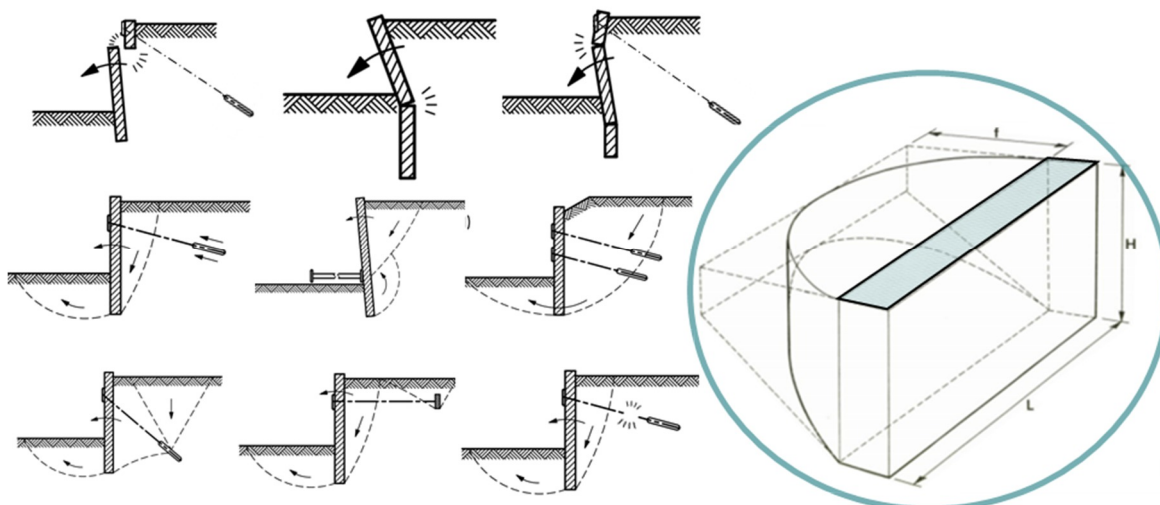
- 1 In een horizontaal vlak/diepte de sterkte en/of rotatiecapaciteit van de damwand over enige breedte wordt overschreden die niet door de herverdelingscapaciteit van de grond en/of constructieve ondersteuning zoals de verankering of stempeling kan worden overbrugd, zie Figuur 2.22.
- 2 De wand als gevolg van een gat niet meer grond dicht is en uitspoeling van de grond kan optreden, zie Figuur 2.23.

### *Sterkte in het horizontale vlak, mechanismelengte*

Het gemiddelde gedegradeerde weerstandsmoment in een horizontaal vlak over een mechanismelengte is voor alle door damwandcorrosie beïnvloede faalmechanismen, behoudens uitspoeling, de maatgevende parameter, zie Figuur 2.22.

Als mechanismelengte dient enerzijds qua orde van grootte aan de kerende hoogte te worden gedacht = breedte van de mootgrond die bij falen afschuift, zie rechts in Figuur 2.22; dus bij een kerende hoogte van 3 m is dat circa 3 m. Anderzijds is bij een verankerde damwand ook de hart op hart afstand van de verankering van invloed op de mechanismelengte waarover kan worden herverdeeld; dus zonder herverdeling tussen verschillende ankers zou bij een hart op hart afstand van 3 m tussen de ankers ook aan een mechanismelengte van 3 m dient te worden gedacht. In werkelijk is het een en ander veel complexer en zal er ook via de gording nog herverdelingscapaciteit zijn over meerdere ankers en zal de afschuivende grondmoot breder zijn dan de kerende hoogte. In generieke zin kan worden gesteld dat in de praktijk de mechanismelengte betrekking heeft op meerdere aansluitende damwandplanken.

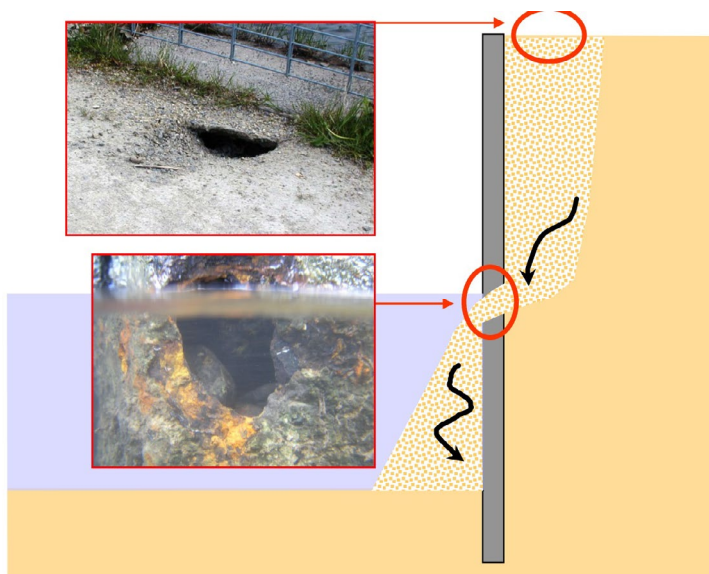
Geconcludeerd wordt dat niet de spreiding in lokale dikteafname ter plaatse van individuele metingen, maar de spreiding van het gemiddelde in een horizontaal vlak over meerdere aansluitende damwandplanken, de maatgevende parameter is bij beschouwing van faalmechanismen waar herverdelingscapaciteit een rol speelt.



*Figuur 2.22* **Links:** Faalmechanismen van een damwand waar herverdelingscapaciteit een rol speelt. **Rechts:** schematische weergave van 3D faalmechanisme waarbij de gemiddelde damwandsterkte in een horizontaalvlak over een mechanismelengte  $L$  van belang is

### Grondichtheid

Voor het faalmechanisme uitspoeling wordt in de praktijk in zand 0,05 m mechanismelengte (afmeting van het gat in de damwand) in zandgrond en 0,1 m in cohesieve grond aangehouden [SBRCURnet 2017]. Het gevolg kan een beperkte verzakking direct achter wand zijn (zie Figuur 2.23) maar kan ook orden groter zijn (zie Figuur 2.24). Voor dit mechanisme is de maximale waarde van de corrosie relevant (gat/doorgeroest). De grootte van de gevolgen/schade is afhankelijk van de hoeveelheid grond die is weggespoeld.



*Figuur 2.23* Uitspoeling [BAW 2017b]



*Figuur 2.24 Rotterdamse haven, gevolg van uitspoeling t.g.v. uit het slot gelopen damwand [van Weele]*

## 2.5 Resume van de literatuurstudie

Uit de literatuur blijkt al snel dat het elektrochemisch proces van corrosie, van bijzonder veel chemische, fysische maar ook biologische factoren (en hun onderlinge wisselwerking) afhangt. De wetenschappelijke onderzoeken zijn vooral laboratoriumonderzoeken geweest waar de invloed van één en soms enkele parameter(s) geïsoleerd is bekeken. Niet alleen in de literatuur wordt deze theoretische weg ingeslagen maar ook in DIN50929-3 is dat gedaan met een model dat gebaseerd is op 24 parameters met als resultaat een grove schatting van de gemiddelde corrosie die volgens DIN50929-3 best een factor 2 hoger of lager kan liggen.

Geconcludeerd wordt dat de theoretische weg niet effectief is in deze fase van het KpNK onderzoek. Vanuit een praktisch (geotechnisch en constructief) oogpunt is de hoofdvraag met welke snelheid corrosie optreedt en met welke onzekerheid rekening dient te worden gehouden bij het ontwerpen of beoordelen van een damwand constructie. Geconcludeerd wordt dat, om binnen afzienbare tijd tot concrete aanbevelingen te komen, als eerste inzage dient te worden verkregen naar het gecombineerde effect van al deze processen op de staaldikte in Nederland: wat is de bandbreedte, verloop in de tijd en wat lijkt de grootste invloedfactor? Hiervoor is minimaal een groot aantal metingen op damwanden van verschillende leeftijden en op verschillende locaties nodig.

In de literatuur, in richtlijnen en normen worden gewerkt met corrosiezones waar tussen de mate van corrosie verschilt. Het beschreven aantal zones, maar ook de grootte van de corrosie alsmede het verloop in de tijd verschillen sterk. Uit de literatuur blijkt dat:

- 1) De grootte van de gemiddelde corrosie van een zone kan verschillen tussen locaties.
- 2) Op een locatie varieert de corrosie.
- 3) Onderwater kunnen systematische verschillen tussen de lijf- voor- en achterflens optreden.
- 4) Behalve in afspoelcondities neemt de corrosiesnelheid af in de tijd.

Uit het onderzoek naar het effect van corrosie op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie volgt dat de grootte van de lokale corrosie (vastgesteld op één punt) alleen van belang is voor de grondichtheid. Voor alle andere, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over de mechanismebreedte, van meerdere planken, relevant.

Samengevat is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie de belangrijkste parameter. De meest effectieve stap in deze fase van KpNK onderzoek is dan ook het verzamelen van recente diktemetingen en vervolgens deze metingen te analyseren. In hoofdstuk 3 wordt in opmaat daartoe een overzicht gegeven van de verzamelde informatie op het gebied van methoden voor de meting van de staaldikte en meetprotocollen. Voor het beoordelen van de bruikbaarheid van meetdata en het analyseren van de meetdata is inzicht in de wijze van meten van groot belang.

### 3 Corrosie, meetmethode -en protocol

In dit hoofdstuk wordt besproken op welke wijze corrosie kan worden gemeten. De meest gebruikte meetmethode (ultrasoon) wordt eerst behandeld.

Om tot een eenduidige wijze van corrosie metingen te komen wordt de wijze van meten vastgelegd in protocollen. Er zijn diverse meetprotocollen, de meest relevante worden in dit hoofdstuk behandeld.

#### 3.1 Corrosie meetmethode

##### 3.1.1 Opzet ultrasone diktemeting

De Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Duitsland doet al vele tientallen jaren uitgebreid onderzoek naar corrosie van damwanden. In de tachtiger jaren van de vorige eeuw was geen geschikt meetinstrument voorhanden om bij de specifieke condities bij damwanden altijd betrouwbaar diktemetingen uit te voeren met een benodigde nauwkeurigheid van minder dan 0,1 mm. De BAW heeft daarom zelf een meetinstrument ontwikkeld, gebaseerd op ultrasone diktemeting, zie Figuur 3.1 waarbij in de meetkop zowel de zender van als de ontvanger van het ultrasone signaal zit.

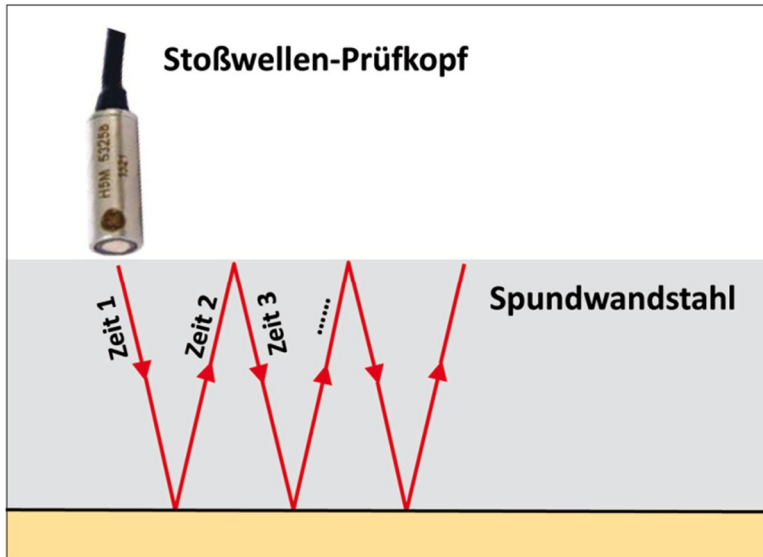
Bij de metingen zijn de volgende aandachtspunten van belang:

- Voor de toegepaste ultrasone meetmethode met een enkele puls, zie Figuur 3.1, is het nodig dat op het blanke staal wordt gemeten, dus de damwand dient tot het staal te worden gereinigd.
- Voor het benodigde aantal metingen dient een gehele strook volledig blank te worden gemaakt, zie Figuur 3.2.

Het ultrasone meetinstrument moet iedere keer op dezelfde afstand ten opzichte van het gecorrodeerde oppervlak worden gepositioneerd. Dit wordt gerealiseerd door een magneetbevestiging, zie Figuur 3.2 en Figuur 3.3.

Een goed contact tussen het meetinstrument en het staal dient aanwezig te zijn. De ultrasone signalen kunnen dan ongestoord het staal bereiken om voor een nauwkeurige meting te zorgen. Voor de metingen boven water is daarom een watertoevoer aanwezig, zie Figuur 3.2 en Figuur 3.3.





Figuur 3.1 Voorbeeld van een ultrasone sensor met een enkelvoudig kristal [BAW 2017a]

- sorgfältige Planung und Vorbereitung:  
Stationen entlang der Wand  
Messquerschnitte über die Wandhöhe  
Reinigen und Messen mit Taucherhilfe

The photograph shows a vertical dam wall with several measurement points marked. A red arrow points from the text 'gereinigter Messquerschnitt' to a specific point on the wall. Another red arrow points from the text 'je Messquerschnitt ca. 4 - 6 Einzelmessungen an Berg, Flanke und Tal' to three points on the wall. Below the photograph is a small cross-section diagram of a dam wall with 'Boden' (ground) on top and 'Wasser' (water) on the bottom. The diagram shows three measurement points labeled 1, 2, and 3 along the wall height.

gereinigter Messquerschnitt

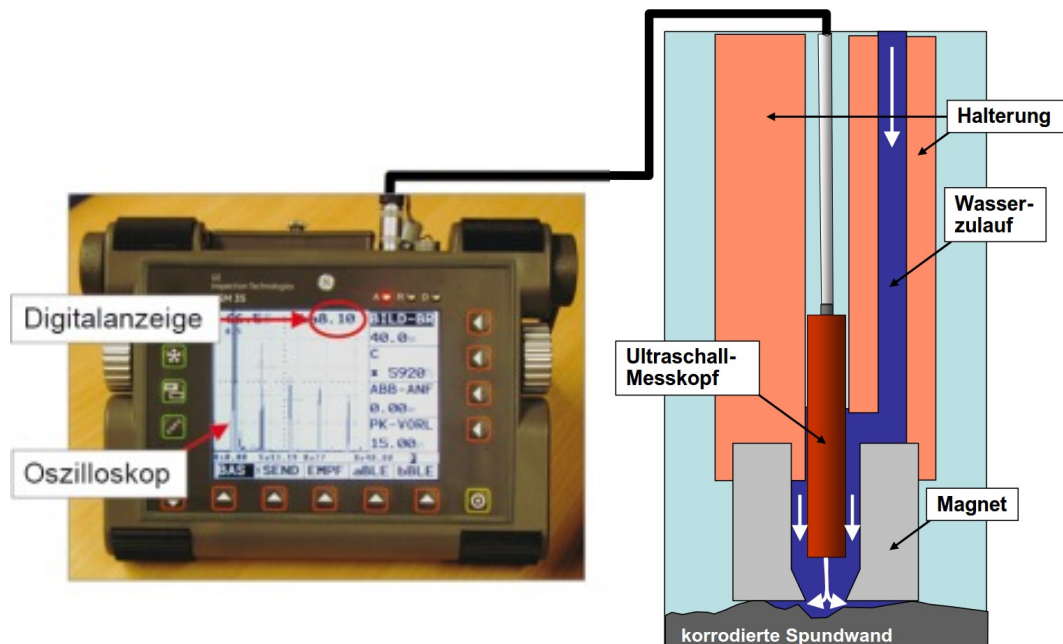
je Messquerschnitt ca. 4 - 6 Einzelmessungen an Berg, Flanke und Tal

Boden  
Wasser

BAW

The top-left photograph is a close-up of the orange ultrasonic sensor head being applied to a dark, rusty metal surface. The bottom-right photograph shows a diver in a red and blue wetsuit using the sensor on a dam wall in a body of water. A red and white chain is visible on the wall.

Figuur 3.2 **Boven:** tot op blank staal gereinigde damwanden. **Onder:** magnetisch bevestigde ultrasone meetapparatuur van BAW met enkelvoudig kristal en watervoorziening [BAW 2005]



Figuur 3.3 Ultrasonische Meetinstrument van BAW met enkelvoudig kristal [BAW 2010]

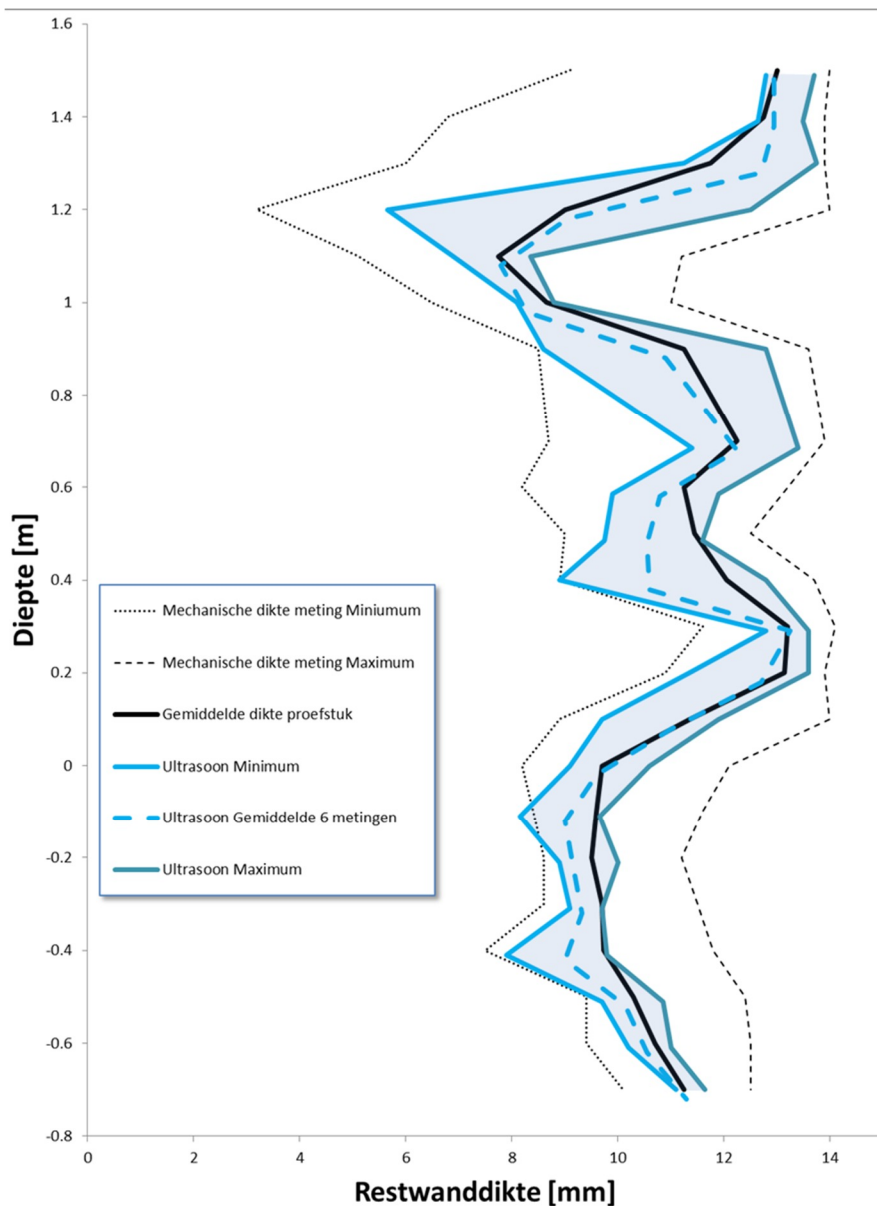
### 3.1.2 Betrouwbaarheid ultrasone technieken

In [BAW 1997] zijn de resultaten van onderzoek naar de betrouwbaarheid van ultrasone meettechnieken gepubliceerd. De ultrasone meting geeft een waarde die 0,08 mm lager is dan de werkelijke dikte van de proefstukken.

Vervolgens is onderzocht in hoeverre onder werkelijke condities de ultrasone meting een betrouwbare meting gaf van de actuele dikte van een gecorrodeerde damwand. Uit een 28 jaar oude damwand zijn proefstukken gezaagd en per proefstuk zijn onder water zes ultrasone metingen uitgevoerd. In Figuur 3.4 zijn in blauw het gemiddelde alsmede de minimale en de maximale met ultrasone metingen bepaalde dikten van ieder proefstuk uitgezet. Daarnaast is van ieder proefstuk in een raster van 100 meetpunten met een mechanische diktemeter de dikte bepaald waarvan de minimale en maximale en gemiddelde waarden per proefstuk met zwarte lijnen in Figuur 3.4. zijn weergegeven.

In [BAW 1997] wordt geconcludeerd dat het gemiddelde van de (steekproef met) ultrasone metingen in de regel ruim minder dan 0,5 mm afweek van het "werkelijke" met de mechanische diktemeter bepaalde gemiddelde van de proefstukken. In [BAW 1997] wordt tevens geconcludeerd dat de methode voor het vinden van de minimale restdikte op locaties met meest intensieve corrosie ongeschikt was. Dit komt zowel door:

- De vorm van de corrosieput waardoor onderin de put significant minder goed/sterke reflecties worden gemeten dan ter plaatse van de vlakke gedeelten rondom een corrosie put.
- Ten opzichte van het totale aantal metingen zijn er relatief een klein aantal metingen in een corrosieput. In feite zijn het twee populaties: de gebieden rondom de corrosieputten en de gebieden in de corrosieputten. Een bijkomend nadeel van de statistiek is dat er voor het verkrijgen van eenzelfde betrouwbaarheidsniveau de benodigde steekproefgrootte voor de bepaling van het gemiddelde fors kleiner is dan die voor de bepaling van de extreme waarden.



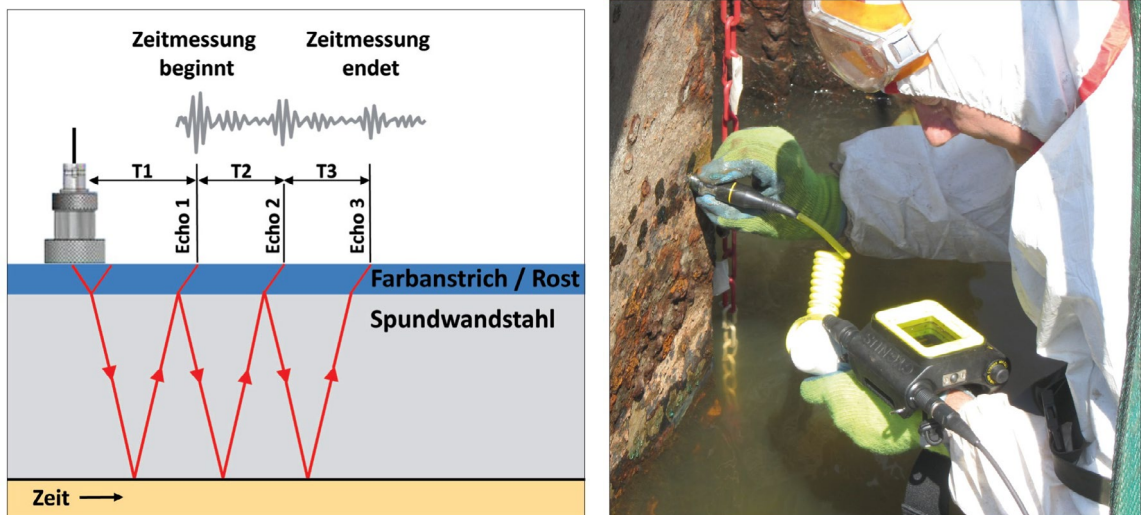
Figuur 3.4 Vergelijking restdiktemetingen met verschillende meetmethode naar [BAW 1997]

### 3.1.3 Alternatieve meetmethoden

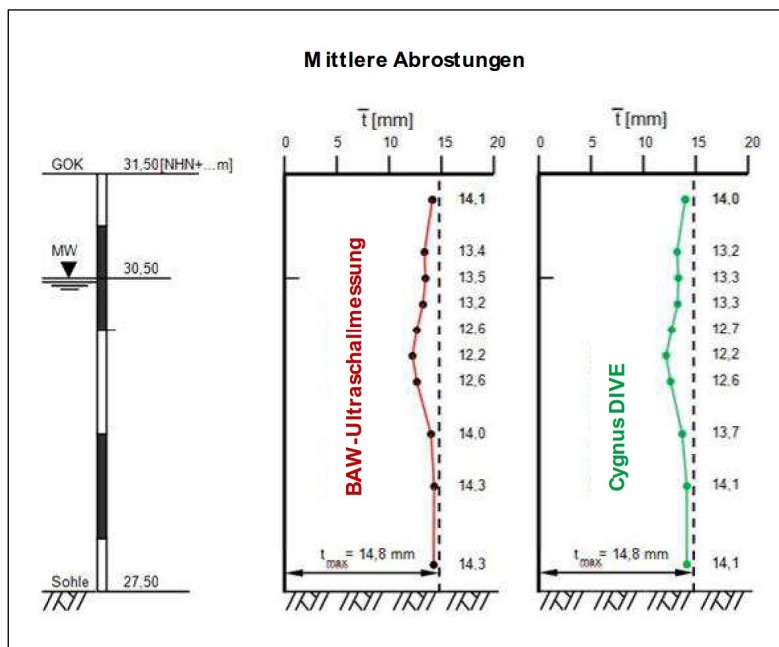
In de periode van 2001 tot en met 2015 heeft de BAW-onderzoek gedaan naar corrosie. Voor dit onderzoek was het nodig de ultrasone meetmethode verder te optimaliseren en om alternatieve meetmethoden te testen. BAW [BAW 2017a] heeft vervolgens in samenwerking met de respectievelijke fabrikanten en distributeurs van meetinstrumenten alternatieve methoden voor damwanddiktemeting onderzocht en geëvalueerd. Ze heeft dat gedaan door een vergelijkend onderzoek uit te voeren in het laboratorium en in damwandconstructies in het veld. Centraal bij het onderzoek heeft de praktische geschiktheid en de meetnauwkeurigheid gestaan.

Het onderzoek heeft aangetoond dat de procedure "Incotest", waarbij stalen wanddikten bepaald worden door pulserende wervelstroom ongeschikt is voor de toepassing bij een damwand. Verder volgde uit dit onderzoek dat de multi-echo ultrasone meetmethode (met een groep van drie echo's) de beste resultaten gaf. Deze methode zorgde voor nauwkeurige,

reproduceerbare metingen, zowel ten aanzien van de gemiddelde dikteafname door corrosie als voor de maximale dikteafname. Een groot voordeel van deze meetmethode is dat het oppervlak niet tot op het blanke staal hoeft te worden gereinigd. Een bijkomend voordeel is dat de beschermende laag, bestaande uit corrosie residu, niet wordt verwijderd en dus niet zal leiden tot een versterkte corrosie ter plaatse van de schoongemaakte delen. De corrosie op het blanke staal dat is schoongemaakt, is zelfs hoger dan bij een normaal stuk blank staal omdat deze schoongemaakte locaties vanwege het potentiaalverschil gaan werken als anodes voor de rest van de constructie. Dat betekent dat latere inspecties op dergelijke schoongemaakte locaties niet representatief meer zijn en dienen te worden vermeden.



Figuur 3.5 Meervoudige echo ultrasone techniek met twee kristallen [BAW 2017a]



Figuur 3.6 Resultaat van vergelijkingsmeting wanddiktemeting 2014 te Tangermünde, Liegestelle Elbe [BAW 2014]

## 3.2 Meetprotocollen

### 3.2.1 Inleiding

Verschillende meetprotocollen zijn in het verleden opgesteld. In deze paragraaf komen achtereenvolgens de volgende protocollen aan bod:

- Rijkswaterstaat (1989).
- Handboek Inspectie Staal (2017).
- BAW (2017).
- Havenbedrijf Rotterdam (2017).
- ArcelorMittal (2018).

### 3.2.2 Rijkswaterstaat (1989)

In 1989 is door Rijkswaterstaat een procedure voor het beoordelen van de restlevensduur van damwandconstructies opgesteld [RWS 1989]. In deze procedure wordt een stapsgewijze aanpak beschreven. De stapsgewijze aanpak is verder onderverdeeld in 25 kleinere stappen. De vijf hoofdstappen zijn:

1. De diktemeting.
2. het verwerken van de meting tot rekenwaarden.
3. het doorrekenen.
4. het beoordelen.
5. het bepalen van de onderhoudsstrategie.

De meetprocedure van Rijkswaterstaat is logisch opgebouwd en in detail beschreven. Per sectie wordt aanbevolen om in minimaal vijf raaien te meten. In de twee zones waar de meeste corrosie wordt gemeten, wordt een afstand van maximaal 0,25 m in de verticale richting tussen de meetniveaus van de meetpunten aangehouden en in de andere zones 0,5 m. Per meetniveau wordt aangegeven dat er minimaal ter plaatse van de flensen dient te worden gemeten en indien dwarskracht maatgevend is ook ter plaatse van de lijven. Ter hoogte van de maximale corrosie wordt op tien planken, gelijkmatig verdeeld over de sectie, de dikte gemeten van bijvoorbeeld de voorflens om een indruk te krijgen van de spreiding en een eventueel verloop. Deze meetprocedure uit 1989 mag geen meetprotocol heten want voor damwandmetingen laat RWS de aanpak volledig over aan de markt.

### 3.2.3 Handboek Inspectie Staal (2017)

In 2017 is het "Handboek Inspectie Staal" [SBRCURnet 2017] conform CUR-aanbeveling 117 [CUR 2015] verschenen. Hierin wordt gedetailleerd voor verschillende typen stalen kunstwerken mogelijk voorkomende corrosievormen en meetmethoden beschreven. In de [SBRCURnet 2017] wordt aangegeven:

*"Om een goed oordeel te kunnen vormen van de optredende corrosie van stalen damwanden, en daarmee de staat van de constructie, moeten voldoende metingen uitgevoerd worden om deze statistisch te kunnen bewerken. Hiertoe wordt de kadeconstructie opgesplitst in een aantal vooraf bepaalde meetraaien (verspreid over de lengte van de kade) en standaardmeetniveaus (over de hoogte van de kade). De meetraaien worden zo gekozen deze zich naast een, voor de inspecteur herkenbaar, object bevinden (zoals bolders, meerpalen, trappen of haalkommen).*

Door deze werkwijze ontstaat een raster/matrix over de voorzijde van de damwand. De snijpunten van de verticale raailijnen en de horizontale niveaulijnen vormen de meetpunten waarop de metingen worden uitgevoerd.

Voor iedere kadeconfiguratie zal vooraf een inschatting gemaakt moeten worden van het aantal te kiezen raaien en meetniveaus. In de praktijk blijkt het mogelijk om representatieve uitkomsten te verkrijgen bij raaiafstanden van circa 25 meter (vaklengte tussen twee meetraaien) en verticale afstanden in de diepte van 2,0 à 2,5 meter.”

In Figuur 3.7 wordt een voorbeeldtabel gegeven [SBRCURnet 2017] voor de rapportage van de meetwaarden verkregen met de ultrasone metingen.

Raai	Zone	Meetpunt	Meting 1	Meting 2	Meting 3	Meting 4	Meting 5	Meting 6	Meting 7	Meting 8	Meting 9	Mediaan	Min	Max	Oorspronk dikte (mm)	Afname (mm)	Afname (%)	
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	
Raai 1	Bodem	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	LW -1m	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	Getijzone	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	Spatzone	Buik																
		Lijf																
		Kas																
Droge zone	Buik																	
	Lijf																	
	Kas																	

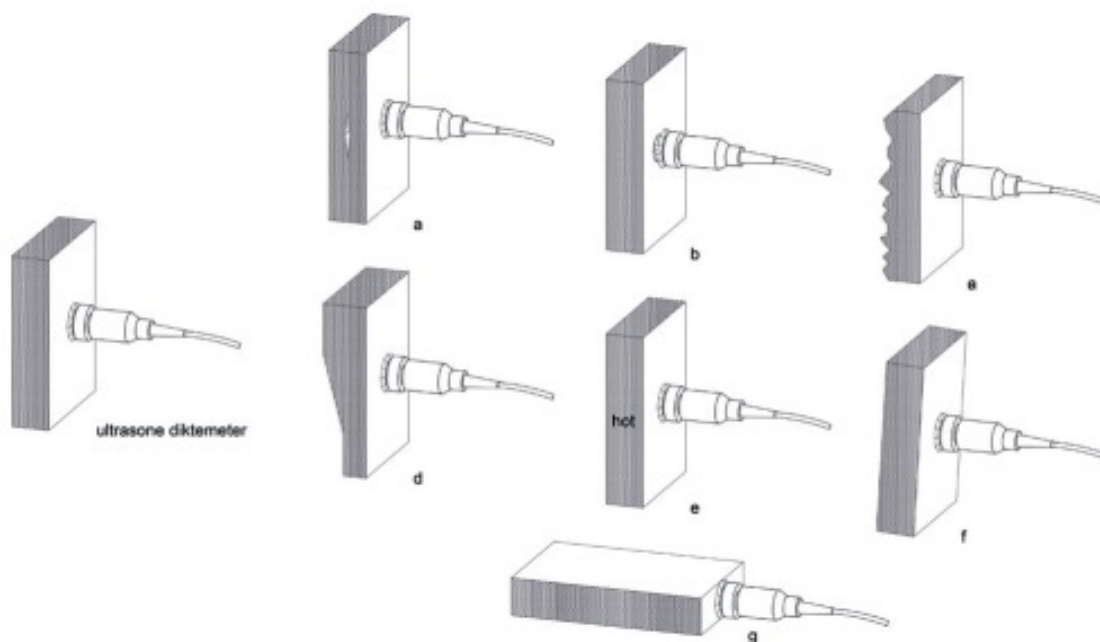
Figuur 3.7 Voorbeeldtabel rapportage meetwaarden [CURSBRnet 2017]

Ten aanzien van de Ultrasone meettechniek stelt [SBRCURnet 2017] verder de volgende vijf aandachtspunten:

- A. “Zorg voor een afdoende gereinigd oppervlak van het te meten object”.
- B. Bij metingen onder droge omstandigheden is het van belang dat een film (ca. 1 mm) geleidingsmiddel (koppelmiddel/gel) tussen de taster en het te meten object aanwezig is.
- C. Het kan voorkomen dat een ander profiel/andere wanddikte toegepast is dan gespecificeerd in de oorspronkelijke berekeningen of tekeningen. Een eerste (visuele) analyse van de meetresultaten moet dit bevestigen. Als uit de meetresultaten blijkt dat er gemeten wanddiktes zijn die dikker zijn dan oorspronkelijk gespecificeerd, dan kan de maximale gemeten wanddikte worden aangehouden als nuldikte. Om een beeld te krijgen van de oorspronkelijke dikte van de in te meten damwandplank is het raadzaam een aantal referentiemetingen uit te voeren op een locatie waar het aannemelijk is dat de damwand minimaal is afgenomen. Probeer altijd op basis van kenmerkende profielmaten en geometrie het oorspronkelijke profiel met bijbehorende dikte vast te stellen.
- D. Bij een ruw oppervlak, bijvoorbeeld als gevolg van putvormige of microbiologisch geïnduceerde corrosie van meer dan 1 mm diepte, is het niet altijd even gemakkelijk de wanddiktemetingen uit te voeren. Om die reden is het belangrijk waakzaam te zijn. De (duik)inspecteur is snel geneigd een beter deel van de damwand op te zoeken om meetwaarden te verkrijgen. Diktemetingen uitgevoerd op een beter deel van de damwandplank geven een te positief beeld van de plankdikte. Dit is een onwenselijke situatie. Het is dan ook aan te raden uit damwandconstructies met forse/slecht meetbare putvormige corrosie de slechtste delen te halen door het uitbranden van coupons. Vuistregel hiervoor is: minder dan 50% meetbaar geeft een te goed beeld van de damwand.

E. Meetfouten of niet betrouwbare meetresultaten (geen of verkeerde aflezing) zijn mogelijk door onderstaande punten. Zie ook Figuur 3.8.

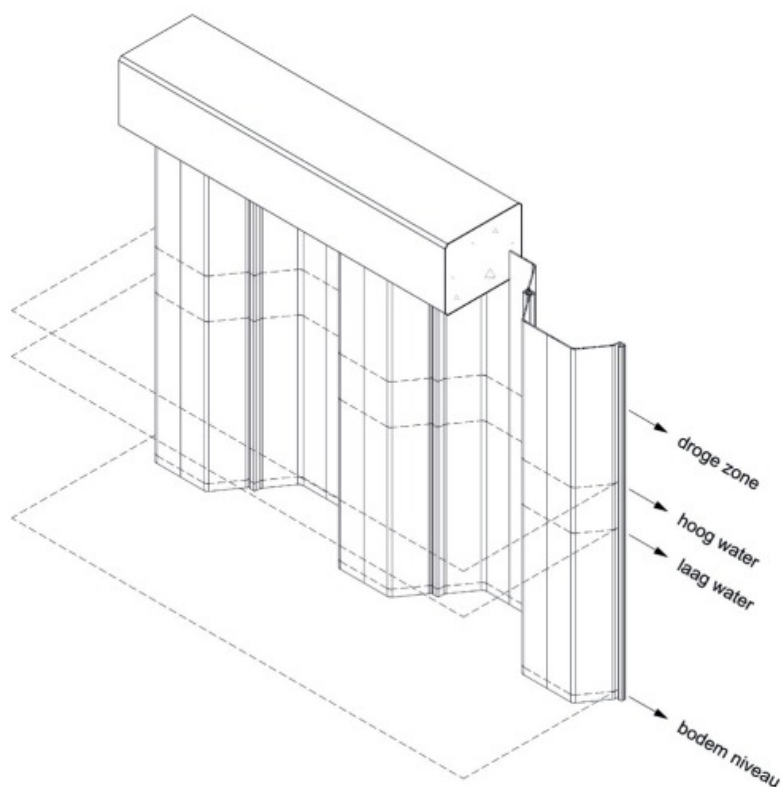
- Reflectie op een dubbeling of insluiting (a).
- Afhankelijk van de vorm en D/t ratio de reflectie op een corrosieput (b).
- Geen reflectie door een te ruwe voor- of achterkant, bijvoorbeeld veroorzaakt door ernstige corrosie (c).
- Voor- en achterzijde van het te meten object zijn niet evenwijdig, dit resulteert in onvoldoende reflectie (d).
- Een te meten object dat te heet is geeft een verkeerde aflezing. De reflectie in het materiaal wordt hoger en de gemeten waarde daardoor lager (e).
- Slecht contact tussen de taster en het materiaaloppervlak, bijvoorbeeld door de taster scheef te houden of onvoldoende geleidingsmiddel (f).
- Reflectie op de zijkanten van een te smal object (g).



Figuur 3.8 Mogelijke oorzaken meetfouten [CURSBRnet 2017]

Om een statistisch voldoende onderbouwd beeld te krijgen van de materiaaldikte is een logische zone indeling gecombineerd met een voldoende aantal metingen. Voorbeelden van zone-indelingen voor damwanden, buispalen etc. zijn:

1. Bodem-Laagwaterlijn-Getijdezone-Spatzone-Droge zone.
2. Noord-Oost-Zuid-West.
3. Onder grondwater-Capillaire zone-Grond/luchtlijn Droge zone.



Figuur 3.9 Voorbeeld niveau lijnen [CURSBRnet 2017]

Daar waar de -voorafgaand aan de inspectie vast te stellen- zones en meetraaien kruisen bevinden zich de meetpunten. Op de meetpunten worden meerdere metingen uitgevoerd. Het exacte meetpunt dient aselekt te worden bepaald. Als dit niet meetbaar is (vanwege een onvoldoende vlak oppervlak) dan moet dat genoteerd worden. Het aantal metingen is minimaal 9 per meetpunt. Dit getal is gebaseerd op de diversiteit die men tijdens metingen kan tegenkomen. Is de spreiding van de getallen  $\pm 15\%$  van de mediaan, dan moet het aantal de metingen worden uitgebreid tot 25 per meetpunt. De meetresultaten dienen te worden vastgelegd in tabellen. In de rapportage dienen overzichtstabellen per meetpunt te worden opgenomen. Hierin staan naast de mediaan, de laagste en hoogste meetwaarde, de initiële dikte, de berekende afname in mm en procenten, de 5% en de 95% betrouwbaarheidswaardes en een overzicht van de meetpunten met x en y component (meetraaien/zones).





Figuur 3.10 Een meetmal voor negen ultrasone metingen [CURSBRnet 2017]

#### Gemiddelde waarde

Om te komen tot één algemeen gemiddelde waarde van de staaldikte bij damwanden moeten bij verschillende ‘meetpopulaties’ uit bijvoorbeeld kas, lijf en buik van een damwand worden gebruikt:

$$n = \sum_{i=1}^k n_i$$

$$m = \sum_{i=1}^k \frac{n_i \cdot m_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\left( \left( \sum_{i=1}^k \frac{2(n_i - 1) \cdot s_i^2}{(n - 1)} + \sum_{i=1}^k \frac{2n_i (m_i - m)^2}{(n - 1)} \right) \right)}$$

Waarin:

$n_i$  = de omvang van meetpopulatie  $i$  (bijvoorbeeld kas, lijf, buik)

$m_i$  = het gemiddelde van meetpopulatie  $i$

$s_i$  = de standaardafwijking van meetpopulatie  $i$

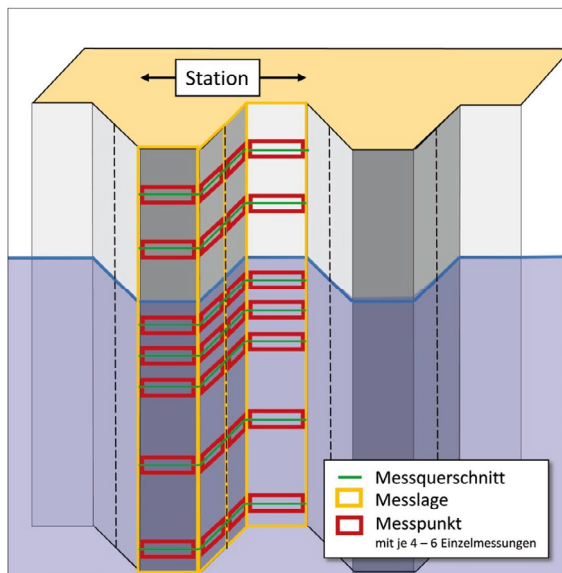
De gemiddelde staalafname per jaar wordt bepaald door het verschil tussen de originele wanddikte en de berekende gemiddelde (gecorrigeerde) wanddikte te delen door de leeftijd van de constructie ( $\mu x$  / leeftijd). In de praktijk is gebleken dat ook bij de geformuleerde meetmethodiek sprake kan zijn van een systematische fout. Deze wordt veroorzaakt doordat de taster waarmee de meting wordt uitgevoerd niet in staat is een meting ter plaatse van “pitting” te doen. De inspecteur zal dan geneigd zijn de taster te verplaatsen tot deze weer een waarde registreert en aldus tot te optimistische waarden komen. Een dergelijk beeld dient benoemd te worden in de rapportage.” Einde quote

### 3.2.4 BAW (2017)

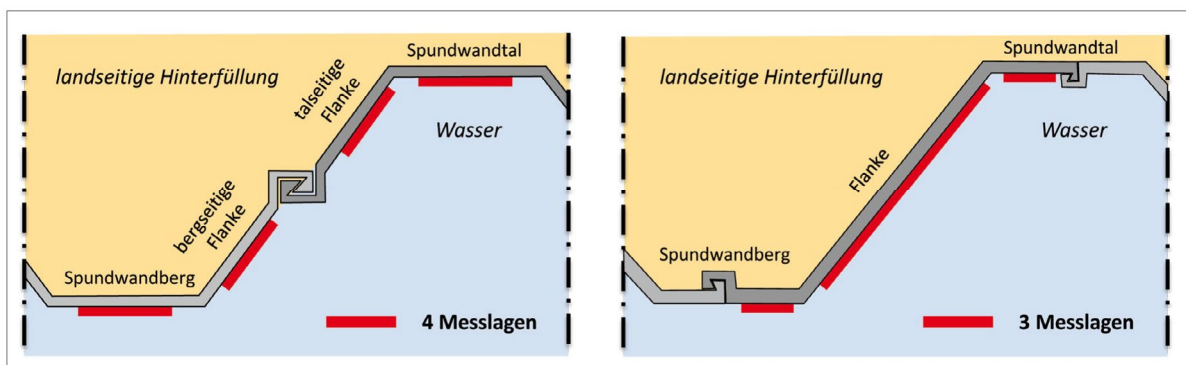
Sinds 2014 werkt het BAW met een multi-puls systeem waardoor damwand niet meer tot op het blanke staal hoeft te worden gereinigd. Het corrosieresidu mag blijven zitten; alleen de aangroei dient te worden verwijderd.

In 2002 en 2003 is een analyse van de BAW-Database WaDiMe (WandDickenMessung) uitgevoerd in samenwerking met het bedrijf Statsoft Europe GmbH, Hamburg [BAW 2017b]. Op basis van de resultaten van restwanddiktemetingen op circa 300 constructies is de meetpraktijk van de BAW geoptimaliseerd. Het onderzoek leidde tot de volgende aanbeveling.

Bij iedere damwandsectie moet een damwand om de 50 tot 100 meter worden gemeten, gelijkmatig over de sectie verdeeld, maar op zijn minst drie planken (in geval van een damwand van minder dan 50 m: ten minste twee planken). Op elke locatie moeten de meetdwarsdoorsneden worden verdeeld volgens Tabel 3.1. De positie en het aantal meetposities zijn gebaseerd op de geometrie van het damwandprofiel. Figuur 3.12 toont een voorbeeld van typische meetposities voor een U- en een Z-profiel. In Figuur 3.11 is een voorbeeld weergegeven van een meetraai met een Z-profiel. Per meetpunt moeten ongeveer vier tot zes afzonderlijke wanddikten worden bepaald. In Tabel 3.1 [BAW 2017b] staat verder het minimale aantal van 100 meetpunten vermeld.



Figuur 3.11 Locatie, doorsnedes, meetposities meetdiepten en meetpunten [BAW 2017b]



Figuur 3.12 Meetpunten langs doorsnede (links: U-profiel; rechts: Z-profiel) [BAW 2017b]

Höhenbereich	Anzahl Messquersnitte	Bemerkung
oberhalb MW bzw. MThw oder OW	≥ 2	Mindestmesshöhe 1 m
zwischen MThw und MTnw bzw. OW und UW	2 - 4	nur in Tidegewässern und Schleusen: • Anzahl abhängig von der Höhe • gleichmäßig verteilt
unterhalb von MW bzw. MTnw oder UW	≥ 4	• Anzahl abhängig von der Höhe • Mindestmesshöhe 2 m • obere 4 m: Messabstand 0,5 - 1,0 m • onder 4 m: Messabstand 1,0 - 2,0 m
Hinweise		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• in totaal minstens 100 individuele waarden per bouwwerk en hoogtegebied</li> <li>• Lagere meetafstanden (&lt; 0,5 m) kunnen voor vaststelling van corrosiezones zeker nuttig zijn; deze aanvullende gegevens zijn echter bzgl. van de minimumaantal van individuele meetwaarden <u>niet</u> te overwegen.</li> <li>• Afstand van de meetpunten tot de waterstanden: ≥ 0,2 m; in stilwater ≥ 0,1 m.</li> </ul>		

Tabel 3.1 Door BAW aanbevolen aantal en verdeling meetdoorsnede per locatie [BAW 2017b]

Door de BAW wordt de diktemetingen op een standaardformulier geregistreerd, zie Figuur 3.13. In dit standaardformulier worden gestandaardiseerde codes gebruikt voor het type aanduiding van de damwand en de meetpositie, zie Figuur 3.14 voor deze codes.

Wanddiktemessing - Stationsprotokoll -				Wanddiktemessing - Messwerte -											
Auftragsnr.: <i>A395</i>	Auftraggeber: <i>WSA</i>	Bearbeiter: <i>Müster</i>	Datum:	Station:		Datum:						Seite: <i>_</i> von <i>_</i>			
Ort: <i>Berlin</i>	Gewässer: <i>Spree</i> km <i>1,23</i>			Höhe ab GOK	Messkette rds. Nr.	Messlage Nr.	Wanddicke in mm						Muldentiefe in mm	Datenqualität (gut/schlecht)	Bemerkung / Anzahl und Größe Löcher
Bauwerk: <i>Binnulafen</i>	Bauwerkstyp: <i>Schuttwand</i>	Baujahr: <i>1938</i>	Alter: <i>74 J</i>	1	2	3	4	5	6	1	2	3			
Stationsname: <i>01BH N/12</i>	Lage der Messstation: <i>S. Lappan</i>														
	<i>Noraüfer</i>														
	Gauß-Krüger Rechtswert:	Hochwert:													
MW / MThw / OW: <i>NHN +37,40</i> m	MTnw / UW: <i>NHN -</i> m														
GOK: <i>NHN +38,40</i> m	Sohlentiefe: <i>4,40</i> m unter GOK														
Stahlprofil: <i>Hoover III</i>	Profiltyp: <i>ZR</i>	Widerstandsmoment: <i>1600</i> cm <sup>2</sup> /m													
Skizze Profiltyp mit Bezeichnung der Messlagen	Messlage Bezeichnung	Messlage Nr.	Ausgangswanddicke in mm												
	<i>BR</i>	<i>1</i>	<i>12,0</i>												
	<i>RFL</i>	<i>2</i>	<i>9,5</i>												
	<i>RL</i>	<i>3</i>	<i>12,0</i>												
Taufirma: <i>Aumtandw, Bauhof</i>															
Reinigungswerkzeuge:															
Messgerät: <i>USH 35X</i>	Messkopf: <i>HSKAS</i>														
Bemerkungen:															

Figuur 3.13 Meetformulieren [BAW 2017b]

Profil-typ	Profil-bezoeijung	Schemazeoeijung und Bezeichnung der Messlagen
<b>ZR</b>	Z-Profil Spundwand (rechtwinklig)	
<b>ZG</b>	Z-Profil Spundwand (gestreckt)	
<b>UR</b>	U-Profil Spundwand (rechtwinklig)	
<b>UG</b>	U-Profil Spundwand (gestreckt)	
<b>EI</b>	Gemischte Spundwand, (Einfachtrager, Fullbohle innen)	
<b>EA</b>	Gemischte Spundwand, (Einfachtrager, Fullbohle außen)	
<b>DI</b>	Gemischte Spundwand, (Doppeltrager, Fullbohle innen)	
<b>DA</b>	Gemischte Spundwand, (Doppeltrager, Fullbohle außen)	

LTL/LTM/LTR: Linkes Tal links/mittig/rechts; RTL/RTM/RTR: Rechtes Tal links/mittig/rechts;  
LFT/LFM/LFB: Linke Flanke talseitig/mittig/bergseitig; RFT/RFM/RFB: Rechte Flanke talseitig/mittig/bergseitig;  
BL/BM/BR: Berg links/mittig/rechts

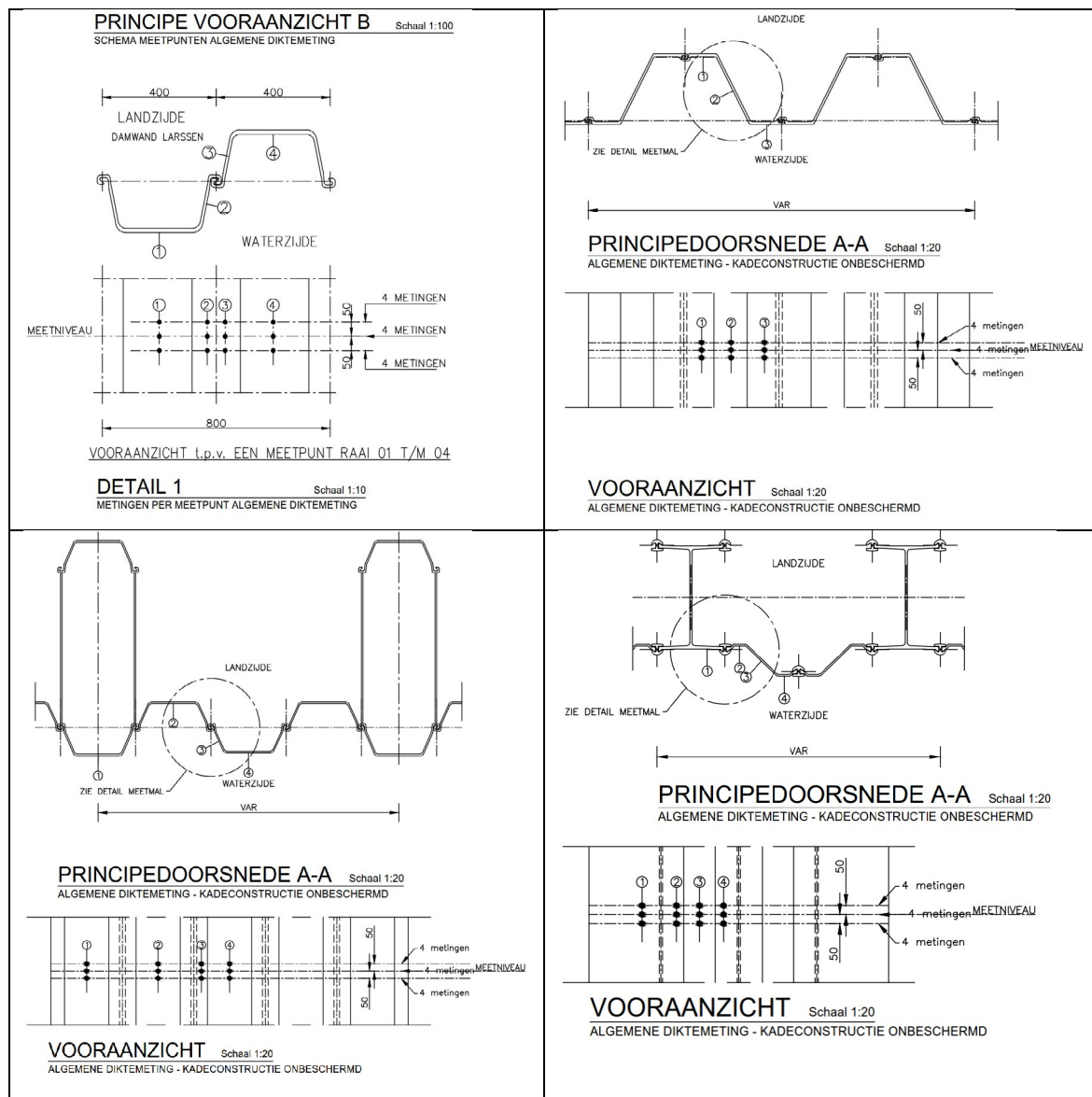
LP/LPR: Linker Pfahl links /rechts; RPL/RPR: Rechter Pfahl links/rechts;  
LB/RB: Linker/Rechter Berg; LT/RT: Linkes/Rechtes Tal;  
LFM/RFM: Linke/Rechte Flanke mittig; Rechte Flanke talseitig/mittig/bergseitig;  
LPnL/LPnR: Linker Pfahl n, links/rechts; RPnL/RPnR: Rechter Pfahl n, links/rechts

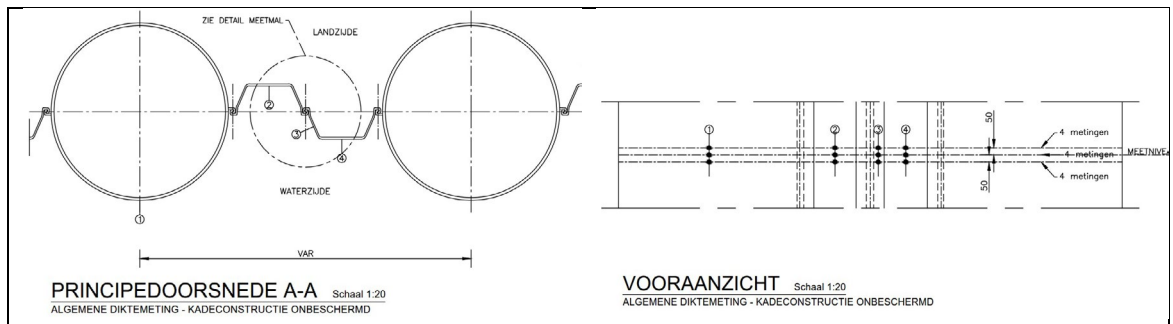
Figuur 3.14 Codering damwandtype en meetlocatie meetpunt [BAW 2017b]

## 3.2.5 Havenbedrijf Rotterdam (2017)

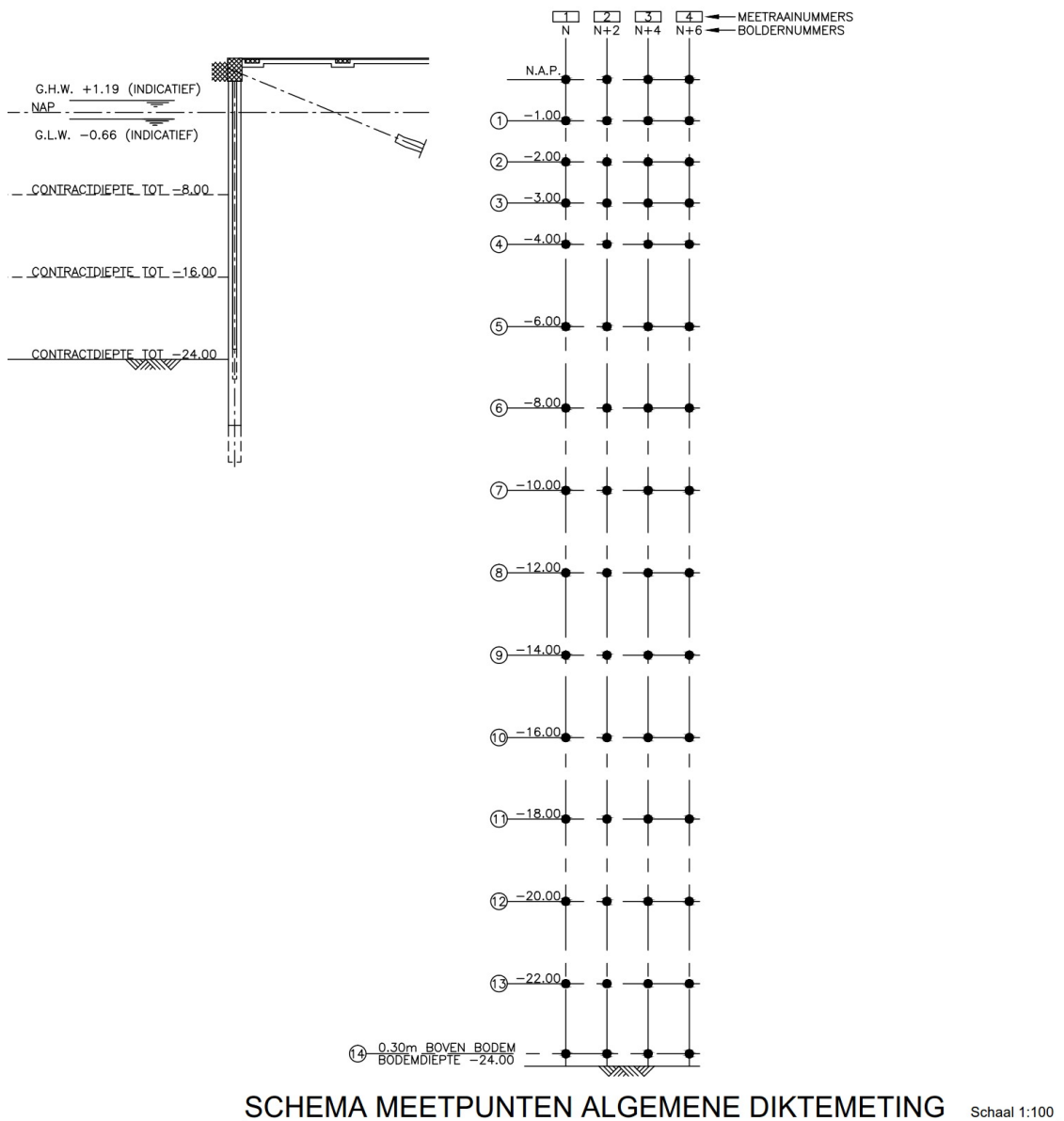
Sinds 1998 voert het havenbedrijf Rotterdam intensief inspecties uit aan de stalen onderdelen van haar areaal Natte Kunstwerken. In de raamovereenkomst [HBR 2017] staat op welke wijze deze inspecties momenteel dienen te worden uitgevoerd. In Figuur 3.15 staan voor vijf constructie typen voorbeelden gegeven van de indeling van de posities waar ultrasone metingen dienen te worden uitgevoerd.

Het schema van de meetpunten met de verdeling van meetraaien en meetniveaus voor een algemene diktemeting staat in Figuur 3.16 weergegeven. Daarnaast worden per sectie ook vijf inspecties voor de mate van pitting uitgevoerd; zie voor de beschrijving Figuur 3.17 en in Figuur 3.19 wordt een voorbeeld van de verdeling van deze inspectie over de meetraaien gegeven. In Figuur 3.18 staat het gestandaardiseerde formulier voor de rapportage van de ultrasone metingen en pitting. De onderlinge afstanden tussen de meetraaien zijn een veelvoud van de bolderafstand en de onderlinge afstand tussen meetraaien varieert in de praktijk tussen de 20 en 40 m. In Tabel 3.2 wordt nader ingegaan op de achtergrond en ontwikkeling van het corrosieonderzoek van het Havenbedrijf Rotterdam.





Figuur 3.15 Verdeling van meetpunten per meetniveau in een meetraai voor vijf wandtypen [HBR 2017]



Figuur 3.16 Schema meetpunten met de verdeling van meetraaien en meetniveau voor een algemene diktemeting [HBR 2017]

### US-WANDDIKTEMETINGEN

De werkzaamheden bestaan uit:

- het schoonmaken van de in te meten punten;
- het uitvoeren van wanddiktemetingen op meetpunten, een meetpunt per meetraai per meetniveau bestaat uit:
  - een aantal sets van 3 wanddiktemetingen op de betreffende damwand- of combiwandprofielen.
- incl. rapportage conform bijlage i01.

#### TECHNISCHE BEPALINGEN CORROSIEMETINGEN

#### EISEN EN UITVOERING

#### SCHOONMAKEN VAN DE IN TE METEN PUNTEN

De in te meten punten dienen door middel van een hogedrukspuit met water te worden schoongemaakt op een zodanige wijze dat een blank oppervlak ontstaat.  
De mate van aangroei op het damwand en/of buispaalelement geeft geen aanleiding tot verrekening.

#### ULTRASONEN CORROSIEMETING

De corrosiemeting dient te worden uitgevoerd door middel van een ultrasonen wanddiktemeter met een meetnauwkeurigheid van ± 0,1 mm en een meetbereik tot minimaal 25 mm.

De calibratie van de ultrasonen wanddiktemeter dient te geschieden voor en na de corrosiemetingen van iedere hoeveelheid resultaatverplichting. De calibratiegegevens dienen bij iedere hoeveelheid resultaatverplichting te worden geregistreerd.


### INSPECTEREN DAMWANDELEN

De werkzaamheden bestaan uit:

- de inspectielocaties over 5 m2 expositieoppervlak (verfoppervlak) geheel schoonspuiten d.m.v. een hogedruk unit van minimaal 300 bar;
- op het schoongespoten oppervlakte uitvoeren van inspecties op pittingdieptes en gradaties onderverdeeld in de volgende percentages:
  - \* t/m 2 mm diepte, globaal ingedeeld in % van het schoongespoten deel;
  - \* van 2 t/m 3 mm diepte, globaal ingedeeld in % van het schoongespoten deel;
  - \* groter dan 3 mm diepte, globaal ingedeeld in % van het schoongespoten deel.
- algemene visuele inspecties op opvallende, in de vorm van extreme wanddiktereducties en gatvorming, imperfecties;
- incl. rapportage conform bijlage i01.

Plaatselijke pittingdieptes te meten m.b.v. een pittingmeter met mm-verdeling.

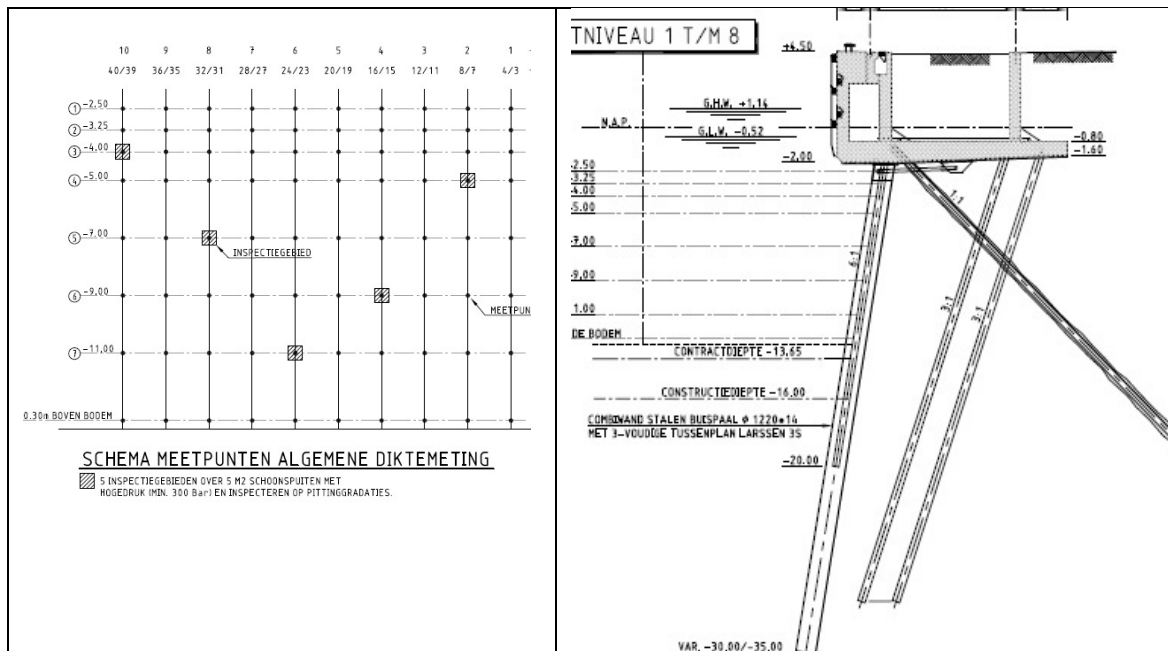
Figuur 3.17 Beschrijving van, **Links** uitvoeren ultrasone metingen **Rechts** inspectie op pitting [HBR 2017]

<p><b>Bijlage i01.</b></p> <p>behoort bij besteknummer: <b>1.000943</b></p> <p>Onderdeel: <b>Inspectie onbeschermde kades</b></p> <p><b>* in te vullen bij deelopdracht</b>          bestekstekeningen: <b>Wanddiktemetingen</b>          ID-101 t/m 108</p> <p>object tekening:          vak nr. *          raai nr. *</p>	<p><b>procedure bij inschrijving:</b>          toegevoegd blanco formulier is bedoeld voor algemene informatie</p> <p><b>procedure bij deelopdracht:</b>          - kolom 1 en 2 wordt ingevuld door de opdrachtgever          - zie objecttekening tekening deelopdracht in combinatie met bestekstekeningen</p> <p><b>procedure bij uitvoering:</b>          - kolom 3 e.v. moet worden ingevuld door de opdrachtnemer          - overige kolommen door de opdrachtnemer in te vullen bij afwijkingen (revisie)          - dit blad als revisie overdracht invullen zonder euro bedragen</p>	
---	--	---

kolom 1	2		3		4		5		6		7		8	
	meetpunt 1	meetpunt 2	meetpunt 3	meetpunt 4	meetpunt 5	meetpunt 6	meetpunt 7	meetpunt 8	meetpunt 9	meetpunt 10	meetpunt 11	meetpunt 12	meetpunt 13	meetpunt 14
positie:	balk	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:	positie:
Niveau tov N.A.P.	Hoofdelement	balk	kas	wang	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank	tussenplank
0,35 boven bodem														
0,30 boven bodem														
0,25 boven bodem														

<b>INSPECTIELOCATIE:</b> N.A.P. (gecorrigeerd deel)	
<b>INSPECTIERESULTATEN PITTING</b>	
pittingdiepte ≤ 2mm	%
pittingdiepte 2 t/m 3 mm	%
pittingdiepte > 3 mm	%
mt	%
% van de pitting bevindt zich op de buspaal van het inspectie gebied.	
<b>INSPECTIERESULTATEN SLOTOPENINGEN</b>	
<b>OVERIGE IMPERFECTIES</b>	

Figuur 3.18 Rapportage ultrasone metingen en pitting [HBR 2017]



Figuur 3.19 Voorbeeld van meetraaien met meetniveaus voor ultrasonische metingen en de inspectielocaties voor pitting [HBR 2019]

#### Achtergronden corrosieonderzoek Havenbedrijf Rotterdam

Onderstaande beschrijving is gebaseerd op [Jongbloed 2019] en twee gesprekken met de gepensioneerde Piet Jongbloed, oprichter en lange tijd trekker van het corrosieonderzoek van het Havenbedrijf Rotterdam.

#### Indeling aantal meetpunten per meetniveau

In de Haven van Rotterdam is gedurende de tijdperiode van Piets betrokkenheid geen onderzoek gedaan naar de indeling van de meetpunten over één enkele of meerdere damwandplanken. In feite was al het corrosieonderzoek primair gericht op combiwanden en niet op damwandconstructies met stalen damwandplanken. Initieel is het corrosieonderzoek (vanaf 1998) select uitgevoerd en pas later is overgegaan naar aselekt onderzoek:

#### Selecte wijze:

- Eerst werd een algemene visuele inspectie uitgevoerd op de buizen van de combi-wanden (na gedeeltelijk schoonspuiten) en vervolgens zijn op locaties met zichtbare corrosie in een (verticale) raai wanddiktemetingen uitgevoerd. Daarna zijn, in de veronderstelling dat de naastgelegen tussenplanken eveneens waren aangetast, ook de dikten van tussenplanken naast de buispaal gemeten.
- Deze inspectie betrof in beginsel combiwanden met buispalen en kokerpalen. Uit de dikte metingen bleek dat de naast de select gekozen (gecorrodeerde) buis- en kokerpalen gelegen tussenplanken over het algemeen significant minder gecorrodeerd waren dan de buis- en kokerpalen. Piet stelt dat de oorzaak kennelijk ligt bij de plaatselijk grote corrosie van de buispalen in het materiaal zelf en niet aan de veranderende omgevingscondities ter plaatse. De gevonden corrosiepatronen en corrosiesnelheden waren naar Piet zijn mening sterk bepaald door de las in de spiraal gewikkelde koud gevormde buizen. Zowel het koud wikkelen als het lassen zorgt volgens Piet voor de hogere corrosiesnelheden en de niet-uniforme corrosie patronen.
- Van de enorme hoeveelheid metingen die hij heeft laten uitvoeren is slechts één keer een aantal buispalen aansluitend op combiwanden onderzocht dat was in Delfzijl. Deze buispalen stonden hart



op hart enkele meters van elkaar (buisdiameter van de paal en een paar tussenplanken). Ook daar bleek dat de corrosiepatronen van de sterkste corrosie door de ligging van de spiraallas werd bepaald. Deze konstatering was dan ook geen reden om op een selecte wijze raaien te kiezen.

#### Aselecte wijze:

- Later is overgegaan op aselecte raaien verdeeld over de meetpopulatie. Waarbij per raai van de combiwanden met name de dikten van buispalen en kokerpalen werd gemeten en niet meer alle naastgelegen tussenplanken. Deze metingen zijn per dieptezone uitgevoerd (splash-, getijde, ALWC, en permanent onderwaterzone) die ieder zijn karakteristieke corrosiesnelheid heeft.
- Ook heeft specifieke plaatselijke corrosie de aandacht gehad zoals invloed door schroefstralen, lozing van koelwater door schepen onder de waterspiegel, KB op afgemeerde schepen vooral in die gevallen van grote afmeerfrequentie. In die gevallen was er sprake van gatvorming in de buispalen van de combiwand. Ook in deze gevallen ging het om plaatselijke schades die vrijwel nooit in de naastgelegen buispalen voorkwamen geconcentreerd in een bepaalde zone. Verder is gebleken dat de meeste verzwakking door corrosie niet is opgetreden op de plaats waar het maximale moment is. Door de zeer vele metingen in de Rotterdamse haven over een totale kadellengte van circa 40 km die alle op statistische wijze zijn geëvalueerd, is deze kennis gebaseerd.

Proeven en theoretische beschouwingen, anders dan de uitgevoerde monitoring, hebben geen houvast kunnen geven door de grote variatie in het corrosiegedrag van de onderzochte kades. Alle kades zijn daarom object specifiek behandeld.

#### Herhaalmetingen

De twee herhaalmetingen op een plank liggen op een afstand van 5 cm van elkaar in verticale richting (één boven en één beneden het meetpunt). Dit is zo gedaan omdat uit ervaring bleek dat de duiker niet altijd de juiste waarde doorgaf omdat de meetsensor niet altijd een goed contact maakte op het staaloppervlak. De drie herhaalmetingen vertegenwoordigde dus één enkele meting.

#### Pittinggradatie

Op alle kademuren die uitgevoerd zijn als dam- of combiwand zijn in zogenaamde inspectiegebieden op verschillende niveaus inspecties naar pitting uitgevoerd. Over een bepaald oppervlak zijn de oppervlaktes schoongespoten waarna een onderzoek naar pittinggradatie is uitgevoerd door duikers. De pittingdieptes zijn onderverdeeld in dieptes en gradatie over het oppervlak. Aan de hand van deze gegevens kon een uitspraak worden gedaan over de pitting in de verschillende zones en in de berekeningen worden meegenomen als een equivalente wanddiktereductie. Deze waarden zijn ook meegenomen in de berekening van het getransformeerde traagheidsmoment en weerstandsmoment aan de zijde van het water gelet op de verschuiving van de zwaartelijijn.

#### Horizontale gemiddelden

Het is bij Piet later nooit meer opgekomen om voor damwanden te kijken naar horizontale gemiddelden over meerdere planken en hij vermoedt dat dat kwam door het feit dat de focus volledig op de combiwanden lag met spiraal gelaste buizen. Piet geeft aan dat voor damwandenplanken dat alsnog zou moeten worden onderzocht.

#### **Hart op hart afstand tussen meetraaien**

Hart op hart (h.o.h.) afstanden van de meetraaien waren afhankelijk van de lengte van de kademuur als populatie voor de metingen. Relatief lange kademuren met gelijke geometrie hadden inderdaad raaien met een maximale h.o.h. van 40 meter, kortere kades met een kortere h.o.h. afstand om te kunnen voldoen aan een representatieve hoeveelheid meetraaien (de hoeveelheid meetraaien werd door een statistische beschouwing getoetst aan een betrouwbaarheidsniveau).

Tabel 3.2 Achtergronden van de ontwikkeling inspectiewijze havenbedrijf Rotterdam naar [Jongbloed 2019]

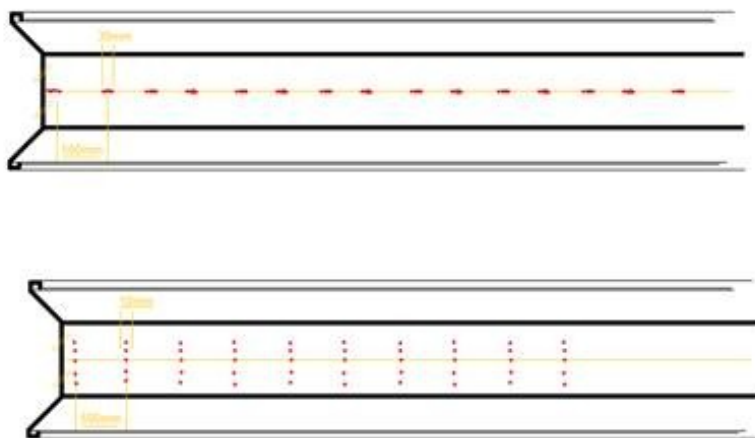
## 3.2.6 ArcelorMittal (2018)

ArcelorMittal hanteert een algemeen beschreven protocol voor diktemetingen (zie Tabel 3.3) waarbij om iedere 0,5 m diepte er vijf dikte metingen dienen te worden uitgevoerd [ArcelorMittal 2018]. In Figuur 3.20 wordt als voorbeeld voor een meting op een flens aangegeven op welke positie deze vijf metingen mogen worden uitgevoerd [ArcelorMittal 2018].

1. **General visual inspection of the as-received pile sections and photography documentation**
2. **Identify and mark the various corrosion zones corresponding to atmospheric, splash, immersion and under seabed**
3. **Locate and mark the desired locations for remaining thickness measurement as per agreed protocol**
4. **Removal of deposit/corrosion scale by sweep blasting locally at the preferred locations marked in activity 3**
5. **Following blasting, superficial grinding by abrasive paper for identified total spots/locations to reveal the base metal**
6. **Measure remaining thickness on the ground spots by manual UltrasonicTechnics**
7. **Record and report the inspection and UT measurement result**

For a statistical approach, its suggested to take at least three different piles ex three different wall locations as to align to EUROCODE Table, one has to measure by UT on five spots on every 500 mm of pile length assuming a pile length of 20 meters, three piles, makes 600 measures. It is remarked that cleaning will modify locally the future corrosion rate.

Tabel 3.3 Generiek meetprotocol [ArcelorMittal 2018]



Only in case of homogeneous initial flange thickness

Figuur 3.20 Twee mogelijke verdelingen van vijf meetpunten per 0,5 m damwand **boven** altijd toegestaan **onder** alleen toegestaan indien de initiële flensdikte overal gelijk is [ArcelorMittal 2018]

### 3.3 Resume

Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard en deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.

Uit het onderzoek blijken BAW en het Havenbedrijf Rotterdam te werken volgens een gestandaardiseerd protocol. In beide protocollen wordt niet gemeten over meerdere planken naast elkaar. RWS, de beheerder van het grootste areaal van damwanden in zoetwater in NL, heeft geen meetprotocol en laat de aanpak volledig over aan de markt. In de praktijk blijkt dat bij RWS wel op meerdere, naast gelegen, planken dikte metingen worden uitgevoerd. Maar bij RWS komt het ook voor dat wordt volstaan met een diktemeting op de waterlijn per 200 m damwandconstructie.

Met de publicatie van het Handboek Inspectie Staal (2015) is een goede kennisbasis gelegd over een goede en betrouwbare uitvoering van ultrasone diktemetingen. Echter het betreft een handboek en geen richtlijn of protocol dus kan eigenlijk nog steeds volledig naar eigen inzicht worden toegepast.

Samengevat kan gesteld worden dat in Nederland voor zoetwater niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd wordt. De wijze waarop diktemetingen worden uitgevoerd, de deskundigheid van de operators alsmede het aantal en de locaties van de meetpunten varieert sterk (van een punt op de waterlijn tot meer dan 750 per locatie) en wordt door een grote beheerder van damwanden in zoetwater zoals RWS volledig overgelaten aan de markt.

Bij het zoeken naar meetprotocollen, uitgevoerde metingen en opgedane ervaringen is bovendien niet gebleken dat beheerders een overzicht hebben en werken aan kennisopbouw of -uitwisseling op het gebied van dikteafname van damwanden in zoetwatercondities.

## 4 Conclusies

Ten aanzien van corrosie van damwanden gebruikt bij Natte Kunstwerken onder zoetwatercondities worden de volgende conclusies getrokken:

- 1 Uit de literatuur volgt dat, het elektrochemische proces van corrosie van bijzonder veel chemische, fysische maar ook van biologische factoren afhangt. De wetenschappelijke onderzoeken zijn vooral laboratoriumonderzoeken geweest waar naar de invloed van één en soms enkele geïsoleerde parameter(s) wordt gekeken. Geconcludeerd wordt dat de theoretische weg met de vele mogelijke invloeden niet effectief is in deze fase van het KpNK onderzoek.
- 2 In de literatuur komen richtlijnen en normen voor en daarbij wordt onderscheid gemaakt in (in de verticale richting) verschillende zones waar de mate van corrosie onderling verschilt. Het aantal beschreven zones, de grootte van de corrosie alsmede het verloop van de corrosie in de tijd verschilt sterk.
- 3 Voor zover bekend is er geen algemeen toegankelijk overzicht beschikbaar van de in praktijk gemeten optredende corrosiesnelheden van damwanden in zoetwater in Nederland.
- 4 Bij beheerders van damwanden in zoetwater maar ook onderling tussen de beheerders lijkt momenteel geen sprake te zijn van een systematische kennisopbouw of kennisuitwisseling op het gebied van damwandcorrosie.
- 5 Uit het onderzoek naar het effect van corrosie op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie volgt dat de grootte van de lokale corrosie (op één punt) alleen van belang is voor de gronddichtheid. Voor alle andere, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over de mechanismebreedte, van meerdere planken, relevant. Oftewel de constructieve veiligheid wordt niet bepaald door de meer extreme uitschieters in de waarden voor corrosie.
- 6 Als eerstvolgende stap in het KpNK onderzoek, ten behoeve van de geotechnische en constructieve praktijk rondom damwand constructies, dient inzage te worden verkregen in het gecombineerde effect van corrosie: de afname van staaldikte in Nederland: wat is de bandbreedte, verloop in de tijd en wat lijkt de grootste invloedfactor?

Ten aanzien van het meten van de dikte van damwandprofielen worden de volgende conclusies getrokken:

- 7 Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard, en deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.
- 8 In Nederland wordt niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd. De wijze waarop diktemetingen worden uitgevoerd, de deskundigheid van de operators alsmede het aantal en de locaties van de meetpunten varieert sterk (van een punt op de waterlijn tot meer dan 750 per locatie) en wordt door de beheerders van damwanden in zoetwater volledig overgelaten aan de markt.

## 5 Aanbevelingen

Aanbevolen wordt om als eerste de optredende corrosie van damwanden gebruikt bij Natte Kunstwerken in zoetwatercondities in Nederland in kaart te brengen:

- 1 Voer een verkenning uit naar het degradatiebeeld van het huidige damwandareaal in zoetwater op basis van recent uitgevoerde diktemetingen. Onderzoek of in deze data belangrijke trends te herkennen zijn:
  - Is er een significant verschil tussen afspoel en niet afspoelcondities?
  - Zijn systematische trends herkenbaar in de verticaal (corrosiezones)?
  - Zijn systematische verschillen herkenbaar tussen voor- en achterflens?
  - Wat is de bandbreedte/ de variatie van optredende corrosie op puntniveau: horizontale gemiddelden per locatie, per sectie en regionaal?
  - Zijn er verschillen tussen gecoate en niet gecoate damwanden waarneembaar?
  - Hoe verhouden de waarnemingen zich tot de waarden van bijvoorbeeld Eurocode 3-5 en de ROK1.4?

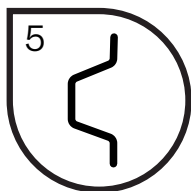
Ten aanzien van het meten van de dikte van damwandprofielen bij inspecties worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- 2 Stel een standaardmeetprotocol op voor het uitvoeren van diktemetingen van damwanden waar beheerders naar kunnen verwijzen bij projecten;
- 3 Maak een opzet voor een nationale database waarin beheerders de meetgegevens kunnen opslaan én terugvinden. Vervolgens kan deze verzameling van diktemetingen gebruikt worden voor het uitvoeren van een beoordeling van bestaande damwanden, voor de verbouw of de vervanging en voor het rationeler kiezen van inspectiemomenten. Na een tijdperiode van 5 à 10 jaar termijn kunnen dan voor Nederland, of regionaal, specifieke waarden voor de corrosiesnelheid worden afgeleid.

## Literatuur

- [Acotec 2012a] Inspectie van de damwand aan de sluis van Eefde, Nederland in opdracht van rijkswaterstaat, Inspectierapport EE-RWS-NL-KC-01, Acotec, 4 april 2012
- [ArcelorMittal 2018] Email aan Hans Brinkman van Deltares betreffende corrosion/inspection techniques van Thomas Uriuos van ArcelorMittal, 21 maart 2018
- [BAW 1997] Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden, Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 75, 1997
- [BAW 2005] Beurteilung der Korrosion an Spundwandbauwerken, BAW - DH / 2005-09 K1 Folie-Nr. 1, Bundesanstalt für Wasserbau, 2005
- [BAW 2010] Ein Vierteljahrhundert Spundwanddicken-messung mittels Ultraschall bei der Bundesanstalt für Wasserbau,
- [BAW 2014] Bemessung korrodierter Stahlspundwände im Wasserbau, Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2014 Bundesanstalt für Wasserbau, 2014
- [BAW 2017a] Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen, , BAW Mitteilungen Nr. 100, 2017
- [BAW 2017b] BAW Empfehlung Spundwanddickenmessungen in Häfen und an Wasserstraßen: Grundlagen, Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation (ESM), Bundesanstalt für Wasserbau, 2017
- [CUR 2015] Inspectie en advies kunstwerken, CUR-Aanbeveling 117:2015, Civieltechnisch centrum uitvoering research en regelgeving 2015
- [Deltares 2014a] Corrosie van stalen damwandplanken in de grond; effect van zout grondwater, Rapport 1209030-000-GEO-0006, Deltares, maart 2014
- [Deltares 2014b] Corrosietoeslag van stalen damwandplanken in de grond, Memo 1209030-000-GEO-0007, Deltares, 9 april 2014
- [DIN50929-3] Korrosion der Metalle - Korrosionswahrscheinlichkeit metallener Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung - Teil 3: Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern, DIN 50929-3:2018-03 & DIN 50929-3 Beiblatt 1:2014-11
- [EAU 2012] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen Häfen und Wasserstraßen, Ernst und Sohn, Berlin, 2012
- [ENW 2014] Advies hanteren nieuwe waarden corrosietoeslag', advies ENW 14-12, 26 mei 2014.
- [ENW 2016] Advies afronding corrosieonderzoek, advies ENW 16-1,29 januari 2016.
- [HBR 2017] Het verrichten van inspecties en reparaties en het leveren en aanbrengen van kathodische bescherming incl. bijbehorende werkzaamheden binnen het Rotterdamse havengebied in de gemeente Rotterdam, Alblasserdam en Dordrecht, Raamovereenkomstnummer I.000943, Havenbedrijf Rotterdam, 09-02-2017
- [HBR 2019] Presentatie Protocol wanddiktemetingen, Werkgroep meetprotocol wanddiktemetingen Port of Rotterdam, 2019

- [Jongbloed 2019]  
[KpNK 2018]      Achtergrond keuze indeling van meetraai voor corrosiemetingen, email van Piet Jongbloed aan Hans Brinkman, 19 mei 2019  
Resultaten workshop corrosie bestaande damwanden in zoetwater, Kennisprogramma Natte Kunstwerken 31 mei 2018, <https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/actueel/resultaten-workshop-corrosie-bestaande-damwanden/item44>
- [Matsushima 2011]      Matsushima, I., 2011, Carbon steel – corrosion in freshwaters. Uhlig's Corrosion Handbook Chapter 44
- [Melchers, R.E. 2006]      Melchers, R.E., Modelling immersion corrosion of structural steels in natural fresh and brackish waters. Corrosion science 48, 4174-4201
- [Melchers, R.E. 2011]      Melchers, R.E., Modelling long-term corrosion of mild steel in unpolluted fresh and sterile seawaters. 18<sup>th</sup> International corrosion congress 2011, paper 156.
- [NEN-EN 10248-2]      Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten, NEN-EN 10248-2 nl:1995, Nederlands Normalisatie Instituut 1995
- [NEN-EN 1993-5]      Eurocode 3, 2007, Design of Steel Structures, Part 5: Piling. NEN-EN, 1993-05:2007
- [RWS 1989]      Van der Toorn, Procedure beoordelen restlevensduur, RWS 1989
- [RWS 2015]      Senhorst, Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden. RWS-2015/44407.01., 2015
- [RWS 2017]      Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken ROK 1.4, RTD 1001:2017 RWS April 2017
- [Ryznard 1944]      Ryznard, J.W. A new index for determining amount of calcium carbonate scale formed by a water. J. Am. Water. Works Assoc. 1944, 36, 472–486.
- [SBRCURnet 2017]      Handboek inspectie Staal conform CUR-aanbeveling 117, SBRCURnet 2017
- [Schoefs 2017]      Models and measurements of corrosion of steel structures in marine environment: state of the art and challenges, Retour sur la 4<sup>ème</sup> WEAMEC Meeting, Corrosion marine appliquée aux EMR Franck Schoefs, 2017
- [van Weele]      Dia uit diaserie funderingstechniek Prof. ir. A.F. van Weele
- [Wall 2013]      Wall H, Wadsö L (2013) Corrosion rate measurements in steel sheet pile walls in a marine environment, Marine Structures 33 p21–32, 2013.



Tweede deelrapportage van een serie rapportages richting een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies. Het doel van deze tweede stap was om een pragmatische analyse van verzamelde recente diktemetingen op stalen damwanden uit de praktijk uit te voeren, om een eerste inzicht te verkrijgen van het corrosiebeeld van stalen damwanden in zoetwatercondities in Nederland.





Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2019*

# **Technische levensduur**

Corrosie van damwanden in  
zoetwater

Deel 2 - Analyse verzamelde diktemetingen

Hans Brinkman (Deltares)  
Stefan Jansen (Deltares)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2019-BKW-02a004  
Versie : 1.0  
Datum publicatie : 22 oktober 2019





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Stefan Jansen - [stefan.jansen@deltares.nl](mailto:stefan.jansen@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2019 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

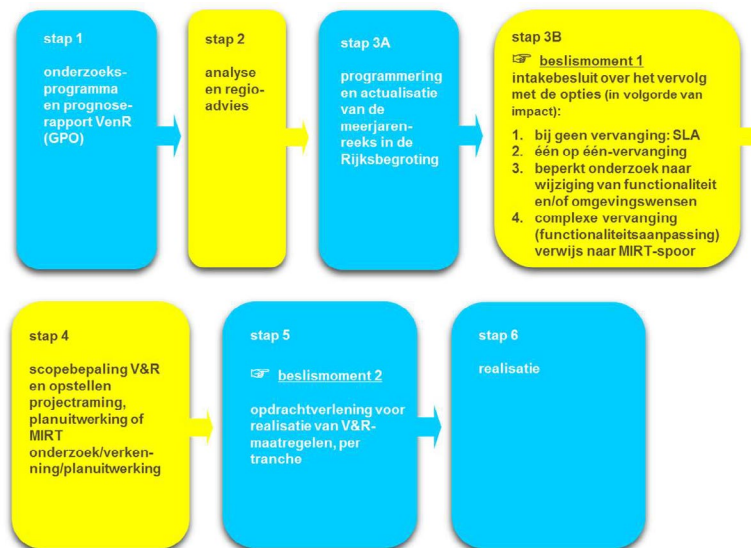




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2019*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2019 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis, ArcelorMittal, Koninklijke Boskalis en DIANA FEA.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende rapport ‘Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 1: Literatuurstudie’. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2019. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 2: Analyse verzamelde diktemetingen

## Aanleiding

In Nederland heeft Rijkswaterstaat meer dan 800 km stalen damwand in zoetwater in haar beheer. Voor stalen damwandconstructies richting einde technische levensduur is de dikteafname door corrosie één van de dominante onzekerheden (en waarschijnlijk zelfs de dominante onzekerheid). Immers, als aan het einde van de technische levensduur er nauwelijks of geen staal meer aanwezig is, dan faalt de constructie zeker.

Geconstateerd wordt echter dat op dit moment een rationeel kader lijkt te ontbreken voor de wijze waarop met corrosie wordt omgegaan in ontwerp en beoordeling. Belangrijkste argumenten voor deze stelling zijn dat normen en richtlijnen uitgaan van deterministische waarden voor corrosie en geen inzicht geven in de variatie, terwijl het duidelijk is dat corrosie geen exact proces is. Dat er niet expliciet met de onzekerheid in corrosie rekening wordt gehouden is ook vreemd, in het licht dat er wel expliciet met de onzekerheid in grond en belasting parameters wordt rekening gehouden. Verder zijn de wettelijke kaders op een probabilistische (i.e. rekening houdend met onzekerheid) manier opgesteld. Dit is aanleiding om te trachten tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies te komen.

In 2018 heeft een workshop<sup>1</sup> plaatsgevonden met beheerders en inspectiepartijen waarin de eerste resultaten van het onderzoek richting een meer rationale aanpak zijn gepresenteerd en bediscussieerd. Vervolgens is een literatuurstudie<sup>2</sup> uitgevoerd om na te gaan wat er bekend is over corrosie van stalen damwanden in zoetwater, over inspectiemethoden en protocollen en wat voor effect corrosie heeft op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie. De resultaten en inzichten uit zowel deze workshop als literatuurstudie zijn meegenomen in de voorliggende rapportage.

## Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Voorliggende rapportage is de tweede deelrapportage van een serie rapportages richting een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies. Het doel van deze tweede stap was om een pragmatische analyse van verzamelde recente diktemetingen op stalen damwanden uit de praktijk uit te voeren, om een eerste inzicht te verkrijgen van het corrosiebeeld van stalen damwanden in zoetwatercondities in Nederland.

Met 'pragmatisch' wordt hier bedoeld, dat het hoofddoel van de analyse meer was om te komen tot nuttige inzichten dan het trekken van goed beargumenteerde kwantitatieve conclusies, wat lastig blijkt te zijn met de beschikbare (praktijk)data.

---

<sup>1</sup> zie "Technische Levensduur – Verslag workshop 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'", Kennisprogramma Natte Kunstwerken, kenmerk KpNK-2018-BKW-02a001, versie 1.0, 5 juli 2018;

<sup>2</sup> zie "Technische Levensduur – Literatuurstudie 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'", Kennisprogramma Natte Kunstwerken, kenmerk KpNK-2019-BKW-02a003, versie 1.0, 22 oktober 2019;



De beschouwing in voorliggende rapportage is het eerste deel in een reeks van onderzoek naar de veroudering van bestaande stalen damwanden en is grotendeels gedaan met een geotechnische bril, rekening houdend met constructieve en probabilistische aspecten. Daarbij is de beschouwing pragmatisch: getracht is te komen tot meer concrete inzichten en aanbevelingen voor de huidige praktijk.

Met betrekking tot de achterliggende biologische en chemische processen is reeds vroeg in de literatuurstudie geconcludeerd dat de processen complex, onbekend en/of afhankelijk zijn van vele (onbekende en/of niet (makkelijk) te kwantificeren) parameters. Als gevolg daarvan kunnen deze processen op dit moment en in de voorziene toekomst niet, dan wel onvoldoende houvast bieden om tot voldoende nauwkeurige voorspellingen betreffende corrosie te komen voor het ontwerpen of beoordelen van damwandconstructies. Beste alternatief is dan om uit te gaan van een empirische aanpak – dat wil zeggen meten, inspecteren en monitoren van de corrosie – om tot een meer rationele beschouwing te komen.

Deze literatuurstudie betreft verder expliciet corrosie van damwanden grenzend aan zoetwater. Deze afbakening is gemaakt, omdat voor zoutwater condities in Nederland reeds veel kennis bestaat bij het Havenbedrijf Rotterdam.

### Onderzoekresultaten en synthese

Uit het literatuuronderzoek worden diverse conclusies getrokken:

- De theoretische weg leidt, vanwege de veelheid aan relevante (chemische, fysische, etc.) variabelen en de daardoor ontstane complexiteit, naar verwachting niet tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk.
- De normen en richtlijnen geven geen eenduidig beeld voor de aan te houden corrosiezones, de grootte van de corrosie alsook het verloop van corrosie in de tijd.
- Voor vrijwel alle, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over meerdere planken relevant en dus niet de individuele extreme uitschieters.
- Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard te zijn. Deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.
- Damwanden toegepast in natte kunstwerken in zoetwatercondities worden in Nederland niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd.

### Evaluatie en vooruitblik

Naar aanleiding van het literatuuronderzoek en de belangrijke conclusie, dat de theoretische weg naar verwachting niet leidt tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk, worden de volgende aanbevelingen voor de komende tijd gedaan:

- Voer een verkenning uit naar het beeld van corrosie in het huidige damwandareaal in zoetwater op basis van recent uitgevoerde diktemetingen. Onderzoek deze data ten aanzien van o.a. grootte van dikteafname, tijdsverloop, variaties en eventuele trends.
- Stel een standaard meetprotocol op voor het uitvoeren van diktemetingen van damwanden.
- Zet een nationale database op waarin beheerders de meetgegevens van damwandplanken kunnen opslaan én terugvinden.





Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2019*

# **Technische levensduur**

Corrosie van damwanden in  
zoetwater

Deel 2 - Analyse verzamelde diktemetingen

Hans Brinkman (Deltares)  
Stefan Jansen (Deltares)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2019-BKW-02a004  
Versie : 1.0  
Datum publicatie : 22 oktober 2019





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Stefan Jansen - [stefan.jansen@deltares.nl](mailto:stefan.jansen@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2019 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

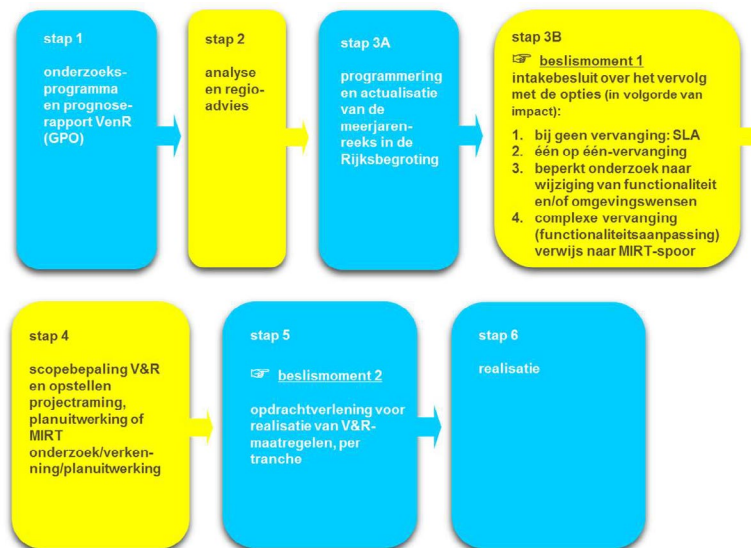




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2019*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2019 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis, ArcelorMittal, Koninklijke Boskalis en DIANA FEA.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende rapport ‘Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 1: Literatuurstudie’. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2019. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# Corrosie van damwanden in zoetwater – Deel 2: Analyse verzamelde diktemetingen

### Aanleiding

In Nederland heeft Rijkswaterstaat meer dan 800 km stalen damwand in zoetwater in haar beheer. Voor stalen damwandconstructies richting einde technische levensduur is de dikteafname door corrosie één van de dominante onzekerheden (en waarschijnlijk zelfs de dominante onzekerheid). Immers, als aan het einde van de technische levensduur er nauwelijks of geen staal meer aanwezig is, dan faalt de constructie zeker.

Geconstateerd wordt echter dat op dit moment een rationeel kader lijkt te ontbreken voor de wijze waarop met corrosie wordt omgegaan in ontwerp en beoordeling. Belangrijkste argumenten voor deze stelling zijn dat normen en richtlijnen uitgaan van deterministische waarden voor corrosie en geen inzicht geven in de variatie, terwijl het duidelijk is dat corrosie geen exact proces is. Dat er niet expliciet met de onzekerheid in corrosie rekening wordt gehouden is ook vreemd, in het licht dat er wel expliciet met de onzekerheid in grond en belasting parameters wordt rekening gehouden. Verder zijn de wettelijke kaders op een probabilistische (i.e. rekening houdend met onzekerheid) manier opgesteld. Dit is aanleiding om te trachten tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies te komen.

In 2018 heeft een workshop<sup>1</sup> plaatsgevonden met beheerders en inspectiepartijen waarin de eerste resultaten van het onderzoek richting een meer rationale aanpak zijn gepresenteerd en bediscussieerd. Vervolgens is een literatuurstudie<sup>2</sup> uitgevoerd om na te gaan wat er bekend is over corrosie van stalen damwanden in zoetwater, over inspectiemethoden en protocollen en wat voor effect corrosie heeft op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie. De resultaten en inzichten uit zowel deze workshop als literatuurstudie zijn meegenomen in de voorliggende rapportage.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Voorliggende rapportage is de tweede deelrapportage van een serie rapportages richting een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies. Het doel van deze tweede stap was om een pragmatische analyse van verzamelde recente diktemetingen op stalen damwanden uit de praktijk uit te voeren, om een eerste inzicht te verkrijgen van het corrosiebeeld van stalen damwanden in zoetwatercondities in Nederland.

Met 'pragmatisch' wordt hier bedoeld, dat het hoofddoel van de analyse meer was om te komen tot nuttige inzichten dan het trekken van goed beargumenteerde kwantitatieve conclusies, wat lastig blijkt te zijn met de beschikbare (praktijk)data.

---

<sup>1</sup> zie "Technische Levensduur – Verslag workshop 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'", Kennisprogramma Natte Kunstwerken, kenmerk KpNK-2018-BKW-02a001, versie 1.0, 5 juli 2018;

<sup>2</sup> zie "Technische Levensduur – Literatuurstudie 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'", Kennisprogramma Natte Kunstwerken, kenmerk KpNK-2019-BKW-02a003, versie 1.0, 22 oktober 2019;



De beschouwing in voorliggende rapportage is het eerste deel in een reeks van onderzoek naar de veroudering van bestaande stalen damwanden en is grotendeels gedaan met een geotechnische bril, rekening houdend met constructieve en probabilistische aspecten. Daarbij is de beschouwing pragmatisch: getracht is te komen tot meer concrete inzichten en aanbevelingen voor de huidige praktijk.

Met betrekking tot de achterliggende biologische en chemische processen is reeds vroeg in de literatuurstudie geconcludeerd dat de processen complex, onbekend en/of afhankelijk zijn van vele (onbekende en/of niet (makkelijk) te kwantificeren) parameters. Als gevolg daarvan kunnen deze processen op dit moment en in de voorziene toekomst niet, dan wel onvoldoende houvast bieden om tot voldoende nauwkeurige voorspellingen betreffende corrosie te komen voor het ontwerpen of beoordelen van damwandconstructies. Beste alternatief is dan om uit te gaan van een empirische aanpak – dat wil zeggen meten, inspecteren en monitoren van de corrosie – om tot een meer rationele beschouwing te komen.

Deze literatuurstudie betreft verder expliciet corrosie van damwanden grenzend aan zoetwater. Deze afbakening is gemaakt, omdat voor zoutwater condities in Nederland reeds veel kennis bestaat bij het Havenbedrijf Rotterdam.

### Onderzoekresultaten en synthese

Uit het literatuuronderzoek worden diverse conclusies getrokken:

- De theoretische weg leidt, vanwege de veelheid aan relevante (chemische, fysische, etc.) variabelen en de daardoor ontstane complexiteit, naar verwachting niet tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk.
- De normen en richtlijnen geven geen eenduidig beeld voor de aan te houden corrosiezones, de grootte van de corrosie alsook het verloop van corrosie in de tijd.
- Voor vrijwel alle, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over meerdere planken relevant en dus niet de individuele extreme uitschieters.
- Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard te zijn. Deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.
- Damwanden toegepast in natte kunstwerken in zoetwatercondities worden in Nederland niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd.

### Evaluatie en vooruitblik

Naar aanleiding van het literatuuronderzoek en de belangrijke conclusie, dat de theoretische weg naar verwachting niet leidt tot direct bruikbare aanbevelingen voor de (geotechnische en constructieve) praktijk, worden de volgende aanbevelingen voor de komende tijd gedaan:

- Voer een verkenning uit naar het beeld van corrosie in het huidige damwandareaal in zoetwater op basis van recent uitgevoerde diktemetingen. Onderzoek deze data ten aanzien van o.a. grootte van dikteafname, tijdsverloop, variaties en eventuele trends.
- Stel een standaard meetprotocol op voor het uitvoeren van diktemetingen van damwanden.
- Zet een nationale database op waarin beheerders de meetgegevens van damwandplanken kunnen opslaan én terugvinden.



# **Corrosie van damwanden in zoetwater**

**Deel 1 - Literatuurstudie**



# **Corrosie van damwanden in zoetwater**

**Deel 1 - Literatuurstudie**

Hans Brinkman  
Stefan Jansen

## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Achtergrond	1
1.2	Probleemstelling	1
1.3	Doelstelling van het literatuuronderzoek	2
1.4	Afbakening van deze rapportage	2
1.5	Leeswijzer	3
<b>2</b>	<b>Literatuuronderzoek</b>	<b>4</b>
2.1	Corrosie in zoetwater: theorie en praktijk (data)	4
2.1.1	Verwachting over de tijd	9
2.1.2	Risicovolle omstandigheden (stroming, scheepvaart, MIC, ...)	9
2.1.3	Praktijkdata uit de literatuur	9
2.2	Normen en richtlijnen voor dikteverlies ten gevolge van corrosie	13
2.2.1	Eurocode 3	13
2.2.2	Corrosie aan grondzijde Deltares 2014	19
2.2.3	Corrosie aan grondzijde RWS 2015	20
2.2.4	Aanpak in DIN 50929-3:2018	21
2.2.5	Aanbevelingen EAU 2012 en onderliggende data	25
2.2.6	Samenvatting richtlijnen en normen	27
2.3	Invloed van walsafwijkingen op de uit diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid	29
2.4	De invloed van corrosie op faalmechanismen van damwandconstructies	31
2.5	Resume van de literatuurstudie	34
<b>3</b>	<b>Corrosie, meetmethode -en protocol</b>	<b>35</b>
3.1	Corrosie meetmethode	35
3.1.1	Opzet ultrasone diktemeting	35
3.1.2	Betrouwbaarheid ultrasone technieken	37
3.1.3	Alternatieve meetmethoden	38
3.2	Meetprotocollen	40
3.2.1	Inleiding	40
3.2.2	Rijkswaterstaat (1989)	40
3.2.3	Handboek Inspectie Staal (2017)	40
3.2.4	BAW (2017)	45
3.2.5	Havenbedrijf Rotterdam (2017)	48
3.2.6	ArcelorMittal (2018)	53
3.3	Resume	54
<b>4</b>	<b>Conclusies</b>	<b>55</b>
<b>5</b>	<b>Aanbevelingen</b>	<b>56</b>
	<b>Bijlage(n)</b>	
	<b>Literatuur</b>	<b>1</b>

# 1 Inleiding

## 1.1 Achtergrond

Bestaande natte kunstwerken, zoals b.v. een sluis, leiden aan verouderingsverschijnselen. Stalen damwanden vormen een belangrijk onderdeel bij deze kunstwerken. Beheerders zijn zich bewust van de veroudering van stalen damwanden, bijvoorbeeld door corrosie. Vervanging is een enorme inspanning. De geotechnische en constructieve consequenties van veroudering zijn echter slechts beperkt bekend (laat staan vastgelegd in gevalideerde voorspellingsmodellen), wat kan leiden tot onnodige kosten (reparatie, vervanging) of onveiligheid. In 2015 bleek tijdens het onderzoek naar een probabilistisch grond-constructie-interactie model in het kader van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK) dat er geen inzicht is in de betrouwbaarheid van het in [NEN 1993-5] gegeven model betreffende het degradatie gedrag van de niet-grondbelegde zijde van stalen damwanden.

RWS, partner van KpNK, beheert een grote hoeveelheid damwanden, grenzend aan zoetwater, die al lange tijd geleden zijn aangelegd. RWS is zich bewust van de veroudering van stalen damwanden. Op dit moment is niet duidelijk welke (gedetailleerde) inspectiemethoden, en op welke manier, een beeld kunnen geven over de staat van de damwanden.

Vooraf ruimtelijke spreiding, lokale defecten (bijvoorbeeld putcorrosie) en algehele constructieve staat spelen een rol bij de beoordeling. Daarom is sinds 2017 binnen het programma Natte Kunstwerken door Deltares en TNO gewerkt aan een betere onderbouwing van de benodigde inspectiemethoden, gebaseerd op:

- 1 De geotechnische en constructieve eisen te stellen aan, en de eigenschappen van de damwanden.
- 2 Het karakter en de verwachte ontwikkeling van de corrosieprocessen.
- 3 Het toepassen van geavanceerde niet destructieve technieken (NDT) voor inspecteren, meten en monitoren aan (gevolgen van) corrosieprocessen.

## 1.2 Probleemstelling

Geconstateerd wordt dat op dit moment normen en richtlijnen uitgaan van deterministische waarden van een dikteafname als gevolg van corrosie. Het is onduidelijk of de genoemde waarden gemiddelden zijn of bovengrenswaarden betreffen. Verder is duidelijk dat corrosie geen exact proces is en dat rekening dient te worden gehouden met onzekerheid. De huidige normen en richtlijnen geven echter geen inzicht in de variatie waarmee rekening dient te worden gehouden.

Dat er niet expliciet met onzekerheid in corrosie rekening wordt gehouden is vreemd, zeker in het licht dat er wel uitvoerig over de onzekerheid in geotechnische sterkte parameters worden gesproken en over de onzekerheid in belastingen om de levensduur te schatten. Ook zijn de wettelijke kaders op een probabilistische manier opgesteld: er dient aangetoond te worden dat wordt voldaan aan een bepaalde maximale faalkans (c.q. een minimale betrouwbaarheidsindex).

Verder kan eenvoudig worden beredeneerd dat voor stalen damwandconstructies richting einde technische levensduur de dikteafname door corrosie één van de dominante onzekerheden (en waarschijnlijk zelfs DE dominante onzekerheid) moet zijn: immers als aan

het einde van de technische levensduur er nauwelijks of geen staal meer aanwezig is dan faalt de constructie zeker.

Naar verwachting zal in de toekomst meer en meer met probabilistische ontwerp- en beoordelingstools worden gewerkt. Op deze wijze worden de onzekerheden explicieter in rekening gebracht en kan tot een scherper ontwerp dan wel beoordeling worden gekomen. Een vereiste voor het uitvoeren van dergelijke analyses is echter dat inzicht bestaat in de relevante stochasten.

Voorgaande geeft aanleiding tot een nader onderzoek om te komen tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwand constructies.

### 1.3 Doelstelling van het literatuuronderzoek

Hoofddoelstelling van dit onderzoek binnen het KpNK is te komen tot een meer rationele aanpak van ontwerp en beoordeling van stalen damwandconstructies.

Voorliggende rapportage is de eerste deelrapportage van een serie rapportages en hierin wordt aan de hand van een overzicht van recente literatuur nagegaan wat er bekend is over corrosie van damwanden in zoetwater, inspectiemethoden en protocollen en wat voor effect corrosie heeft op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie.

Doelstelling van voorliggende rapportage is kortom:

**Inzicht verkrijgen wat er in de literatuur ten aanzien van corrosie van stalen damwanden in zoetwatercondities bekend is.**

In 2018 heeft een workshop [KpNK 2018] met beheerders en inspectiepartijen plaats gevonden waarin de eerste resultaten van het onderzoek zijn gepresenteerd en bediscussieerd. De resultaten en inzichten uit de workshop zijn meegenomen in de rapportage.

### 1.4 Afbakening van deze rapportage

Het beschouwen van corrosie van stalen damwandconstructies is een snijvlak van meerdere specialismen, zoals:

- Biologisch en chemisch: in relatie tot corrosie processen.
- Constructief: in relatie tot sterkte van de stalen damwand.
- Geotechnisch: in relatie tot grond-constructie interactie.
- Probabilistisch: in relatie tot omgaan met onzekerheden.

De beschouwing in voorliggende rapportage is het eerste deel in een reeks van onderzoek naar de veroudering van bestaande stalen damwanden en wordt grotendeels gedaan met een geotechnische bril, rekening houdend met constructieve en probabilistische aspecten. Daarbij is de beschouwing pragmatisch, getracht wordt te komen tot meer concrete inzichten en aanbevelingen voor de huidige praktijk.

Met betrekking tot de achterliggende biologische en chemische processen is reeds vroeg in de literatuurstudie geconcludeerd dat de processen, complex, onbekend en/of afhankelijk zijn van vele (onbekende en/of niet (makkelijk) te kwantificeren) parameters. Als gevolg kunnen deze processen op dit moment en in de voorziene toekomst niet, dan wel onvoldoende houvast bieden om tot voldoende nauwkeurige voorspellingen betreffende corrosie te komen voor het ontwerpen of beoordelen van damwandconstructies. Beste alternatief is dan om uit te gaan van

een empirische aanpak, d.w.z. meten, inspecteren en monitoren van de corrosie, om tot een meer rationele beschouwing te komen.

Deze rapportage gaat verder expliciet over corrosie van damwanden grenzend aan zoetwater. Deze afbakening wordt gemaakt omdat voor zoutwater condities in Nederland reeds veel kennis bestaat bij het Havenbedrijf Rotterdam.

### **1.5 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities vanuit de theorie, de literatuur en de normen en richtlijnen. Omdat snel duidelijk werd dat een verdere verdieping van de theorie wel interessant is, maar in deze fase van het KpNK onderzoek niet effectief, is besloten niet verder/dieper te zoeken in de literatuur. In hoofdstuk 2 wordt daarom ook verder ingegaan op het effect van corrosie op diverse faalmechanismen van damwandconstructies. In hoofdstuk 3 wordt een overzicht gegeven van de verzamelde informatie op het gebied van methoden voor de meting van de staaldikte en meetprotocollen. In hoofdstuk 4 worden conclusies getrokken en in hoofdstuk 5 worden aanbevelingen gedaan.

## 2 Literatuuronderzoek

In dit hoofdstuk worden de resultaten van het uitgevoerde literatuuronderzoek gepresenteerd. Het onderzoek heeft zich toegespitst op de volgende zaken:

- Corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities: theorie en praktijk (data).
- Normen en richtlijnen voor dikteafname ten gevolge van corrosie.
- Invloed van walsafwijkingen op corrosiemetingen.
- De invloed van corrosie op diverse faalmechanismen van damwandconstructies.

Tijdens het onderzoek is gezocht naar de aanwezigheid van een eventuele inventarisatie van damwanden langs de Nederlandse binnenwateren (ouderdom, profiel type, type toepassing, waterkwaliteit en conditie). Een dergelijke inventarisatie is echter niet gevonden.

### 2.1 Corrosie in zoetwater: theorie en praktijk (data)

Het proces waarmee corrosie in zoetwater meestal plaatsvindt is de reactie van staal met zuurstof. De snelheid van deze reactie wordt bepaald door de transportsnelheid van zuurstof naar het staaloppervlak,  $i$  (A/cm<sup>2</sup>) [Matsushima 2011) waarbij A staat voor Ampères:

$$i = \left( \frac{D \cdot n \cdot F}{\delta} \right) C \times 10^{-3} \quad (2.1)$$

In formule (2.1) is  $D$ , de diffusiecoëfficiënt voor opgelost zuurstof in water (cm<sup>2</sup>/s),  $n$ , het aantal elektronen dat bij de reactie is betrokken  $F$ , de Faraday constante (C/mol) en  $\delta$ , de dikte van de diffusielaag (cm) en  $C$ , de concentratie van de opgeloste zuurstof (mol/L).

#### Corrosiesnelheid

In de literatuur wordt de corrosiesnelheid op twee manieren uitgedrukt de algemene vorm is het verlies van massa per eenheid van oppervlakte per eenheid van tijd. Deze wordt frequent als  $mdd$  uitgedrukt dat staat voor:

$$\text{corrosiesnelheid} = mdd = \frac{mg}{dm^2 \text{ jaar}}$$

Door vermenigvuldiging (rekening houdend met de conversie van dm naar mm) met de volumieke massa van het materiaal,  $\rho$ , kan de corrosiesnelheid worden uitgedrukt als het verlies van dikte per tijdseenheid. Hiervoor worden meestal mm en jaar gehanteerd:

$$\text{corrosiesnelheid} = \frac{mm}{\text{jaar}}$$

De maximale theoretische corrosiesnelheid die hieruit voor typische condities volgt, is circa 0,45 mm/jaar.

Hard water kenmerkt zich door de hoge concentraties Ca en CO<sub>3</sub> en daardoor kan een laagje bestaande uit calciumcarbonaat gevormd worden. Een dergelijk laagje vormt een barrière voor het transport van zuurstof en daarmee remt de corrosiesnelheid af.

In zacht water is deze beschermende laag dunner, en dus is de corrosiesnelheid hoger, maar niet zo hoog als de eerder berekende theoretische maximale snelheid doordat zich toch een remmende laag corrosieproducten vormt en bovendien met er voldoende aanvoer van zuurstof zijn. Als gevolg van deze beperkende factoren ligt de theoretische corrosiesnelheid dan typisch in de orde van 0,1 mm/jaar [Matsushima 2011].

Verhoging van de zuurstofconcentratie in de waterfase, de stroomsnelheid en de temperatuur van het water kunnen de corrosiesnelheid verhogen. Boven een bepaalde kritische stroomsnelheid daalt de corrosiesnelheid weer; dit komt door passivering van het staal (de opbouw van een corrosieremmende laag).

Wanneer de aanvoer van zuurstof naar het staaloppervlak niet homogeen is of er door andere oorzaken verschillende elektrochemische zones ontstaan, kunnen er elektrische cellen ontstaan waardoor de corrosiesnelheid kan toenemen. Het effect hiervan neemt toe bij hogere zoutsterkte.

Een veel gebruikte maat waarmee de corrosiviteit in zoetwater wordt ingeschat is de Langelier index, *LSI*, (The Langelier Saturation Index):

$$LSI = pH_{measured} - pH_s \quad (2.2)$$

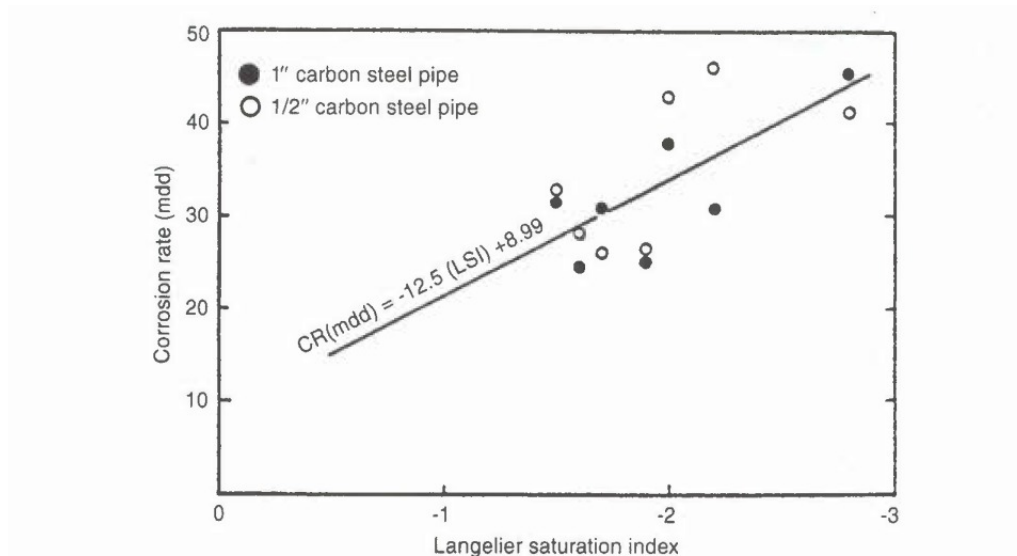
Waarbij

$$pH_s \approx \log\left(\frac{K_s}{K_2}\right) - \left\{ \log[Ca^{2+}] + \log(alk) \right\} \quad (2.3)$$

$pH_s$  is de pH bij verzadiging in calcië of calciumcarbonaat,  $K_2$  is de tweede dissociatieconstante van koolstofdioxyde en  $K_s$  is de oplosbaarheidsconstante van calciumcarbonaat.

Onder condities met een positieve Langelier index wordt een CaCO<sub>3</sub> laag gevormd en is de corrosiviteit laag, onder condities met een negatieve Langelier index wordt geen CaCO<sub>3</sub> laag gevormd en is de corrosiviteit hoger. Naast waarnemingen zie Figuur 2.1, die in overeenstemming met deze relatie tussen de corrosiviteit en de Langelier index zijn, zijn er ook uitzonderingen: water met colloïdaal silica of organische deeltjes zoals algen, hoge concentraties zout of hoge temperaturen kan afwijkend gedrag vertonen.





Figuur 2.1 Relatie tussen de corrosiesnelheid in mdd=mg/(dm<sup>2</sup> dag) en de Langelier index van waterleidingen [Matssushima 2011].

Een andere methode is de Ryznar Index (RI) [Ryznard 1944]:

$$RI = 2pH_s - pH_{measured} \quad (2.4)$$

Weer een andere index is de PSI waarde:

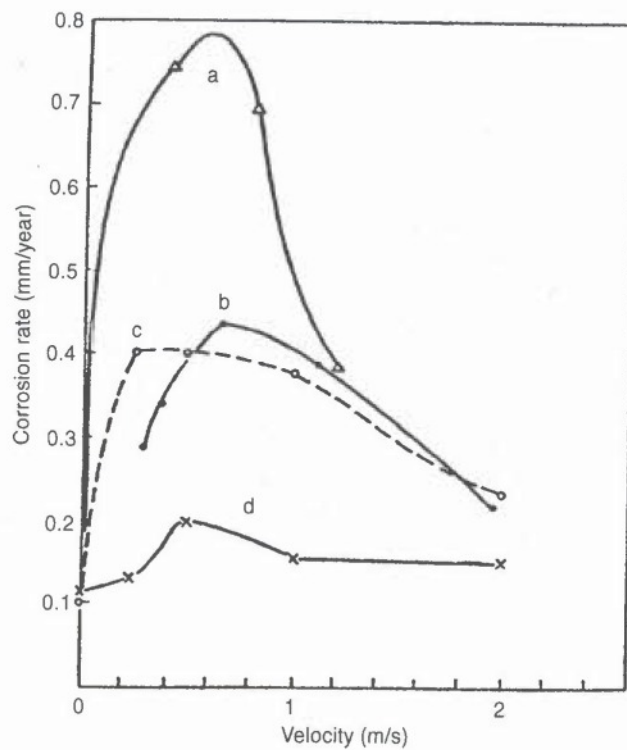
$$PSI = 2pH_s - pH_e \quad (2.5)$$

Met:

$$pH_e = 1.485 \times \log(\text{total alkalinity}) + 4.54 \quad (2.6)$$

In de range van pH 4-10 zijn geen significante effecten van de pH op de corrosiesnelheid te verwachten.

Het effect van stroomsnelheid op de corrosiesnelheid is te zien in Figuur 2.2.



**FIGURE 44.4.** Effect of water velocity on corrosion of carbon steel (1). (a) Distilled water + 10 ppm  $\text{Cl}^-$ , 50°C, 14 days [26]. (b) Soft tap water, Tokyo, Japan, room temperature, 67 days [22]. (c) Soft tap water, Amagasaki, Japan, 20°C, 15 days (killed steel) [25]. (d) Soft tap water, Amagasaki, Japan, 20°C, 15 days (rimmed steel) [25].

*Figuur 2.2 : Effect van watersnelheid op de corrosiesnelheid in mm/jaar van koolstof staal. Zie onderschrift voor details [Matsushima 2011].*

Het gecombineerde effect van stroomsnelheid en zoutsterkte is te zien in Figuur 2.3 en Figuur 2.4.

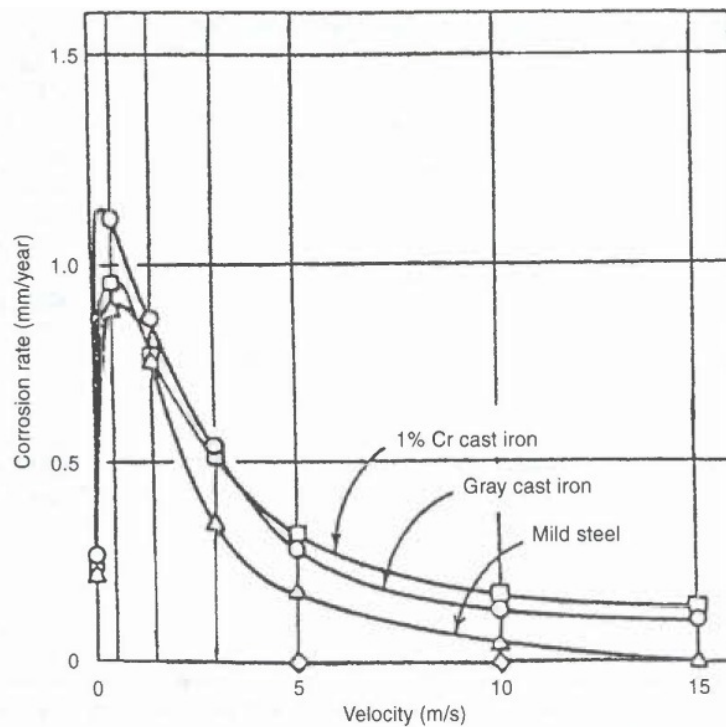


FIGURE 44.5. Effect of water velocity on corrosion of steel (2). 25 ppm  $\text{Cl}^-$ , 30°C, 30 days [27].

Figuur 2.3 : Effect van watersnelheid op de corrosie van staal. Zie onderschrift voor details. [Matsushima 2011].

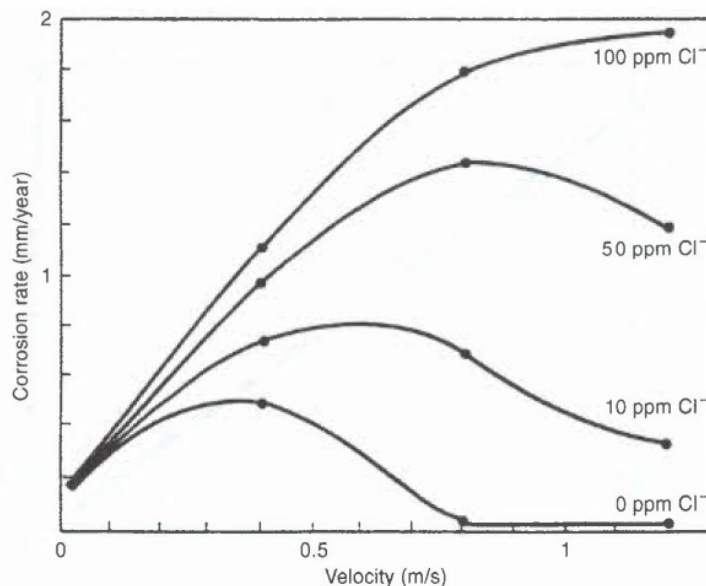


FIGURE 44.6. Effect of water velocity and chloride concentration on corrosion of carbon steel. Distilled water + NaCl, 50°C, 14 days [26].

Figuur 2.4 : Effect van watersnelheid en chloride concentratie op de corrosie van koolstof staal. Zie onderschrift voor details [Matsushima 2011].

De interesse gaat echter vooral uit naar corrosie van stalen damwanden onder zoetwatercondities, geen chloride, en een temperatuur die relevant is voor Nederland, tussen 10 en 20 °C.

### 2.1.1 Verwachting over de tijd

De verwachting is dat na verloop van tijd zich een beschermende laag vormt, bestaande uit corrosieproducten, op het staal. De vorming van een dergelijke laag belemmert de toetreding van zuurstof en dus zal gedurende de blootstellingstijd, de corrosiesnelheid steeds verder afnemen. Wanneer de beschermende laag wordt afgebroken, zal dit beschermende effect weer afnemen.

### 2.1.2 Risicovolle omstandigheden (stroming, scheepvaart, MIC, ...)

Verhoging van de zuurstofconcentratie, de stroomsnelheid en de temperatuur van het water zorgen voor een verhoging van de corrosiesnelheid.

Stroming heeft zoals hierboven beschreven twee effecten. Bij een hogere stroomsnelheid neemt de corrosiesnelheid met de stroomsnelheid toe. Boven een bepaalde kritische stroomsnelheid daalt de corrosiesnelheid weer; dit komt door passivering van het staal.

Andere factoren die corrosie kunnen versnellen, zijn:

- Geen toepassing van een coating.
- Mechanische schade.
- Aantasting als gevolg van micro-organismen, ook MIC genoemd (Microbiologically-Influenced Corrosion).
- Begroeiing met mosselen.
- Cavitatie [Acotec 2012a] (imploderen van luchtbellen op het oppervlak) door schepen die zich van de wand duwen via hun boegschroeven zodanig dat de luchtbellen telkens weer tegen de wand worden geperst. Hierdoor wordt de laag roest verwijderd, is sprake van veel zuurstof aan het oppervlak van de plank, en zal de corrosie agressief verder gaan. Dit is een continu herhalend proces. Plaatselijk kan de corrosie dan intenser zijn met mogelijk gaten, die voor verzakking zorgen, tot gevolg.

### 2.1.3 Praktijkdata uit de literatuur

Door Melchers [Melchers 2006] en [Melchers 2011] is een grote hoeveelheid data over corrosiesnelheden in verschillende omgevingen geanalyseerd, voorbeelden hiervan zijn in Figuur 2.5 en Figuur 2.6 weergegeven. Hieruit zijn door deze auteurs de volgende conclusies getrokken:

- Het corrosieproces vindt volgens deze auteurs plaats via een bimodaal proces (zie Figuur 2.7). In de eerste fase vindt corrosie plaats door een reactie met zuurstof, in de tweede fase is deze reactie sterk vertraagd door diffusie door een laag corrosieproducten en wordt verondersteld dat de corrosie plaats vindt door de reactie met protonen en de vorming van waterstof (Figuur 2.8).
- Factoren die van invloed zijn op de corrosiesnelheid, zijn: temperatuur, pH, hardheid, en nutriëntenconcentraties.
- De invloed van deze factoren is nog niet volledig bekend en verdient het om verder onderzocht te worden.

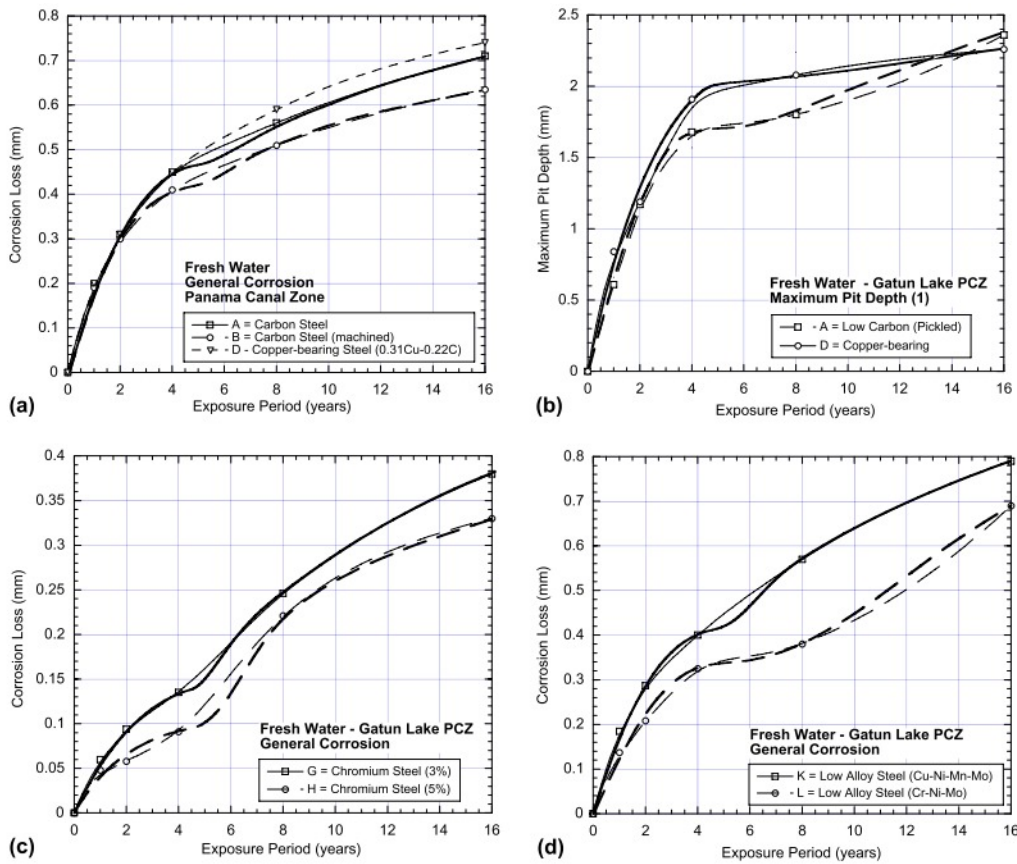


Fig. 2. Corrosion loss data and interpreted trends for several different steel compositions (a, c and d) general corrosion, (b) pitting corrosion of (a). Based on data reported by Forgeson et al. [9] and Southwell and Alexander [33].

Figuur 2.5 Meetgegevens en modelbeschrijving van corrosie in zoetwater voor verschillende locaties. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2006].

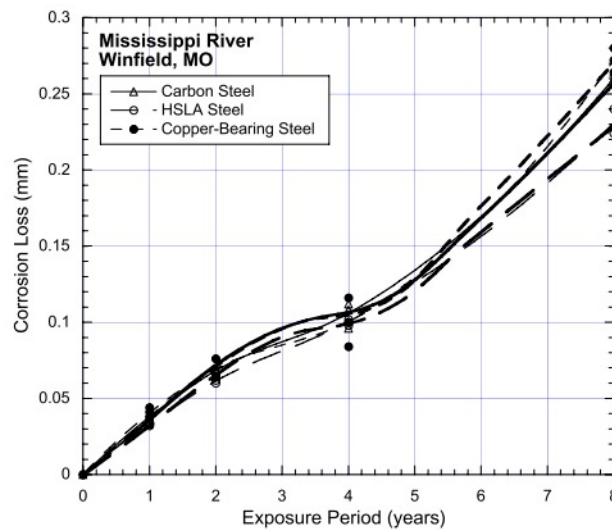


Fig. 4. Corrosion loss–exposure time relationship for three different steels immersed in the Mississippi River near Winfield, OH. Based on data reported by Coburn [35].

Figuur 2.6 Meetgegevens en modelbeschrijving van corrosie in zoetwater in Mississippi. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2006].

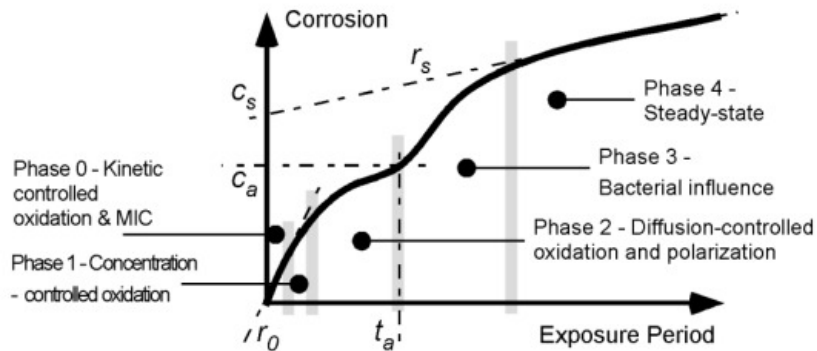


Figure 3. Schematic bi-modal model for corrosion loss showing principal phases and main model parameters.

Figuur 2.7 Schematische weergave van het verloop van de corrosie volgens het bimodale model van Melchers. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2011].

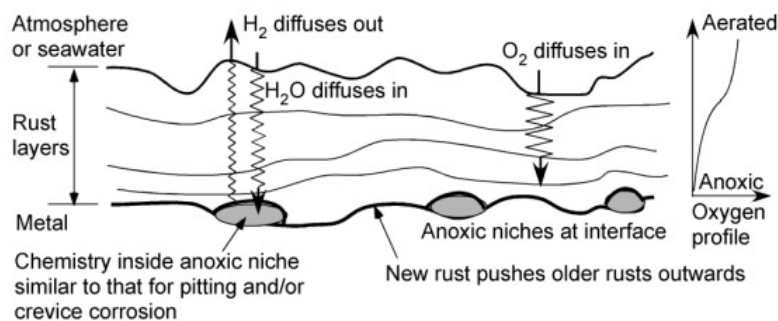


Figure 4. Schematic cross-section through rust layers and parent metal showing location of anoxic niches within which hydrogen reduction can proceed and the fluxes of  $O_2$ ,  $H_2$  and  $H_2O$  through the rust layers, required to sustain the reactions within the niches. The size of the zig-zag lines indicates, schematically, the difficulty of diffusion.

Figuur 2.8 Schematische weergave van veronderstelde corrosieprocessen in het model van Melchers aan de hand van een schematische doorsnede. Zie onderschrift voor details. [Melchers 2011].

Bij de analyse van Melchers moet wel worden opgemerkt dat de onderbouwing van de bimodale verdeling gebaseerd is op data met een grote spreiding: de onzekerheid in de data is groot in vergelijking met de subtiele bimodale verdeling. Ten tweede is de theoretische onderbouwing niet met directe waarnemingen bevestigd.

Een eenvoudiger model dat veelgebruikt model wordt is qua vorm als volgt:

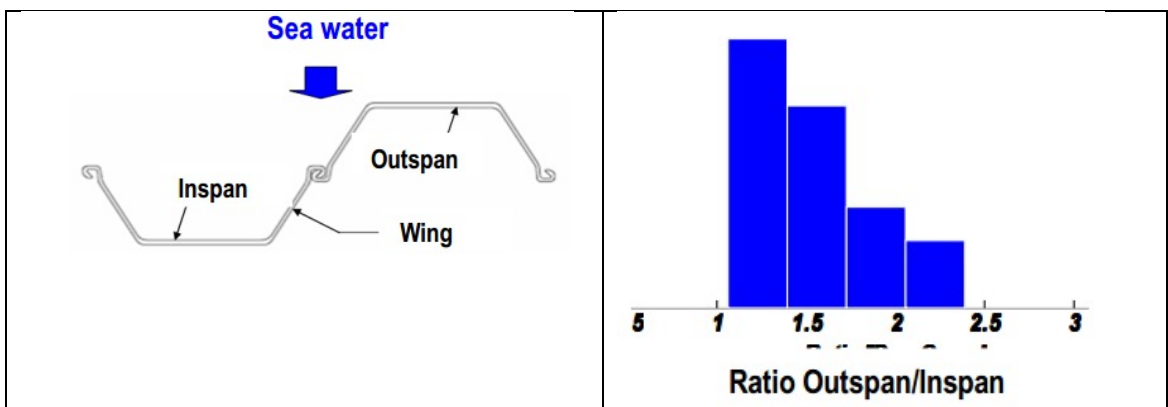
$$c = At^B \quad (2.7)$$

Waarbij  $c$ , de corrosie (mm) is  $t$  (y), de tijd en  $A$  is een constante (dimensies  $\text{mm y}^{(B-1)}$ ) en  $B$  een dimensieloze constante.

Een ander voorbeeld van concrete data van damwandcorrosie is ontleend aan [Wall 2014]. Dit voorbeeld gaat wel over zoutwater en niet over zoetwater. Bij de studie van Wall worden twee zones met verhoogde corrosiesnelheid waargenomen: 1) Rond de waterlijn en 2) In een

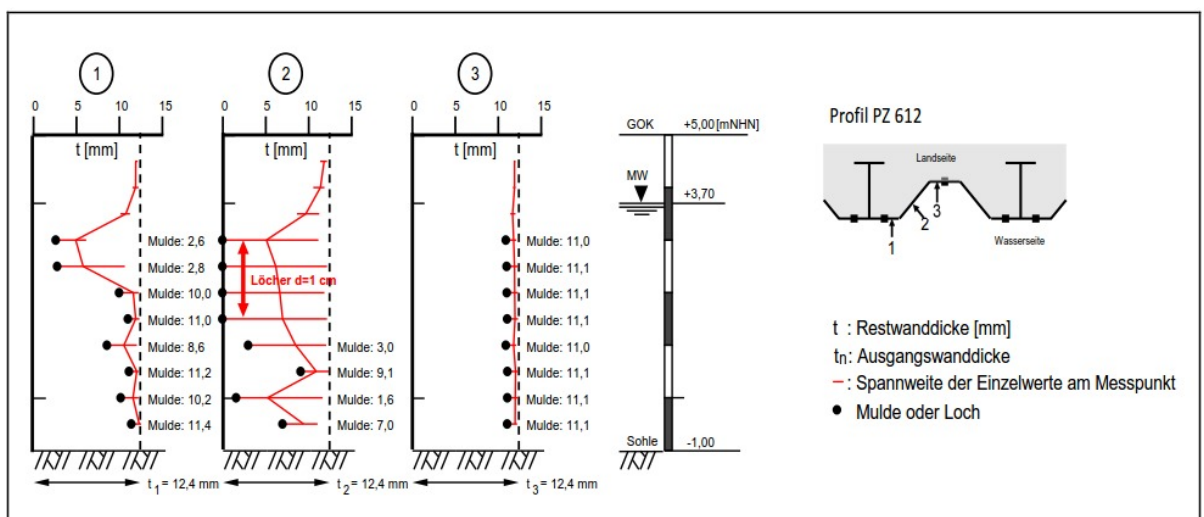
diepere zone, waar boegschroeven veel invloed hebben. Dit komt overeen met eerdere opmerkingen over belangrijke mechanismen.

Een ander verschijnsel wat uit de praktijkdata volgt, is dat er significante systematische verschillen kunnen voorkomen in een damwandsectie tussen de dikteafname bij de voor- (inspan) en achterflens (outspan) van damwandprofielen zie het histogram in Figuur 2.9 van een voorbeeld hiervan in zoutwater [Schoefs 2017]. De invloed op de sterkte van dergelijke verschillen is groot, de vraag is of dergelijke grote verschillen ook in de zoetwatercondities in Nederland optreden.



Figuur 2.9 : Voorbeeld van met een histogram van ratio van dikte afname tussen voor en achterflens [Schoefs 2017].

Verder wordt in de praktijk, lokaal significante grote dikteafname geconstateerd in de directe omgeving van gaten in damwanden. Nadat er door corrosie een gat is ontstaan neemt de corrosiesnelheid in de omgeving van de gaten toe. In Figuur 2.10 in staat een voorbeeld van sterk niet uniforme corrosie met aanwezige door corrosie gevormde gaten.



Figuur 2.10: **Rood horizontaal** bandbreedte gemeten dikten per meetniveau **Rood verticaal** gemiddelde gemeten dikten met **zwarte stippen** is de dikte ter plaatse van de gaten/ putten weergegeven, betreft voorbeeld met constante waterstand BAW 2017b

## 2.2 Normen en richtlijnen voor dikteverlies ten gevolge van corrosie

### 2.2.1 Eurocode 3

In de Eurocode 3 [NEN-EN 1993-5] worden aanbevolen uitgangswaarden voor de dikte reductie per blootgestelde zijde van een plank ter compensatie van de corrosiesnelheid voor zoet en zout oppervlaktewater gegeven, zie ook Tabel 2.1. Binnen deze studie is niet duidelijk geworden wat de achtergrond is van de waarden in Tabel 2.1 anders dan dat de waarden na 25 jaar gebaseerd zijn op extrapolatie. Deze extrapolatie is echter niet lineair voor zoetwatercondities dat is te zien wanneer de waarden uit Tabel 2.1 grafisch als functie van de tijd worden weergegeven, zie bovenin Figuur 2.12. Door de dikteafname te delen door het aantal jaren kunnen de gemiddelde corrosiesnelheden vanaf aanleg tot dat jaar worden bepaald, zie de middelste grafiek van Figuur 2.12. In informatie uit Tabel 2.1 kan ook op een andere wijze worden weergegeven met incrementele corrosiesnelheden. Door het verschil in dikteafname tussen twee kolommen in Tabel 2.1 te delen door het verschil in jaren tussen deze kolommen kan de gemiddelde incrementele corrosiesnelheid worden bepaald over de periode tussen deze leeftijden, deze incrementele waarden zijn onderin Figuur 2.12 weergegeven.

Naast waarden voor de waterzijde geeft de [NEN-EN 1993-5] ook waarden voor de grondbelegde zijde, zie Tabel 2.2 ook voor deze waarden geldt de waarden boven 25 jaar gebaseerd zijn op niet lineaire extrapolatie. De [NEN-EN 1993-5] geeft geen nadere verklaring wat precies met de verschillende categorieën Tabel 2.2 wordt bedoeld en wat de achtergronden zijn. Voor de de corrosie in de atmosferische zone in zoetwater omgevingen geeft de [NEN-EN 1993-5] een dikteafnamesnelheid van 0,01 mm/jaar per aan lucht blootgestelde zijde. In de [NEN-EN 1993-5] is een figuur opgenomen met een voorbeeld van hoe een dikteafname verdeling er uit kan zien, zie Figuur 2.11.

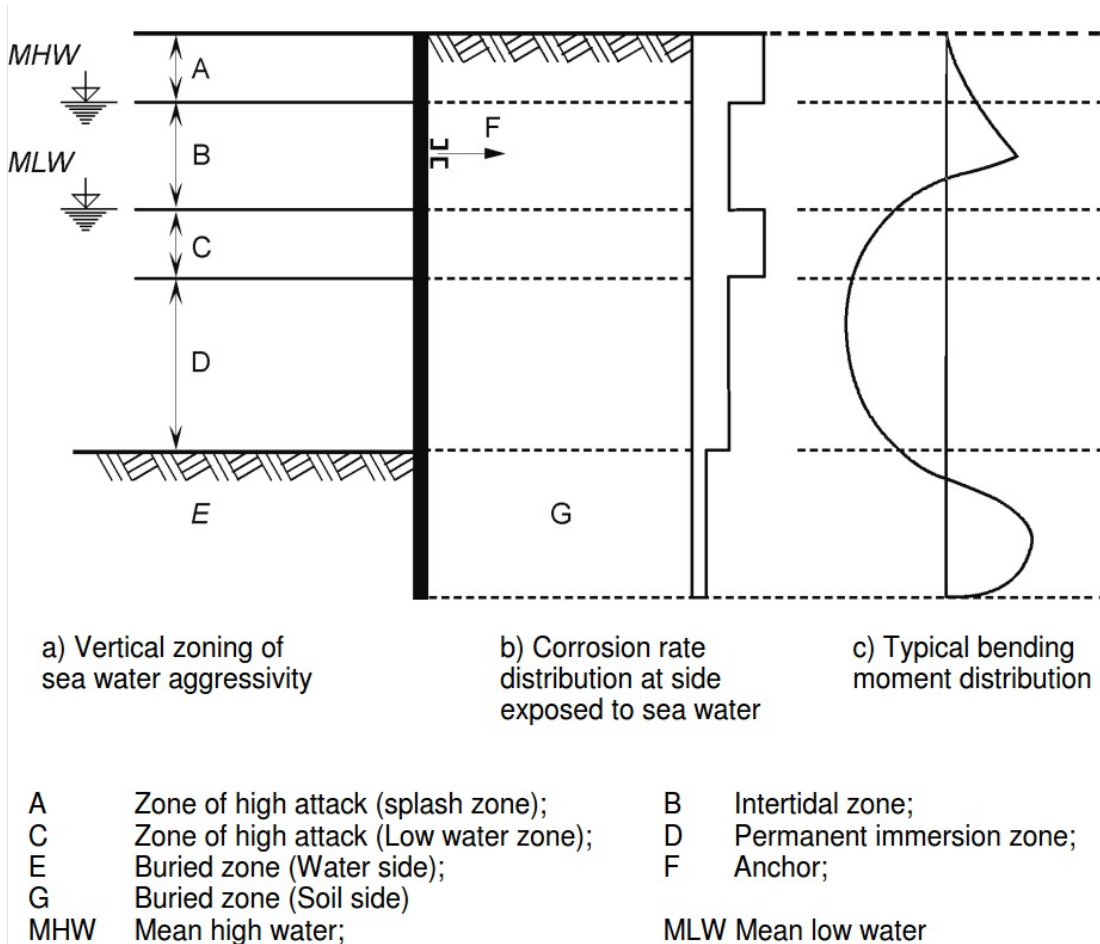
De [NEN-EN 1993-5] geeft expliciet aan dat landen afwijkende (bij de voor dat land passende omstandigheden) waarden in hun nationale annex kunnen zetten en dat waarden in Tabel 2.1 en Tabel 2.2. als richtinggevend kunnen worden gebruikt. In de Nationale bijlage van Nederland is opgenomen dat waarden in Tabel 2.1 en Tabel 2.2. normatief zijn en daarmee verplicht zijn om als minimum aan te houden bij een toetsing met NEN1990 in het kader van het bouwbesluit.

### Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal, ....) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ....) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
<b>Notes:</b>					
1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

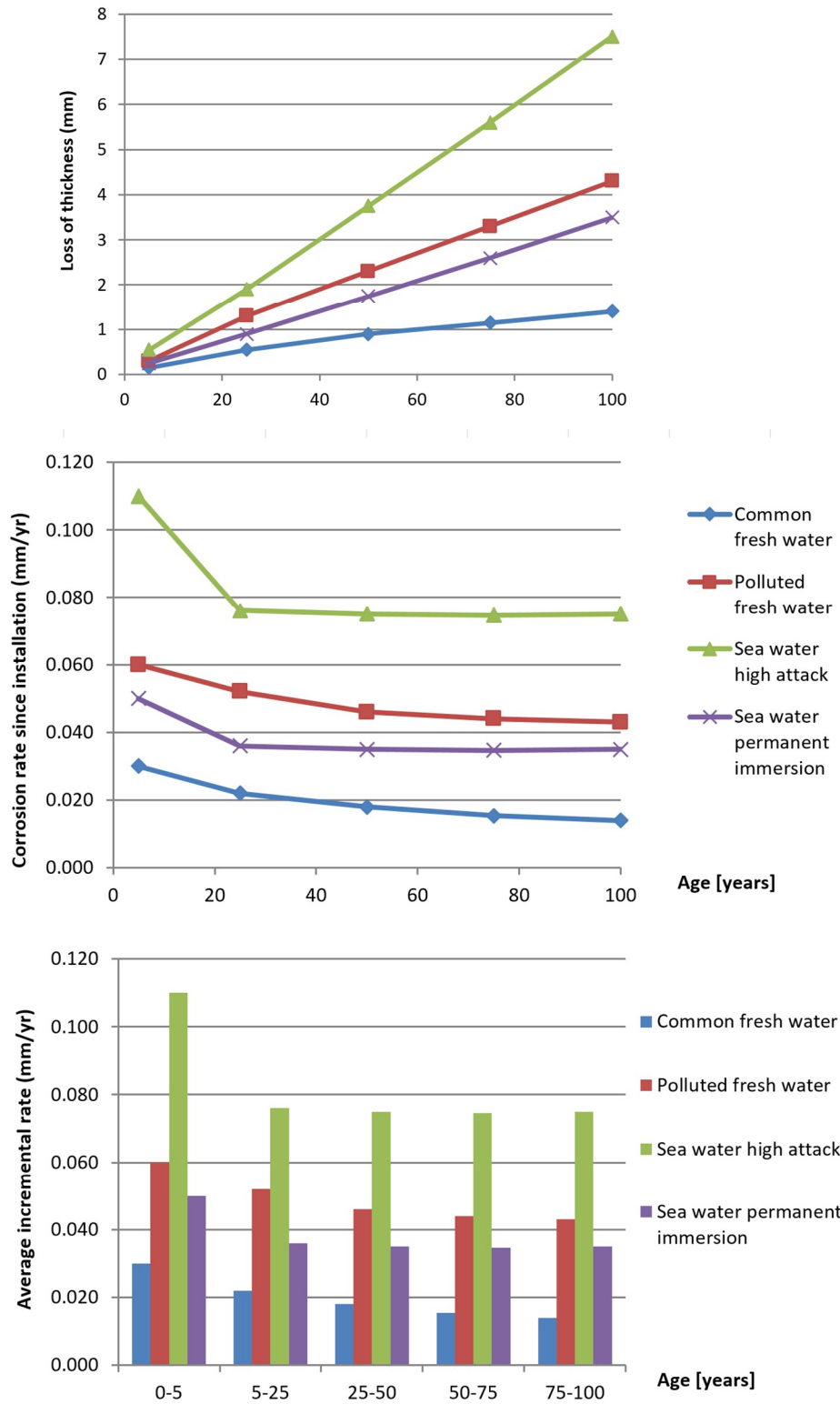


Tabel 2.1 In de Eurocode aanbevolen waarden door dikte reductie in mm voor de aan water grenzende zijde van stalen palen en damwanden in zoet en zout oppervlaktewater [NEN-EN 1993-5]



**NOTE:** Corrosion rate distribution and zones of sea water aggressivity may vary considerably from the example shown in Figure 4-1, dependant upon the conditions prevailing at the location of the structure.

Figuur 2.11 In de Eurocode gegeven voorbeeld van dikteafname verdeling over de hoogte van een damwand [NEN EN 1993-5] Figure 4-1



Figuur 2.12: Dikteafname en corrosiesnelheid als functie van de van het moment van installatie in zoet en zout oppervlaktewater **boven** de waarden uit [NEN-EN 1993-5] **midden** de afgeleide gemiddelde corrosie als functie van het aantal jaren sinds installatie en **onder** de afgeleide gemiddelde incrementele corrosie over een leeftijdsperiode.

**Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater**

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<b>Notes:</b>					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Tabel 2.2 In Eurocode aanbevolen waarden voor dikte reductie per grondbelegde zijde van stalen palen en damwanden [NEN-EN 1993-5]

### 2.2.1.1 Richtlijn Ontwerp Kunstwerken

De Richtlijn Ontwerp Kunstwerken [RWS 2017] geeft richtwaarden voor corrosie onder eroderende omstandigheden, zie Tabel 2.3. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen zoet- en zoutwater en waarden per corrosiezone. Voor de ligging van de in Tabel 2.3. genoemde zonering zie Figuur 2.11. Binnen deze studie is het ook bij navraag bij RWS niet duidelijk geworden wat de precieze achtergrond is van deze tabel anders dan dat deze al eerder gebruikt werden in voormalige interne richtlijnen bij RWS.

In tegenstelling tot de corrosiewaarden uit de Eurocode voor zoetwatercondities, neemt de corrosiesnelheid in deze richtlijn niet af met de tijd. Dit komt overeen met het mechanisme waarbij het oppervlak voortdurend blootgesteld is aan afspoeling en de opgebouwde corrosie remmende laag weer wordt afgebroken.

Ontwerplevensduur [jaar]	5	25	50	75	100
<b>expositie</b>					
zoet water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0
zoet water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,75	3,75	7,5	11,25	15,0

Bij sluizen loopt zone C tot op de bodem; zone D is daar niet van toepassing.

**Toelichting:**

*Aangezien in sluizen een door afspoeling eroderende omgeving aanwezig is, is de corrosiesnelheid in tabel 7-3 constant in de tijd. De waarden komen overeen met de 'Handreiking rekenmethodieken NIC, groene versie', de interne bureaurichtlijn die tot 2006 bij de afdeling Constructie Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat werd gehanteerd.*

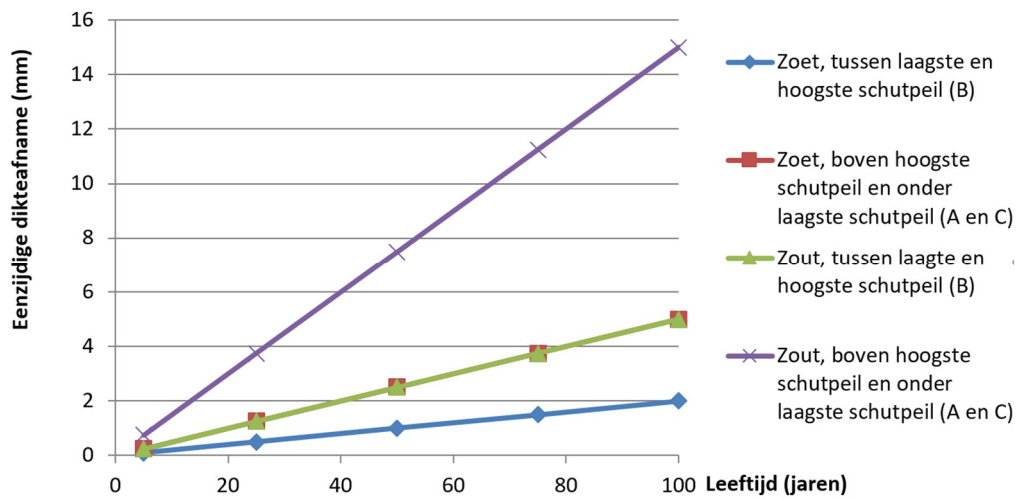
Dikteverlies kan onverwacht hoger uitvallen in de praktijk als gevolg van ALWC (Accelerated Low Water Corrosion) en / of MIC (Microbiological Induced Corrosion).

Om deze versnelde corrosie te kunnen tegengaan, moet het ontwerp en de plaatsing van damwanden zodanig zijn, dat kathodische bescherming op alle damwanden gedurende de hele ontwerplevensduur (dus ook na plaatsing) toegepast kan worden. Een voldoende elektrische geleiding tussen de afzonderlijke damwandelementen is hierbij essentieel.

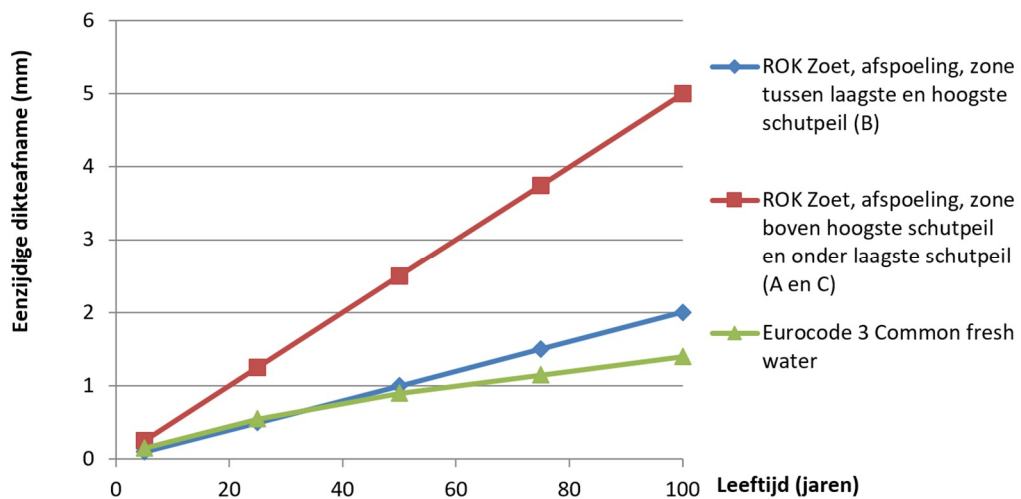
*Tabel 2.3 Dikteverlies door corrosie bij eroderende omstandigheden. De waarden van NEN-EN 1993-5, Tabel 4-2 moet voor onbehandeld onbeschermd staal onder eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen door deze waarden worden vervangen volgens Richtlijn Ontwerp Kunstwerken [RWS 2016].*

De waarden uit de ROK zijn grafisch weergegeven in Figuur 2.13. Ter vergelijking zijn in Figuur 2.14 de waarden van de ROK voor afspoelcondities vergeleken met de waarden uit de Eurocode 3 voor schoon zoetwater.

Opmerkelijk is dat waar de Eurocode onderscheid maakt naar schoon en verontreinigd water de ROK dit niet doet. En waar de ROK afspoelcondities herkent doet de Eurocode dit niet.



Figuur 2.13 Dikteafname met de tijd voor afspoelcondities in zout en zoetwater [RWS 2016]



Figuur 2.14 Dikteafname als functie van de tijd in zoetwater [NEN-EN 1993-5] en in zoetwater onder afspoelcondities [RWS 2017].

## 2.2.2 Corrosie aan grondzijde Deltares 2014

De corrosiesnelheid aan de grondbelegde zijde van damwanden neemt af bij een toenemende blootstellingsduur, wat overeenkomt met een aangenomen mechanisme waarbij zich een corrosie remmende laag opbouwt met de tijd. Deltares en Rijkswaterstaat hebben vanaf 2006, aan de hand van literatuur- en veldonderzoek, uitgebreid onderzoek gedaan naar de dikteafname van damwanden in verschillende soorten grond. In de laatste rapportage van Deltares [Deltares 2014a] wordt het onderzoek samengevat en geadviseerd welke dikteafname (corrosietoeslag) dient te worden gehanteerd. Uit het onderzoek kwamen de volgende punten naar voren:

- De belangrijkste bepalende factoren voor dikteafname zijn de positie ten opzichte van de grondwaterstand, de grondwaterbeweging en het geroerd/ongeroerd zijn van de grond.
- Bodemtype (veen, zand of klei) en zoutgehalte zijn niet significant van invloed op de corrosiesnelheid.
- Op basis van de karakteristieken van corrosie wordt verwacht dat zure grond pas vanaf een zuurgraad kleiner dan 4 tot een verhoging van de corrosiesnelheid leidt.

Op basis van deze conclusies is de volgende dikteafname (totale corrosietoeslag) voor grond/grond belegde damwanden geadviseerd. Dit advies is vervolgens voorgelegd aan het Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW) [Deltares 2014b] en is vervolgens overgenomen door ENW [ENW 2014]:

- Voor veen onder de grondwaterstand kunnen de waarden voor “ongeroerde en schone grond” in Tabel 2.4 worden gebruikt .
- Voor veen boven de grondwaterstand kunnen de waarden voor “geroerde grond, fluctuatie in grondwaterspiegel, boven de grondwaterspiegel” in Tabel 2.4 worden gehanteerd in combinatie met het tijdens de aanleg slaan van een testplank.
- Als voorzorgprincipe wordt voorgesteld om gebieden te identificeren waar een lage pH aanwezig kan zijn.

	Corrosietoeslag totaal (mm)	
	Levensduur 50 jaar	Levensduur 100 jaar
Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel *)	1,2	2,4
Geroerde grond, of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel **).	2,4	4,4

Tabel 2.4 Corrosietoeslag (dikteafname) voor beoogde levensduur van 50 en 100 jaar voor tweezijdig met grondbelegde damwanden [ENW 2014] en [Deltares 2014a & b]

\*) Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat bij het opstellen van de tabel in 2014 de letterlijke tekst niet volledig complementair is, alhoewel dat in 2014 wel door Deltares wel als complementair was bedoeld. Expliciet gemaakt met de vet aangeven toevoegingen zou de complementaire beschrijving dan worden: “Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de **laagste** grondwaterspiegel **en geen verticale grondwaterbeweging**”

\*\*\*) Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat bij het opstellen van de tabel in 2014 de letterlijke tekst niet volledig complementair is, alhoewel dat in 2014 door Deltares wel als complementair was bedoeld. Expliciet gemaakt met de vet aangeven toevoegingen zou de complementaire beschrijving dan worden: “Geroerde grond, **en/of** verticale grondwaterbeweging, **en/of** boven de **laagste** grondwaterspiegel”

### 2.2.3 Corrosie aan grondzijde RWS 2015

Door RWS is in 2015 [RWS 2015] een afrondende rapportage opgesteld van het praktijkonderzoek over de periode 2006 – 2015 waar ook [Deltares 2014a & b] en het ENW-advies [ENW 2014] onderdeel van uitmaken. Tussen [RWS 2015] en de adviezen [Deltares 2014a en b] en [ENW 2014] bestaat een discrepantie/omissie. Daar waar zowel [Deltares 2014a & b] als [ENW 2014] aangeven dat voor situaties met verticale grondwaterstroming de hogere waarde corrosietoeslag geadviseerd wordt, wordt er in [RWS 2015] niet ingegaan op verticale grondwaterstroming. In [RWS 2015] is geen aanvullende informatie te vinden waarom wordt afgeweken van de adviezen [Deltares 2014a & b] en [ENW 2014], het hele woord “stroming” komt niet voor in [RWS 2015].

In bijlage E van [RWS 2015] wordt de geadviseerde methode voor bepaling van de corrosietoeslag gegeven. Voor schone grond worden twee zones gehanteerd die alleen maar afhankelijk zijn van het niveau van de laagste grondwaterstand en of de grond wel of niet geroerd is zoals in Tabel 2.5 weergegeven. [RWS 2015] adviseert verder:

- Vergravingen van grond ouder dan 10 jaar worden niet meer relevant geacht voor het vaststellen van zones voor corrosietoeslag.
- Per project met stalen damwanden wordt een testplank aangebracht in de onmiddellijke nabijheid van de damwand. Van de testplank wordt van tevoren op gemarkeerde posities de dikte bepaald.

Voor een beperkt aantal specifieke situaties bestaat het risico op versterkte corrosie vanwege lage pH-waarden van bodem of grondwater. Om in deze situatie de juiste risicobeheersmaatregelen te treffen wordt in [RWS 2015] bijlage E een beslisboom gegeven.

	Corrosietoeslag totaal (mm)
	100 jaar
Ongeroerde grond onder het laagste grondwaterniveau	2,4
Geroerde grond en/of boven het laagste grondwaterniveau	4,4

Tabel 2.5 Voorstel voor corrosietoeslag (dikteafname) voor beoogde levensduur van 100 jaar (dubbelzijdig) naar [RWS 2015]

In 2016 is [RWS 2015] overgenomen in het advies van het Expertisenetwerk Waterveiligheid ENW [ENW 2016]. In [ENW 2016] adviseert ENW:

*“de methode voor alle HWBP-2 projecten toe te passen. Dit is conform het eerdere advies van het ENW, maar nu voorzien van een verder uitgewerkte onderbouwing. Aan DGRW adviseren wij de methode algemeen toepasbaar te verklaren door de corrosietoeslag zoals deze nu is opgenomen in de Handreiking Constructie Ontwerpen te wijzigen en de kennis die hieraan ten grondslag ligt algemeen beschikbaar te stellen.”*

Het in [ENW 2016] genoemde eerdere ENW-advies betreft [ENW 2014]. Dus in [ENW 2016] wordt de toepassing van de uit [ENW 2014] genoemde corrosietoeslag, zie Tabel 2.4 geadviseerd met [RWS 2015] als nadere onderbouwing.

## 2.2.4 Aanpak in DIN 50929-3:2018

In de [DIN 50929-3:2018 [DIN 50929-3] wordt een zeer verfijnde aanpak gegeven die is gebaseerd op een puntensysteem welke de invloed van vele variabelen weegt en uiteindelijk resulteert in twee richtgetallen:

- Gemiddelde corrosiesnelheid.
- De gemiddelde maximale indringingssnelheid (putcorrosie).

De [DIN50929-3] geeft bij de resultaten van deze aanpak echter expliciet aan dat het slechts ruwe richtwaarden zijn die met een factor 2 kunnen variëren. De aanpak is gebaseerd op een puntensysteem dat:

- Voor de grondzijde gebaseerd is op sommaties van de individuele invloed van 15 parameters uit **Error! Reference source not found.** en voor de
- Water en luchtzijde gebaseerd is op de individuele invloed van 7 parameters alsmede ratio's en uit Tabel 2.10. Vervolgens dienen de waarden voor  $w_0$  voor het aan water blootgestelde deel nog worden gecorrigeerd voor de zuurstofindex van het water en kan de corrosiviteit  $K$  worden bepaald waarmee vervolgens voor de corrosie zones de corrosiesnelheid per jaar kan worden bepaald.

Tabelle 1 — Richtwerte zur Abschätzung der mittleren Korrosionsgeschwindigkeit

Bewertungszahlsummen	Abtragsrate $w$ (100 a) mm/a	max. Eindringrate $w_{L,max}$ (30 a) mm/a	Bemerkung
$B_0$ - und $B_1$ -Werte (siehe Tabelle 3)			
≥ 0	0,005	0,03	zeitlich abnehmend
-1 bis -4	0,01	0,05	zeitlich abnehmend
-5 bis -10	0,02	0,2	zeitlich abnehmend
< -10	0,06	0,4	zeitlich konstant
$B_E$ - und $W_E$ -Werte (siehe Tabelle 5)			
≥ 0	0,01	0,05	örtlicher Korrosionsangriff überwiegt
-1 bis -4	0,02	0,1	
-5 bis -8	0,05	0,3	
< -8	0,2	1	
$W_0$ - und $W_1$ -Werte (siehe Tabelle 8)			
≥ 0	0,01	0,05	örtliche Korrosion überwiegt im Wasser-/Luft-Wechsel- bereich, die $w_{L,max}$ -Werte nehmen zeitlich ab
-1 bis -4	0,02	0,1	
-5 bis -8	0,05	0,2	
< -8	0,1	0,5	

Tabel 2.6 Richtwaarden voor corrosiesnelheden [DIN50929-3]

Daarnaast gaat de [DIN 50929-3] ook in op het effect van het thermisch verzinkt zijn van staal, hoog gelegeerd roestvrijstaal, chroom-nikkelstaal, spanningscorrosie en het effect van koper. Voor deze aspecten wordt verwezen naar de DIN 50929-3:2018.



Tabelle 2 — Angaben zur Beurteilung von Erdböden

Z	Merkmal und Messgröße	Anforderung oder Kriterium	Prüfung	Einheit	Messwertbereich	Bewertung
<b>Bodenproben</b>						
Z <sub>1</sub>	Bodenart — Bindigkeit  — Verunreinigungen	Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen  DIN EN 12501-2:2003-08, Tabelle 1	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 5	Massenanteile in %	< 10 10 bis 30 30 bis 50 50 bis 80 > 80	+4 +2 0 -2 -4 -12
Z <sub>2</sub>	spezifischer elektrischer Bodenwiderstand	niedrigster Widerstand nach Wasserzugabe, gemessen in der Zelle	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 2	Ω m	> 500 200 bis 500 200 bis 50 20 bis 50 10 bis 20 < 10	+4 +2 0 -2 -4 -6
Z <sub>3</sub>	Bodenfeuchte und Bezug für Z <sub>6</sub> bis Z <sub>10</sub>	Wassergehalt nach Trocknen bei 105 °C	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 1	Massenanteile in %	< 20 > 20	0 -1
Z <sub>4</sub>	pH-Wert	pH-Wert bei 50 % Wasseranteil	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 2	—	> 9 6 bis 9 4 bis 6 < 4	+2 <sup>a</sup> 0 -1 -3
Z <sub>5</sub>	Pufferkapazität — Alkalität K <sub>S 4,3</sub>	Säurekapazität bis pH 4,3	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 4	mmol/kg	> 1 000 200 bis 1 000 < 200	+3 +1 0
Z <sub>6</sub>	Pufferkapazität — Acidität K <sub>B 7,0</sub>	Baselkapazität bis pH 7,0	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 5	mmol/kg	< 2,5 2,5 bis 5 5 bis 10 10 bis 20 20 bis 30 > 30	0 -2 -4 -6 -8 -10
Z <sub>7</sub>	sulfatreduzierende Bakterien	Sulfid-Gehalt	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 6	mg/kg	< 5 5 bis 10 > 10	0 -3 -6
Z <sub>8</sub>	Sulfat-Gehalt	Sulfat-Gehalt	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 4	mmol/kg	< 2 2 bis 5 > 5 bis 10 > 10	0 -1 -2 -3
Z <sub>9</sub>	Neutralsalze	Chlorid- und Sulfat-Gehalt im wässrigen Auszug	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang B, Modul 3	mmol/kg	< 3 3 bis 10 10 bis 30 10 bis 100 > 100	0 -1 -2 -3 -4
<b>örtliche Gegebenheiten</b>						
Z <sub>10</sub>	Lage des Objektes zum Grundwasser	Grundwasser vorhanden	visuell	—	nie immer zeitweise	0 -1 -2
Z <sub>11</sub>	Bodenhomogenität horizontal anhand Bodenwiderstandsprofil	Schwankungen des Bodenwiderstandes	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	$ \Delta Z_1  < 2$ $2 \leq  \Delta Z_2  \leq 3$ $ \Delta Z_2  > 3$	0 -2 -4
Z <sub>12</sub>	Bodenhomogenität Vertikal	unterschiedliche Bodenwiderstände	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	$ \Delta Z_2  < 2$ $2 \leq  \Delta Z_2  \leq 3$ $ \Delta Z_2  > 3$	0 -1 -2
Z <sub>13</sub>	Bodenhomogenität — Bettung	artgleicher Boden oder Sand  bodenfremde Bestandteile wie Holz, Wurzeln oder Böden mit Merkmalen nach DIN EN 12501-2:2003-08, Tabelle 1	visuell	—	homogen  inhomogen	0  -6
Z <sub>14</sub>	Bodenhomogenität — unterschiedliche pH-Werte	anthropogene Beeinflussung z. B. Verunreinigung mit Abbruch, gekalkte Böden	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	—	$ \Delta Z_1  < 1,5$ $ \Delta Z_1  \geq 1,5$	0 -6
Z <sub>15</sub>	Anwesenheit von Fremdkathoden	Objekt/Boden-Potenzial U <sub>Ca/CuSO<sub>4</sub></sub>	Verfahren DVGW GW 9: 2011-09, Anhang A	V	< -0,5 -0,5 bis -0,4 -0,4 bis -0,3 > -0,3	0 -3 -8 -10

<sup>a</sup> Nur bei homogener Bettung. Bei inhomogener Bettung (unterschiedliche pH-Werte) gilt Z<sub>14</sub>.

Tabel 2.7 Informatie voor de beoordeling van corrosie in de grond [DIN50929-3]

### 2.2.4.1 Schatting van de corrosie waarschijnlijkheid in de bodem

Voor de schatting van de corrosie in de grond zonder grote objecten die voor een concentratie van de corrosie kunnen zorgen dient (2.8) [DIN 50929-3] te worden gebruikt.

$$B_0 = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 + Z_8 + Z_9 + Z_{10} \quad (2.8)$$

Voor de schatting van de corrosie in de grond met grote objecten die voor een concentratie van de corrosie kunnen zorgen dient (2.9) te worden gebruikt.

$$B_1 = B_0 + Z_{11} + Z_{12} + Z_{13} + Z_{14} \quad (2.9)$$

Vervolgens kan met de gevonden waarden voor  $B_0$  en  $B_1$  in **Error! Reference source not found.** de bodem, corrosiebelasting en de corrosiewaarschijnlijkheid worden geclassificeerd.

Tabelle 3 — Bodenklassen, Korrosionsbelastung und Korrosionswahrscheinlichkeiten bei freier Korrosion von unlegierten und niedriglegierten Eisenwerkstoffen

$B_0$ - bzw. $B_1$ -Werte	Bodenklasse	Korrosionsbelastung <sup>a</sup>	Korrosionswahrscheinlichkeit aufgrund der $B_1$ -Werte	
			Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
$\geq 0$	Ia	sehr niedrig	sehr gering	sehr gering
-1 bis -4	Ib	niedrig	gering	sehr gering
-5 bis -10	II	mittel	mittel	gering
< -10	III	hoch	hoch	mittel

Die Größenordnung der zu erwartenden Korrosionsgeschwindigkeit ist in Tabelle 1 angegeben. Bei Rohren und Behältern hat die bleibende Dichtheit Priorität in der Beurteilung. Hier ist die Geschwindigkeit der Loch- und Muldenkorrosion von Bedeutung. Bei Bauteilen hat die bleibende Festigkeit Priorität in der Beurteilung. Hier ist die Geschwindigkeit der Flächenkorrosion von Bedeutung.

<sup>a</sup> Die Korrosionsbelastung entspricht der Korrosionswahrscheinlichkeit für freie Korrosion ohne Mitwirken ausgedehnter Konzentrationselemente, siehe 6.1.2.

Tabel 2.8 Classificatie bodem, corrosiebelasting en corrosiewaarschijnlijkheid [DIN50929-3]

Daarnaast geeft de [DIN50929-3] aan dat met (2.10) anodische en met (2.11) kathodische invloeden dienen te worden meegenomen in situaties zonder aangebrachte kathodische bescherming.

$$B_A = Z_1 + Z_2 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 + Z_8 + Z_9 \quad (2.10)$$

$$B_K = Z_1 - Z_2 + Z_4 + Z_5 + Z_6 + Z_7 \quad (2.11)$$

Anodische corrosie voor een situatie met aangebrachte kathodische bescherming geeft de volgende vergelijking:

$$B_E = B_A + Z_{15} \quad (2.12)$$

### 2.2.4.2 Schatting van de corrosie waarschijnlijkheid in water

Voor de schatting van de corrosie onderwater kan de voor Tabel 2.6 benodigde waarde voor  $W_0$  met gebruikmaking van de informatie uit Tabel 2.9 worden bepaald met:

$$W_0 = N_1 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + \frac{N_3}{N_4} \quad (2.13)$$

Voor de schatting van de corrosie lucht-watergrens kan de voor Tabel 2.6 benodigde waarde voor  $W_1$  met gebruikmaking van de informatie uit Tabel 2.9 worden bepaald met:

$$W_1 = W_0 - N_1 + N_2 \cdot N_3 \quad (2.14)$$

Tabelle 7 — Angaben zur Beurteilung von Wässern

Nr.	Merkmal und Dimension	Einheit	Bewertungsziffer für	
			unlegierten Stahl	verzinkten Stahl
1	Wasserart		$N_1$	$M_1$
	fließende Gewässer		0	-2
	stehende Gewässer		-1	+1
	Küste von Binnenseen		-3	-3
	anaerob. Moor, Meeresküste		-5	-5
2	Lage des Objektes		$N_2$	$M_2$
	Unterwasserbereich		0	0
	Wasser/Luft-Bereich		1	-6
	Spritzwasserbereich		0,3	-2
3	$c(\text{Cl}^-) + 2c(\text{SO}_4^{2-})$	mol/m <sup>3</sup>	$N_3$	$M_3$
	≤ 1		0	0
	> 1 bis 5		-2	0
	> 5 bis 25		-4	-1
	> 25 bis 100		-6	-2
	> 100 bis 300		-7	-3
	> 300		-8	-4
4	Säurekapazität bis pH 4,3 (Alkalinität $K_{S\ 4,3}$ )	mol/m <sup>3</sup>	$N_4$	$M_4$
	< 1		1	-1
	1 bis 2		2	+1
	> 2 bis 4		3	+1
	> 4 bis 6		4	0
	> 6		5	-1
5	$c(\text{Ca}^{2+})$	mol/m <sup>3</sup>	$N_5$	$M_5$
	< 0,5		-1	0
	0,5 bis 2		0	+2
	> 2 bis 8		+1	+3
	> 8		+2	+4
6	pH-Wert		$N_6$	$M_6$
	< 5,5		-3	-6
	5,5 bis 6,5		-2	-4
	> 6,5 bis 7,0		-1	-1
	> 7,0 bis 7,5		0	+1
	> 7,5		+1	+1
7	Objekt/Wasser-Potential $U_H$ (zur Feststellung der Fremdkathoden)	V	$N_7$	
	> -0,2 bis -0,1		-2	
	> -0,1 bis 0,0		-5	
	> 0,0		-8	

Tabel 2.9 Informatie ten behoeve van beoordeling van corrosie in water [DIN50929-3]

Vervolgens kan voor de gevonden waarden van  $W_1$  en  $W_0$  met behulp van Tabel 2.9 de corrosiewaarschijnlijkheid voor de lucht-watergrens en onderwater worden geclassificeerd.

Tabelle 8 — Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit von unlegierten und niedriglegierten Stählen in Wässern

$W_0$ bzw. $W_1$ -Wert	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
≥ 0	sehr gering	sehr gering
-1 bis -4	gering	sehr gering
< -4 bis -8	mittel	gering
< -8	hoch	mittel

Die Größenordnung der zu erwartenden Korrosionsgeschwindigkeit ist in Abschnitt 5 angegeben.

Tabel 2.10 Afschatting corrosiewaarschijnlijkheid staal onderwater en op de water-luchtgrens [DIN50929-3]

Vervolgens dient ter bepaling van de corrosiesnelheid per corrosie zone de zuurstofindex  $O_{2-Sätt}$  van het water te worden bepaald met:

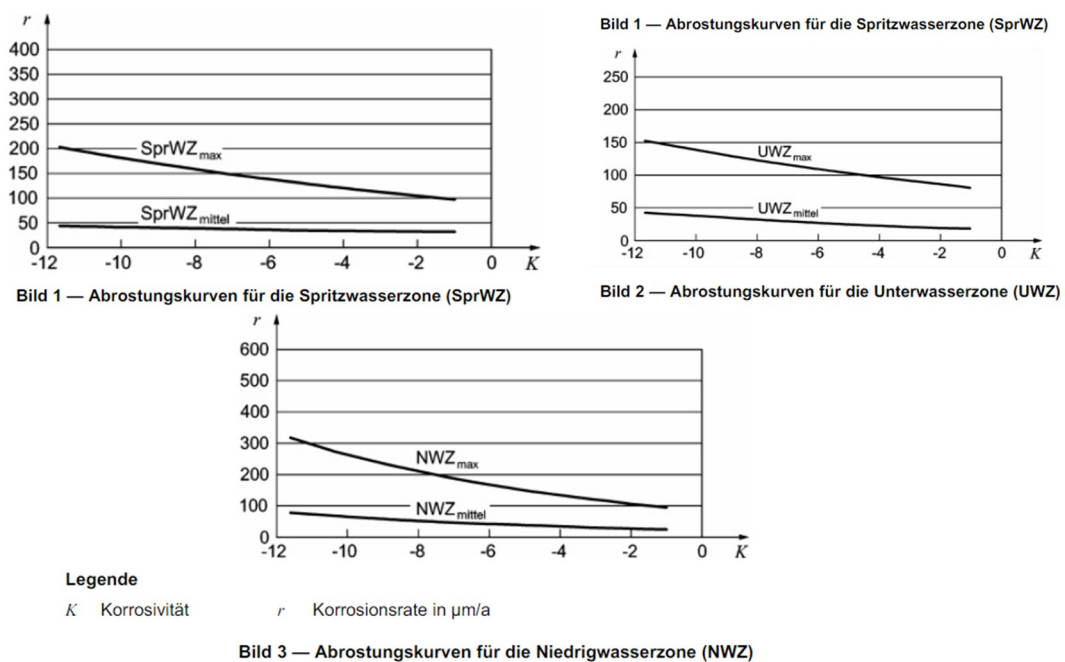
$$O_{2-Sätt} = \frac{\rho_{m1}}{\rho_{st1}} \quad (2.15)$$

Met een zuurstofgehalte  $\rho_{m1}$  en de zuurstofverzadigingswaarde  $\rho_{st1}$  bij de meettemperatuur  $t_1$ .

Vervolgens kan op basis daarvan de waarde van de corrosiviteit,  $K$  worden bepaald met:

$$K = O_{2-Sätt} \cdot W_0 \quad (2.16)$$

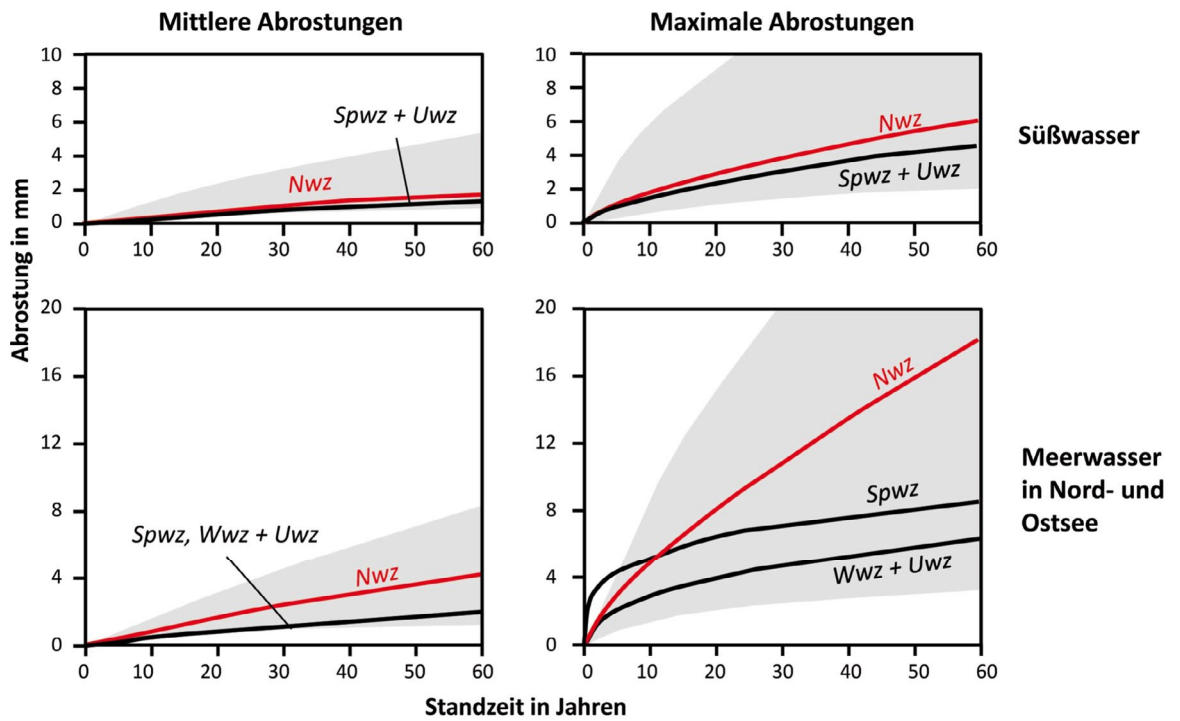
Met de gevonden waarden kan voor de drie corrosiezones in Figuur 2.15 een grove schatting worden opgesteld van de gemiddelde corrosiesnelheid en de waarde van de corrosiesnelheid voor de gemiddeld maximale corrosie (putcorrosie) voor de niet grondbelegde zijde.



Figuur 2.15 Corrosiecurven voor damwanden **SprWZ** lucht-waterzone, **UWZ** onderwaterzone en **NWZ** de laagwaterzone [DIN50929-3]

### 2.2.5 Aanbevelingen EAU 2012 en onderliggende data

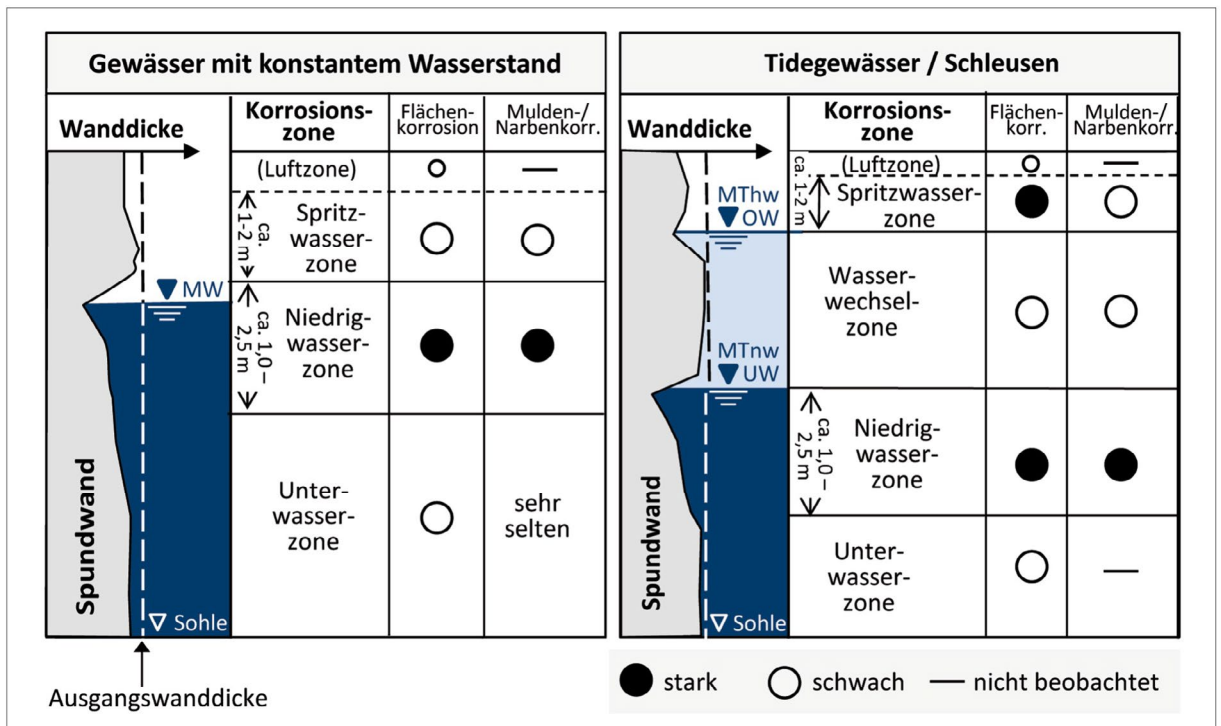
In de [EAU 2012] staan ten behoeve van het ontwerp van waterbouwkundige constructies de lijnen voor de gemiddelde waarde en de gemiddelde van de waargenomen maxima voor dikteverlies in zoet en zoutwater gegeven, zie Figuur 2.16. Deze gemiddelde waarden zijn gebaseerd op de door de Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verzamelde diktemetingen. De bandbreedte van deze waarnemingen is met een grijze arcering weergegeven in Figuur 2.16. In de [EAU 2012] wordt voor de corrosie-zonering onderscheid gemaakt in een situatie met en zonder waterstandsvariatie, zie Figuur 2.17. De waarden betreffen (aanbevolen) verwachtingswaarden voor het ontwerp. Wel wordt in [EAU 2012] expliciet aangegeven dat er een grote onzekerheidsmarge om deze verwachtingswaarden ligt. De [EAU 2012] geeft aan dat in natuurlijke niet agressieve gronden voor tweezijdig grondbelegde damwand een dikte afname van 0,01mm/jaar kan worden gehanteerd. Voor de corrosie onder atmosferische condities gaat de [EAU 2012] van circa 0,01 mm/jaar uit.



Nwz: Niedrigwasserzone / Spwz: Spritzwasserzone / Wwz: Wasserwechszelzone / Uwz: Unterwasserzone

■ Schwankungsbreite der Messwerte

Figuur 2.16 Gemiddelde maximale waarde voor dikte verlies in zoet en zoutwater (naar EAU 2012) [BAW 2017b]



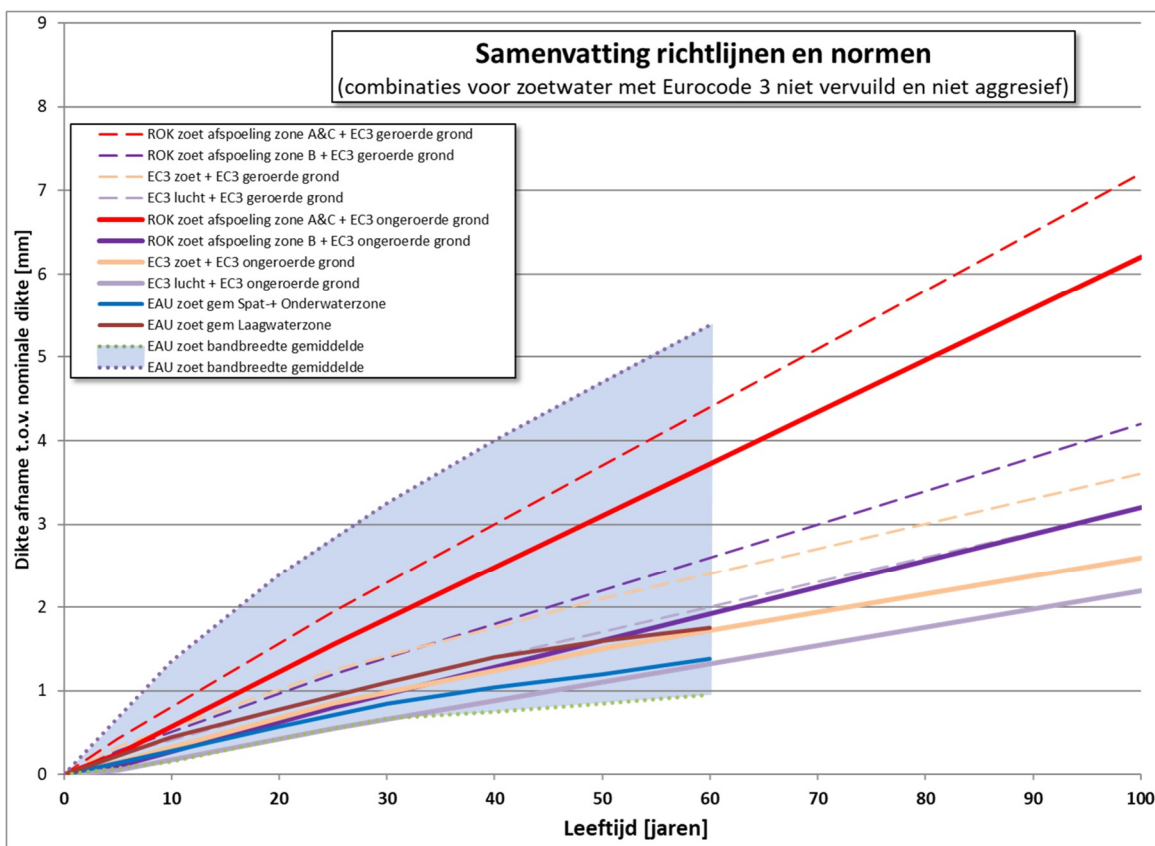
Figuur 2.17 Corrosiezones voor damwanden die de [EAU 2012] aanhoud gebaseerd op [BAW 1997]

## 2.2.6 Samenvatting richtlijnen en normen

In deze samenvatting staat het overzicht van de diverse normen en richtlijnen, en combinaties daarvan, grafisch weergegeven over een periode van 100 jaar. De combinaties betreffen de mogelijke combinaties van de waarden uit de ROK en de waarden uit de Eurocode 3 (EC3). Vanwege de veelheid aan mogelijke combinaties is een opsplitsing gemaakt in twee grafieken: een grafiek waarin voor de waarden uit de EC3 ten behoeve van schoon zoetwater en schone niet agressieve grond zijn toegepast en een grafiek voor de waarden uit de EC3 voor sterk vervuild zoetwater, vervuilde en agressieve grond. Als eerste wordt opgemerkt dat alleen de ROK een categorie kennen voor afspoeling waarvoor de corrosiesnelheid tot honderd jaar constant is.

### 2.2.6.1 Combinaties met schoonwater en schone niet agressieve grond

Omdat zowel de waarden voor "Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel" en de waarden voor "Geroerde grond, of verticale grondwaterbeweging, of boven de grondwaterspiegel" in Tabel 2.4 alsmede de waarden voor de twee categorieën in Tabel 2.5 getalsmatig overeenkomen met waarden voor respectievelijk "Undisturbed natural soils" en "Non-compacted and non-aggressive fills" van [NEN-EN1993-5] zijn deze niet separaat weergegeven in Figuur 2.18.



Figuur 2.18 Overzicht totale dikteafname van stalen damwanden in zoetwater op basis van combinaties van normen en richtlijnen uitgaande van Eurocode 3 waarden voor niet vervuilde en niet agressieve condities

Wat het meest opvalt aan Figuur 2.18, is dat er voor deze zoetwatercondities een zeer grote bandbreedte bestaat aan mogelijke corrosiesnelheden in de normen en richtlijnen en dat deze 'lijnen' allemaal binnen de bandbreedte van de gemeten gemiddelden liggen tot een blootstellingsduur van 60 jaar zoals bepaald door de EAU. Wat verder opvalt in Figuur 2.18 is dat de bovengrens van de gearceerde bandbreedte van de gemeten gemiddelden uit de EAU

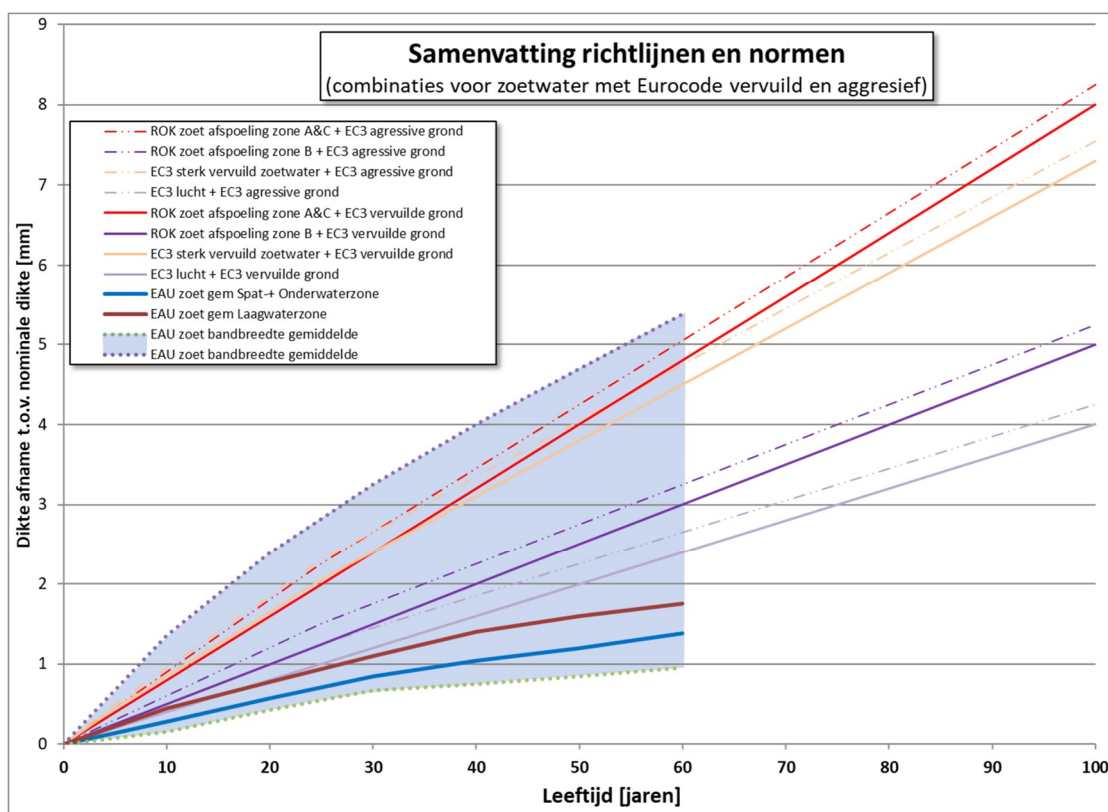
ongeveer een soortgelijk verloop kent als de combinatie van ROK zoetwater met afspoeling in zone A&C + geroerde grond, maar dat deze circa 30% hoger ligt. Wat verder opvalt is dat de waarden van de twee combinaties ROK voor zoetwater met afspoeling in zone A&C significant hoger liggen dan alle andere waarden. Wat verder opvalt is dat het verloop in de tijd van de aanbevolen gemiddelde waarden uit de EAU de relatief sterkste afname van de corrosiesnelheid laten zien.

### 2.2.6.2 Combinaties met EC3 waarden voor sterk vervuild zoetwater, vervuilde en agressieve grond

In Figuur 2.19 staat het overzicht van de diverse normen en richtlijnen in één grafiek weergegeven over een periode van 100 jaar waarin voor de waarden uit EC3 ten behoeve van sterk vervuild zoetwater en voor vervuilde en agressieve grond.

Wat het meest opvalt aan Figuur 2.19 dat de combinaties van ROK zoetwater met afspoeling in zone A&C en die met EC3 voor sterk vervuild zoetwater dichtbij elkaar liggen en tot 25 jaar nagenoeg samenvallen. Verder is te zien dat alle combinaties binnen de bandbreedte van de gemeten gemiddelden liggen tot een blootstellingsduur van 60 jaar leeftijd zoals bepaald door de EAU.

Wat verder opvalt in Figuur 2.19 is dat de bovengrens van de gearceerde bandbreedte van de gemeten gemiddelden uit de EAU ongeveer een soortgelijk verloop kent als de combinatie van EC3 sterk vervuild zoetwater en agressieve grond, maar dat deze circa 15% hoger ligt. Wat verder opvalt dat de waarden voor combinatie van ROK voor zoetwater met afspoeling in zone A&C + agressieve grond, het hoogste zijn en op T = 60 jaar steiler verloopt dan de bovengrens van de waargenomen gemiddelden uit de EAU.



Figuur 2.19 Overzicht totale dikteafname van stalen damwanden in zoetwater op basis van combinaties van normen en richtlijnen uitgaande van Eurocode 3 waarden voor vervuilde en agressieve condities

Verder is in Figuur 2.19 te zien dat de combinaties met ROK voor zoetwater met afspoeling in zone B circa 20% boven die met EC3 voor sterk vervuult zoetwater liggen.

### 2.3 Invloed van walsafwijkingen op de uit diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid

De dikte van op dit moment geproduceerde damwanden moet binnen een door de norm [NEN-EN 10248-2] gegeven walstolerantie van 6% liggen. Dit betekent dat de begindikte van damwanden ten opzichte van de opgegeven (nominale) dikte een maximale afwijking van  $\pm 6\%$  kan hebben.

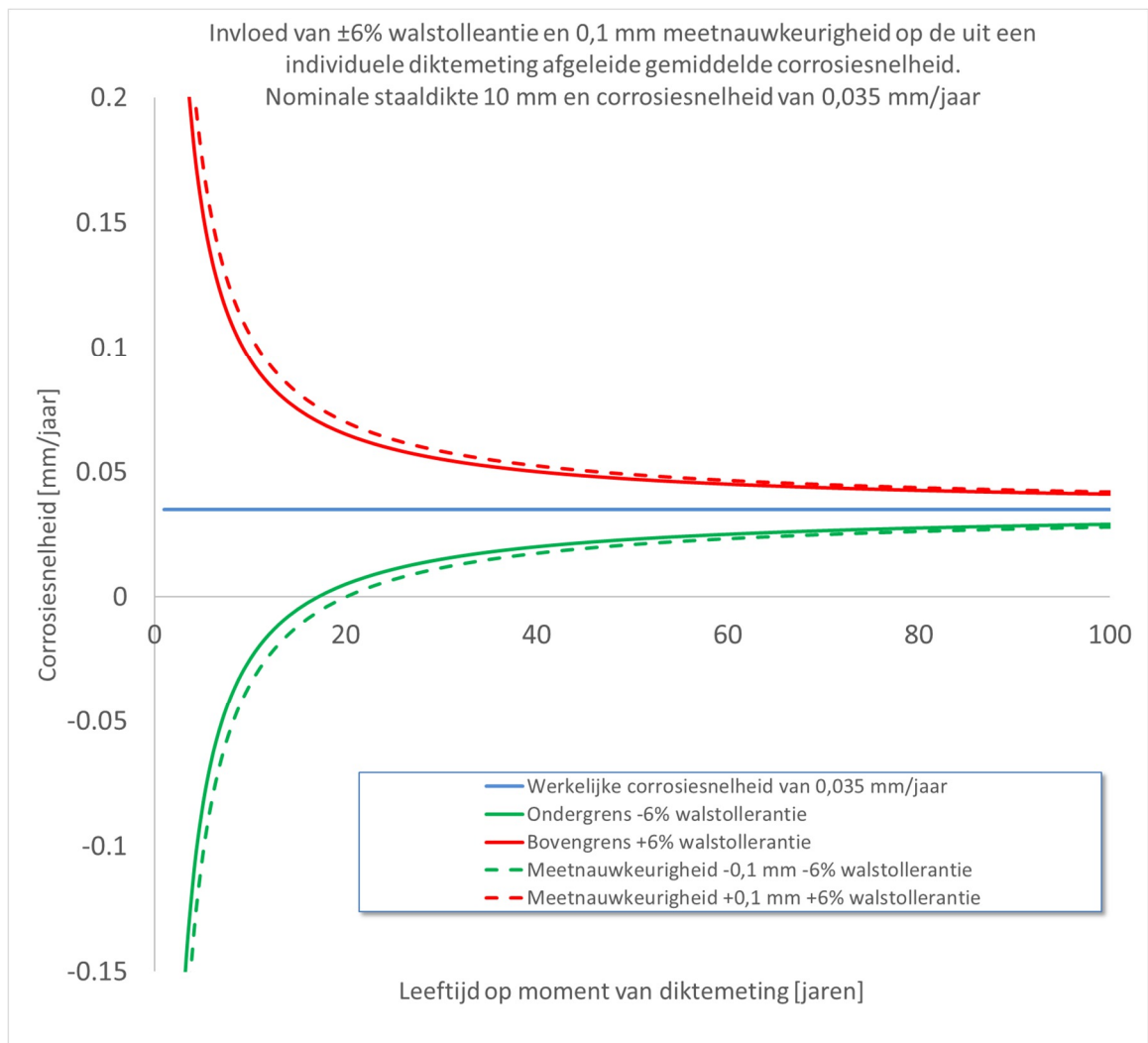
Walsafwijkingen hebben geen invloed op de diktemeting op een zeker tijdstip. Walsafwijkingen zijn wel van invloed op van deze diktemetingen afgeleide corrosiesnelheid wanneer deze worden bepaald over de periode vanaf installatie wanneer de actuele dikte niet is opgemeten ten tijde van installatie zoals in bijzondere situaties bij testplanken wordt gedaan.

Voor het afleiden van de gemiddelde snelheid in dikteafname over de periode sinds installatie is het gebruikelijk uit te gaan van de nominale waarde (uit de tabellenboekjes). In dat geval is de walsafwijking wel van invloed.

De onnauwkeurigheid die een eventuele walsafwijking veroorzaakt op de gemiddelde corrosiesnelheid (sinds de damwandinstallatie) die uit diktemetingen kan worden afgeleid, neemt af met de blootstellingsduur. De invloed is het grootst wanneer relatief kort na installatie wordt gemeten op relatief dunwandige damwandprofielen in een weinig corrosieve omgeving. Uitgaande van een walstolerantie van  $\pm 6\%$  en een meetnauwkeurigheid van  $\pm 0,1$  mm zijn in Figuur 2.20 de extremen van de invloed op de gemiddelde corrosiesnelheid vanaf installatie tot het uitvoeren van de diktemeting weergegeven voor een nominale dikte van 10 mm en een werkelijke corrosiesnelheid van 0,035 mm/jaar (de blauwe lijn in Figuur 2.20). De uitkomsten komen overeen met die van [Wall 2013]. Voor een dunnere nominale dikte is de invloed proportioneel met de dikte minder groot omdat de walstolerantie daarvan een percentage is.

De gepresenteerde waarden in Figuur 2.20 betreffen extremen voor het geval dat wordt gekeken naar één enkele meting op een damwandplank. Het gemiddelde bij grotere aantallen metingen en metingen op meerdere planken zal leiden tot een veel beperktere invloed want er zijn geen indicaties gevonden dat in het verleden damwandprofielen systematisch dikker of dunner werden gewalst. Dus hoe omvangrijker de steekproef en hoe ouder de damwand, hoe dichter de werkelijke gemiddelde corrosiesnelheid kan worden benaderd.

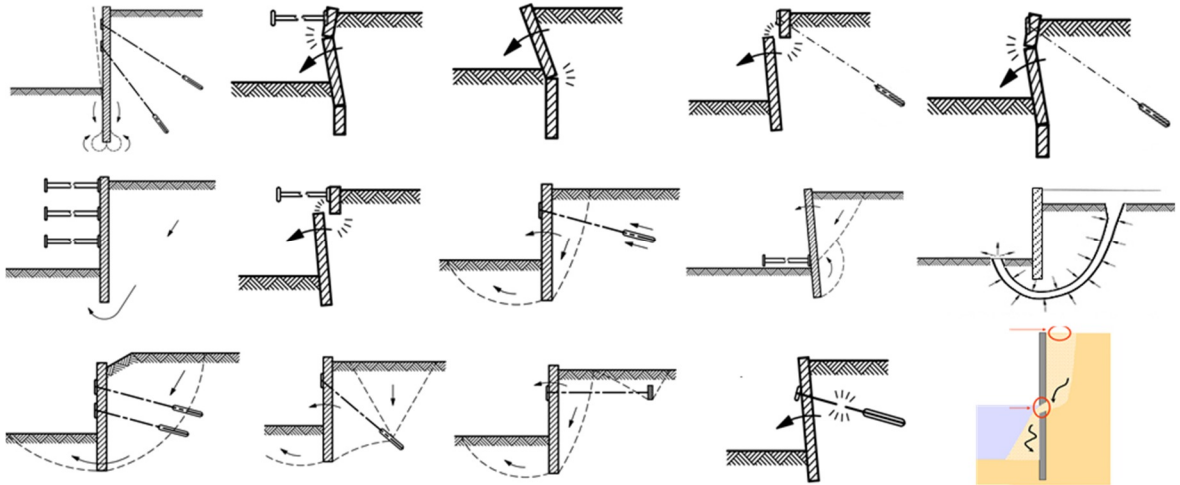




Figuur 2.20: Invloed van walstolerantie ( $\pm 6\%$ ) en meettolerantie ( $\pm 0,1$  mm) op maximale en minimale corrosiesnelheid berekend uit een enkele meting. De blauwe lijn geeft de veronderstelde werkelijke corrosiesnelheid, de andere lijnen geven de extremen van onder- of overschatting.

## 2.4 De invloed van corrosie op faalmechanismen van damwandconstructies

Meerdere mechanismen bestaan waarop damwandconstructies kunnen falen. Figuur 2.21 geeft hier een illustratie van.



Figuur 2.21 Faalmechanismen van een damwandconstructie

Bij een analyse van deze mechanismen komt naar voren dat aan damwandcorrosie gerelateerd falen optreedt wanneer:

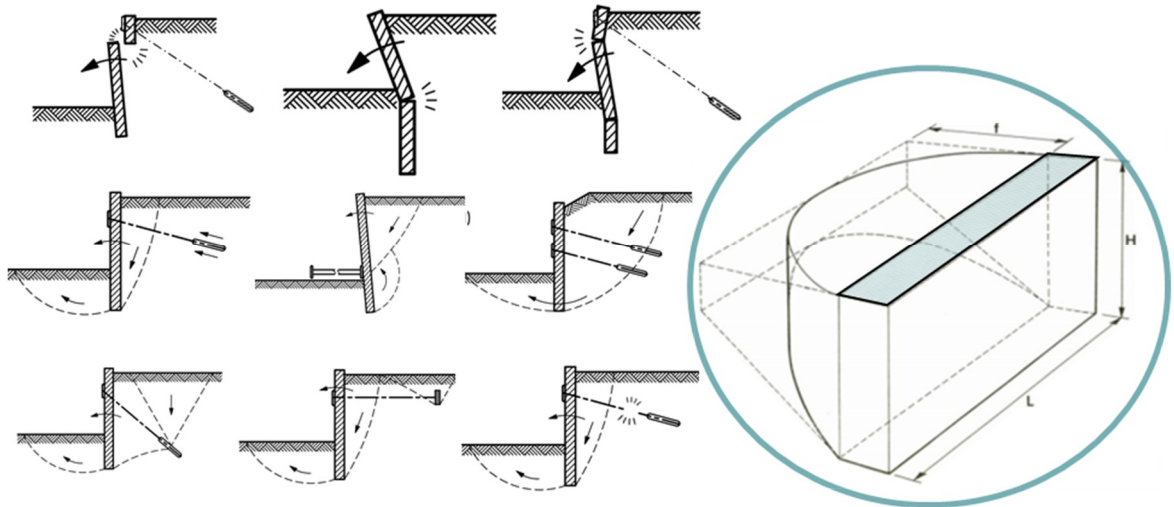
- 1 In een horizontaal vlak/diepte de sterkte en/of rotatiecapaciteit van de damwand over enige breedte wordt overschreden die niet door de herverdelingscapaciteit van de grond en/of constructieve ondersteuning zoals de verankering of stempeling kan worden overbrugd, zie Figuur 2.22.
- 2 De wand als gevolg van een gat niet meer grond dicht is en uitspoeling van de grond kan optreden, zie Figuur 2.23.

### *Sterkte in het horizontale vlak, mechanismelengte*

Het gemiddelde gedegradeerde weerstandsmoment in een horizontaal vlak over een mechanismelengte is voor alle door damwandcorrosie beïnvloedde faalmechanismen, behoudens uitspoeling, de maatgevende parameter, zie Figuur 2.22.

Als mechanismelengte dient enerzijds qua orde van grootte aan de kerende hoogte te worden gedacht =breedte van de mootgrond die bij falen afschuift, zie rechts in Figuur 2.22; dus bij een kerende hoogte van 3 m is dat circa 3 m. Anderzijds is bij een verankerde damwand ook de hart op hart afstand van de verankering van invloed op de mechanismelengte waarover kan worden herverdeeld; dus zonder herverdeling tussen verschillende ankers zou bij een hart op hart afstand van 3 m tussen de ankers ook aan een mechanismelengte van 3 m dient te worden gedacht. In werkelijk is het een en ander veel complexer en zal er ook via de gording nog herverdelingscapaciteit zijn over meerdere ankers en zal de afschuivende grondmoot breder zijn dan de kerende hoogte. In generieke zin kan worden gesteld dat in de praktijk de mechanismelengte betrekking heeft op meerdere aansluitende damwandplanken.

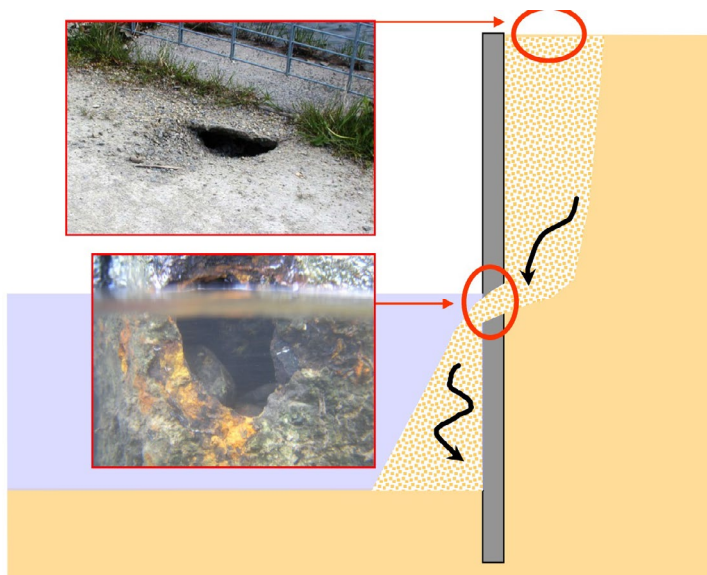
Geconcludeerd wordt dat niet de spreiding in lokale dikteafname ter plaatse van individuele metingen, maar de spreiding van het gemiddelde in een horizontaal vlak over meerdere aansluitende damwandplanken, de maatgevende parameter is bij beschouwing van faalmechanismen waar herverdelingscapaciteit een rol speelt.



Figuur 2.22 **Links:** Faalmechanismen van een damwand waar herverdelingscapaciteit een rol speelt. **Rechts:** schematische weergave van 3D faalmechanisme waarbij de gemiddelde damwandsterkte in een horizontaalvlak over een mechanismelengte  $L$  van belang is

### Grondichtheid

Voor het faalmechanisme uitspoeling wordt in de praktijk in zand 0,05 m mechanismelengte (afmeting van het gat in de damwand) in zandgrond en 0,1 m in cohesieve grond aangehouden [SBRCURnet 2017]. Het gevolg kan een beperkte verzakking direct achter wand zijn (zie Figuur 2.23) maar kan ook orden groter zijn (zie Figuur 2.24). Voor dit mechanisme is de maximale waarde van de corrosie relevant (gat/doorgeroest). De grootte van de gevolgen/schade is afhankelijk van de hoeveelheid grond die is weggespoeld.



Figuur 2.23 Uitspoeling [BAW 2017b]



*Figuur 2.24 Rotterdamse haven, gevolg van uitspoeling t.g.v. uit het slot gelopen damwand [van Weele]*

## 2.5 Resume van de literatuurstudie

Uit de literatuur blijkt al snel dat het elektrochemisch proces van corrosie, van bijzonder veel chemische, fysische maar ook biologische factoren (en hun onderlinge wisselwerking) afhangt. De wetenschappelijke onderzoeken zijn vooral laboratoriumonderzoeken geweest waar de invloed van één en soms enkele parameter(s) geïsoleerd is bekeken. Niet alleen in de literatuur wordt deze theoretische weg ingeslagen maar ook in DIN50929-3 is dat gedaan met een model dat gebaseerd is op 24 parameters met als resultaat een grove schatting van de gemiddelde corrosie die volgens DIN50929-3 best een factor 2 hoger of lager kan liggen.

Geconcludeerd wordt dat de theoretische weg niet effectief is in deze fase van het KpNK onderzoek. Vanuit een praktisch (geotechnisch en constructief) oogpunt is de hoofdvraag met welke snelheid corrosie optreedt en met welke onzekerheid rekening dient te worden gehouden bij het ontwerpen of beoordelen van een damwand constructie. Geconcludeerd wordt dat, om binnen afzienbare tijd tot concrete aanbevelingen te komen, als eerste inzage dient te worden verkregen naar het gecombineerde effect van al deze processen op de staaldikte in Nederland: wat is de bandbreedte, verloop in de tijd en wat lijkt de grootste invloedfactor? Hiervoor is minimaal een groot aantal metingen op damwanden van verschillende leeftijden en op verschillende locaties nodig.

In de literatuur, in richtlijnen en normen worden gewerkt met corrosiezones waar tussen de mate van corrosie verschilt. Het beschreven aantal zones, maar ook de grootte van de corrosie alsmede het verloop in de tijd verschillen sterk. Uit de literatuur blijkt dat:

- 1) De grootte van de gemiddelde corrosie van een zone kan verschillen tussen locaties.
- 2) Op een locatie varieert de corrosie.
- 3) Onderwater kunnen systematische verschillen tussen de lijf- voor- en achterflens optreden.
- 4) Behalve in afspoelcondities neemt de corrosiesnelheid af in de tijd.

Uit het onderzoek naar het effect van corrosie op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie volgt dat de grootte van de lokale corrosie (vastgesteld op één punt) alleen van belang is voor de grond dichtheid. Voor alle andere, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over de mechanismebreedte, van meerdere planken, relevant.

Samengevat is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie de belangrijkste parameter. De meest effectieve stap in deze fase van KpNK onderzoek is dan ook het verzamelen van recente diktemetingen en vervolgens deze metingen te analyseren. In hoofdstuk 3 wordt in opmaat daartoe een overzicht gegeven van de verzamelde informatie op het gebied van methoden voor de meting van de staaldikte en meetprotocollen. Voor het beoordelen van de bruikbaarheid van meetdata en het analyseren van de meetdata is inzicht in de wijze van meten van groot belang.

### 3 Corrosie, meetmethode -en protocol

In dit hoofdstuk wordt besproken op welke wijze corrosie kan worden gemeten. De meest gebruikte meetmethode (ultrasoon) wordt eerst behandeld.

Om tot een eenduidige wijze van corrosie metingen te komen wordt de wijze van meten vastgelegd in protocollen. Er zijn diverse meetprotocollen, de meest relevante worden in dit hoofdstuk behandeld.

#### 3.1 Corrosie meetmethode

##### 3.1.1 Opzet ultrasone diktemeting

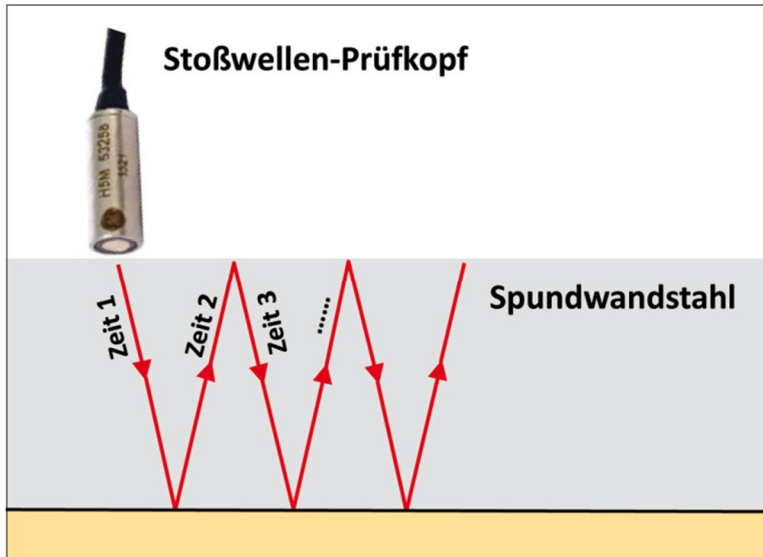
De Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Duitsland doet al vele tientallen jaren uitgebreid onderzoek naar corrosie van damwanden. In de tachtiger jaren van de vorige eeuw was geen geschikt meetinstrument voorhanden om bij de specifieke condities bij damwanden altijd betrouwbaar diktemetingen uit te voeren met een benodigde nauwkeurigheid van minder dan 0,1 mm. De BAW heeft daarom zelf een meetinstrument ontwikkeld, gebaseerd op ultrasone diktemeting, zie Figuur 3.1 waarbij in de meetkop zowel de zender van als de ontvanger van het ultrasone signaal zit..

Bij de metingen zijn de volgende aandachtspunten van belang:

- Voor de toegepaste ultrasone meetmethode met een enkele puls, zie Figuur 3.1, is het nodig dat op het blanke staal wordt gemeten, dus de damwand dient tot het staal te worden gereinigd.
- Voor het benodigde aantal metingen dient een gehele strook volledig blank te worden gemaakt, zie Figuur 3.2.

Het ultrasone meetinstrument moet iedere keer op dezelfde afstand ten opzichte van het gecorrodeerde oppervlak worden gepositioneerd. Dit wordt gerealiseerd door een magneetbevestiging, zie Figuur 3.2 en Figuur 3.3.


Een goed contact tussen het meetinstrument en het staal dient aanwezig te zijn. De ultrasone signalen kunnen dan ongestoord het staal bereiken om voor een nauwkeurige meting te zorgen. Voor de metingen boven water is daarom een watertoevoer aanwezig, zie Figuur 3.2 en Figuur 3.3.



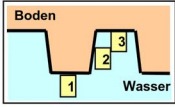
Figuur 3.1 Voorbeeld van een ultrasone sensor met een enkelvoudig kristal [BAW 2017a]


- **sorgfältige Planung und Vorbereitung:**  
 Stationen entlang der Wand  
 Messquerschnitte über die Wandhöhe  
 Reinigen und Messen mit Taucherhilfe

gereinigter  
**Messquerschnitt**



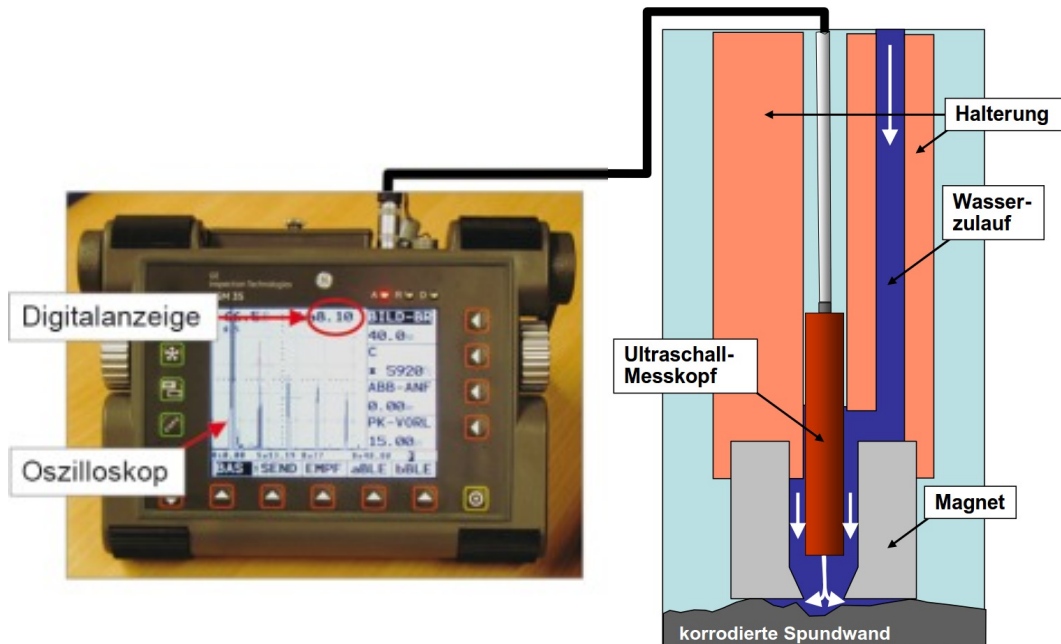
je **Messquerschnitt**  
ca. 4 - 6 Einzelmessungen  
an Berg, Flanke und Tal







Figuur 3.2 **Boven:** tot op blank staal gereinigde damwanden. **Onder:** magnetisch bevestigde ultrasone meetapparatuur van BAW met enkelvoudig kristal en watervoorziening [BAW 2005]



Figuur 3.3 Ultrasonische Meetinstrument van BAW met enkelvoudig kristal [BAW 2010]

### 3.1.2 Betrouwbaarheid ultrasonische technieken

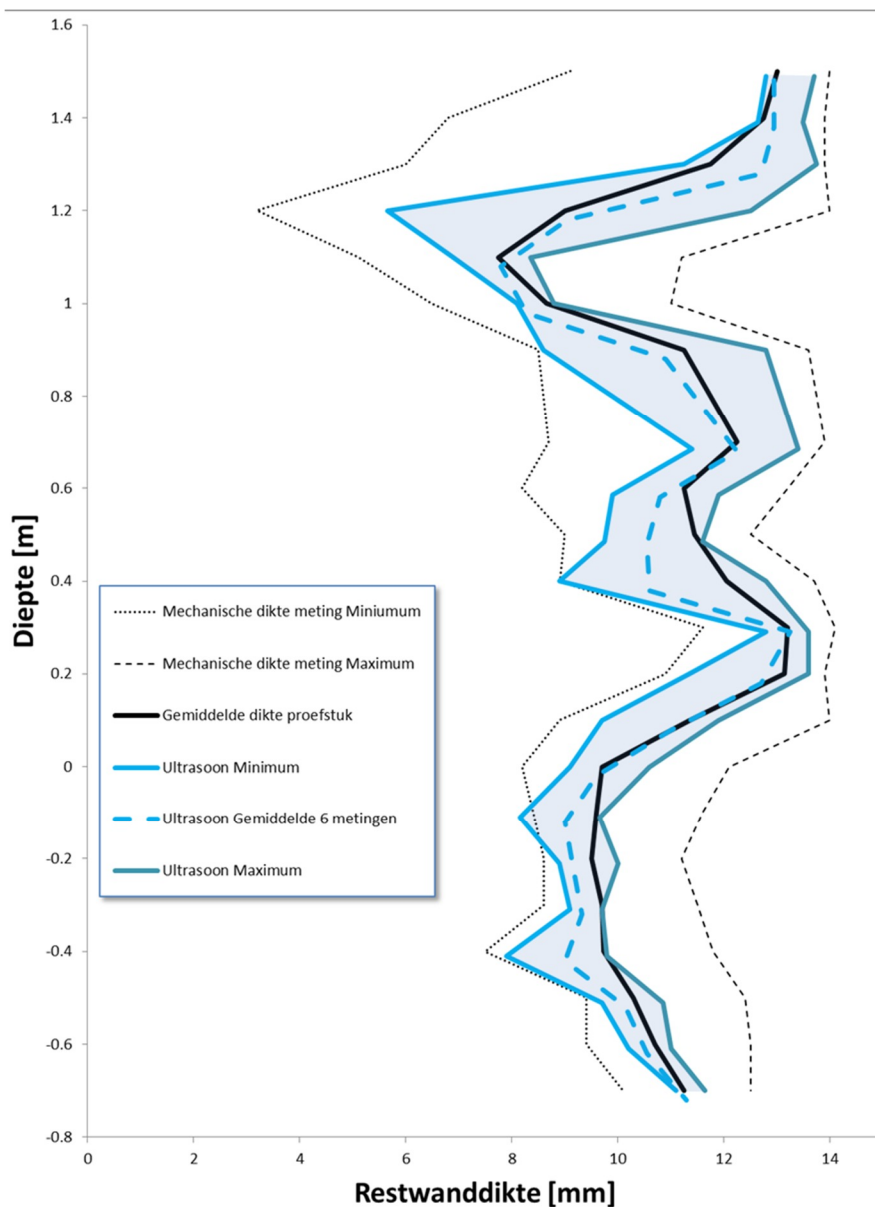
In [BAW 1997] zijn de resultaten van onderzoek naar de betrouwbaarheid van ultrasonische meettechnieken gepubliceerd. De ultrasonische meting geeft een waarde die 0,08 mm lager is dan de werkelijke dikte van de proefstukken.

Vervolgens is onderzocht in hoeverre onder werkelijke condities de ultrasonische meting een betrouwbare meting gaf van de actuele dikte van een gecorrodeerde damwand. Uit een 28 jaar oude damwand zijn proefstukken gezaagd en per proefstuk zijn onder water zes ultrasonische metingen uitgevoerd. In Figuur 3.4 zijn in blauw het gemiddelde alsmede de minimale en de maximale met ultrasonische metingen bepaalde dikten van ieder proefstuk uitgezet. Daarnaast is van ieder proefstuk in een raster van 100 meetpunten met een mechanische diktemeter de dikte bepaald waarvan de minimale en maximale en gemiddelde waarden per proefstuk met zwarte lijnen in Figuur 3.4. zijn weergegeven.

In [BAW 1997] wordt geconcludeerd dat het gemiddelde van de (steekproef met) ultrasonische metingen in de regel ruim minder dan 0,5 mm afweek van het "werkelijke" met de mechanische diktemeter bepaalde gemiddelde van de proefstukken. In [BAW 1997] wordt tevens geconcludeerd dat de methode voor het vinden van de minimale restdikte op locaties met meest intensieve corrosie ongeschikt was. Dit komt zowel door:

- De vorm van de corrosieput waardoor onderin de put significant minder goed/sterke reflecties worden gemeten dan ter plaatse van de vlakke gedeelten rondom een corrosie put.
- Ten opzichte van het totale aantal metingen zijn er relatief een klein aantal metingen in een corrosieput. In feite zijn het twee populaties: de gebieden rondom de corrosieputten en de gebieden in de corrosieputten. Een bijkomend nadeel van de statistiek is dat er voor het verkrijgen van eenzelfde betrouwbaarheidsniveau de benodigde steekproefgrootte voor de bepaling van het gemiddelde fors kleiner is dan die voor de bepaling van de extreme waarden.





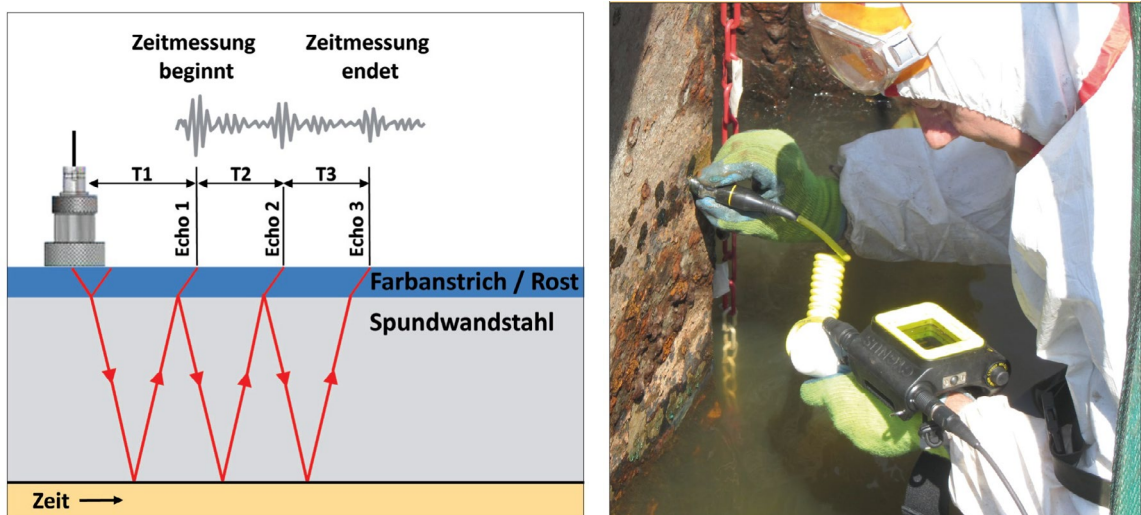
Figuur 3.4 Vergelijking restdiktemetingen met verschillende meetmethode naar [BAW 1997]

### 3.1.3 Alternatieve meetmethoden

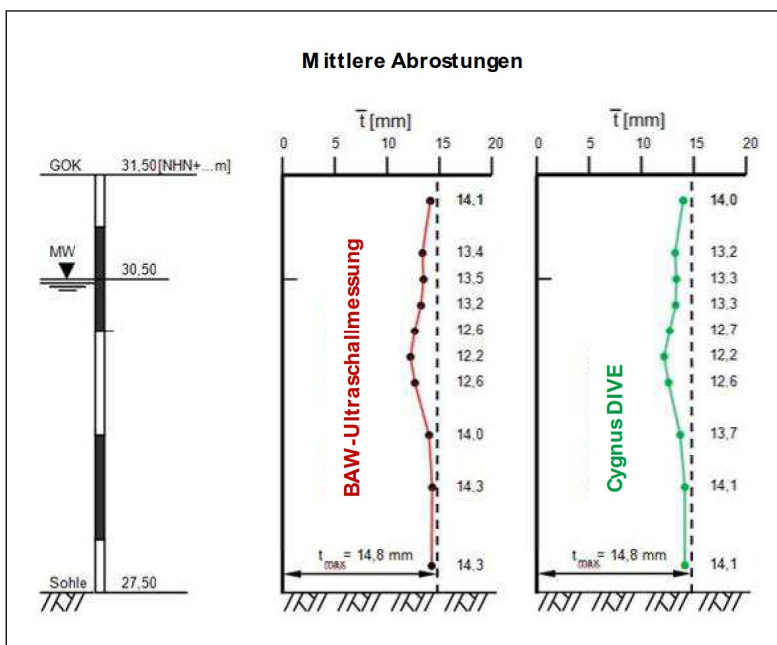
In de periode van 2001 tot en met 2015 heeft de BAW-onderzoek gedaan naar corrosie. Voor dit onderzoek was het nodig de ultrasone meetmethode verder te optimaliseren en om alternatieve meetmethoden te testen. BAW [BAW 2017a] heeft vervolgens in samenwerking met de respectievelijke fabrikanten en distributeurs van meetinstrumenten alternatieve methoden voor damwanddiktemeting onderzocht en geëvalueerd. Ze heeft dat gedaan door een vergelijkend onderzoek uit te voeren in het laboratorium en in damwandconstructies in het veld. Centraal bij het onderzoek heeft de praktische geschiktheid en de meetnauwkeurigheid gestaan.

Het onderzoek heeft aangetoond dat de procedure "Incotest", waarbij stalen wanddikten bepaald worden door pulserende wervelstroom ongeschikt is voor de toepassing bij een damwand. Verder volgde uit dit onderzoek dat de multi-echo ultrasone meetmethode (met een groep van drie echo's) de beste resultaten gaf. Deze methode zorgde voor nauwkeurige,

reproduceerbare metingen, zowel ten aanzien van de gemiddelde dikteafname door corrosie als voor de maximale dikteafname. Een groot voordeel van deze meetmethode is dat het oppervlak niet tot op het blanke staal hoeft te worden gereinigd. Een bijkomend voordeel is dat de beschermende laag, bestaande uit corrosie residu, niet wordt verwijderd en dus niet zal leiden tot een versterkte corrosie ter plaatse van de schoongemaakte delen. De corrosie op het blanke staal dat is schoongemaakt, is zelfs hoger dan bij een normaal stuk blank staal omdat deze schoongemaakte locaties vanwege het potentiaalverschil gaan werken als anodes voor de rest van de constructie. Dat betekent dat latere inspecties op dergelijke schoongemaakte locaties niet representatief meer zijn en dienen te worden vermeden.



Figuur 3.5 Meervoudige echo ultrasone techniek met twee kristallen [BAW 2017a]



Figuur 3.6 Resultaat van vergelijkingsmeting wanddiktemeting 2014 te Tangermünde, Liegestelle Elbe [BAW 2014]

## 3.2 Meetprotocollen

### 3.2.1 Inleiding

Verschillende meetprotocollen zijn in het verleden opgesteld. In deze paragraaf komen achtereenvolgens de volgende protocollen aan bod:

- Rijkswaterstaat (1989).
- Handboek Inspectie Staal (2017).
- BAW (2017).
- Havenbedrijf Rotterdam (2017).
- ArcelorMittal (2018).

### 3.2.2 Rijkswaterstaat (1989)

In 1989 is door Rijkswaterstaat een procedure voor het beoordelen van de restlevensduur van damwandconstructies opgesteld [RWS 1989]. In deze procedure wordt een stapsgewijze aanpak beschreven. De stapsgewijze aanpak is verder onderverdeeld in 25 kleinere stappen. De vijf hoofdstappen zijn:

1. De diktemeting.
2. het verwerken van de meting tot rekenwaarden.
3. het doorrekenen.
4. het beoordelen.
5. het bepalen van de onderhoudsstrategie.

De meetprocedure van Rijkswaterstaat is logisch opgebouwd en in detail beschreven. Per sectie wordt aanbevolen om in minimaal vijf raaien te meten. In de twee zones waar de meeste corrosie wordt gemeten, wordt een afstand van maximaal 0,25 m in de verticale richting tussen de meetniveaus van de meetpunten aangehouden en in de andere zones 0,5 m. Per meetniveau wordt aangegeven dat er minimaal ter plaatse van de flensen dient te worden gemeten en indien dwarskracht maatgevend is ook ter plaatse van de lijven. Ter hoogte van de maximale corrosie wordt op tien planken, gelijkmatig verdeeld over de sectie, de dikte gemeten van bijvoorbeeld de voorflens om een indruk te krijgen van de spreiding en een eventueel verloop. Deze meetprocedure uit 1989 mag geen meetprotocol heten want voor damwandmetingen laat RWS de aanpak volledig over aan de markt.

### 3.2.3 Handboek Inspectie Staal (2017)

In 2017 is het "Handboek Inspectie Staal" [SBRCURnet 2017] conform CUR-aanbeveling 117 [CUR 2015] verschenen. Hierin wordt gedetailleerd voor verschillende typen stalen kunstwerken mogelijk voorkomende corrosievormen en meetmethoden beschreven. In de [SBRCURnet 2017] wordt aangegeven:

*"Om een goed oordeel te kunnen vormen van de optredende corrosie van stalen damwanden, en daarmee de staat van de constructie, moeten voldoende metingen uitgevoerd worden om deze statistisch te kunnen bewerken. Hiertoe wordt de kadeconstructie opgesplitst in een aantal vooraf bepaalde meetraaien (verspreid over de lengte van de kade) en standaardmeetniveaus (over de hoogte van de kade). De meetraaien worden zo gekozen deze zich naast een, voor de inspecteur herkenbaar, object bevinden (zoals bolders, meerpalen, trappen of haalkommen).*

Door deze werkwijze ontstaat een raster/matrix over de voorzijde van de damwand. De snijpunten van de verticale raailijnen en de horizontale niveaulijnen vormen de meetpunten waarop de metingen worden uitgevoerd.

Voor iedere kadeconfiguratie zal vooraf een inschatting gemaakt moeten worden van het aantal te kiezen raaien en meetniveaus. In de praktijk blijkt het mogelijk om representatieve uitkomsten te verkrijgen bij raaiafstanden van circa 25 meter (vaklengte tussen twee meetraaien) en verticale afstanden in de diepte van 2,0 à 2,5 meter.”

In Figuur 3.7 wordt een voorbeeldtabel gegeven [SBRCURnet 2017] voor de rapportage van de meetwaarden verkregen met de ultrasone metingen.

Raai	Zone	Meetpunt	Meting 1	Meting 2	Meting 3	Meting 4	Meting 5	Meting 6	Meting 7	Meting 8	Meting 9	Mediaan	Min	Max	Oorspronk dikte	Afname	Afname	
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	
Raai 1	Bodem	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	LW -1m	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	Getijzone	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	Spatzone	Buik																
		Lijf																
		Kas																
	Droge zone	Buik																
		Lijf																
		Kas																

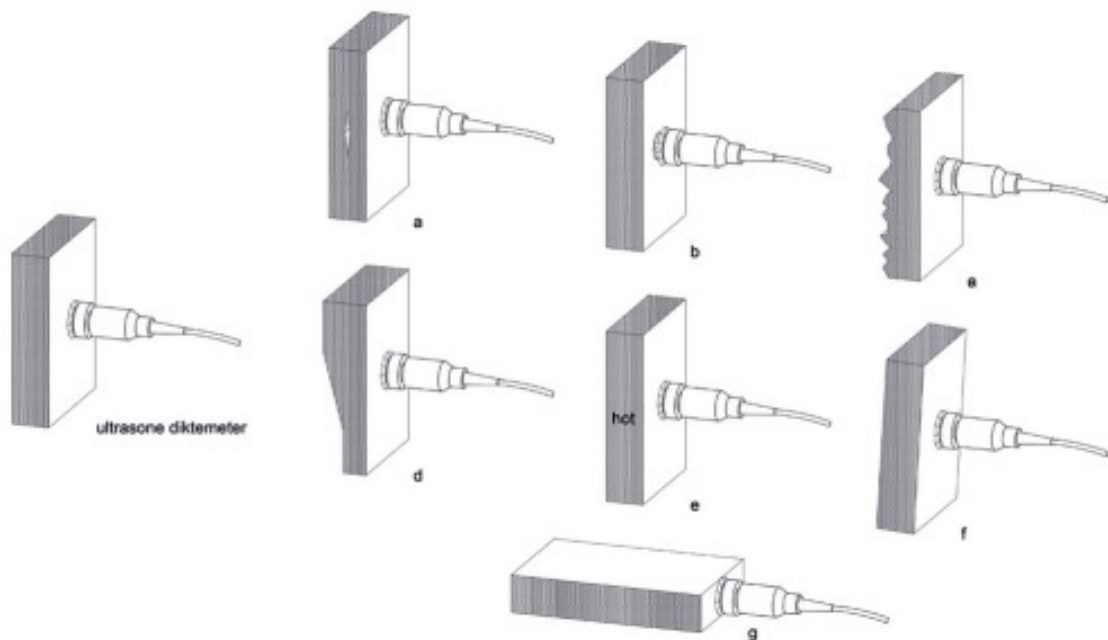
Figuur 3.7 Voorbeeldtabel rapportage meetwaarden [CURSBRnet 2017]

Ten aanzien van de Ultrasone meettechniek stelt [SBRCURnet 2017] verder de volgende vijf aandachtspunten:

- A. “Zorg voor een afdoende gereinigd oppervlak van het te meten object”.
- B. Bij metingen onder droge omstandigheden is het van belang dat een film (ca. 1 mm) geleidingsmiddel (koppelmiddel/gel) tussen de taster en het te meten object aanwezig is.
- C. Het kan voorkomen dat een ander profiel/andere wanddikte toegepast is dan gespecificeerd in de oorspronkelijke berekeningen of tekeningen. Een eerste (visuele) analyse van de meetresultaten moet dit bevestigen. Als uit de meetresultaten blijkt dat er gemeten wanddiktes zijn die dikker zijn dan oorspronkelijk gespecificeerd, dan kan de maximale gemeten wanddikte worden aangehouden als nuldikte. Om een beeld te krijgen van de oorspronkelijke dikte van de in te meten damwandplank is het raadzaam een aantal referentiemetingen uit te voeren op een locatie waar het aannemelijk is dat de damwand minimaal is afgenomen. Probeer altijd op basis van kenmerkende profielmaten en geometrie het oorspronkelijke profiel met bijbehorende dikte vast te stellen.
- D. Bij een ruw oppervlak, bijvoorbeeld als gevolg van putvormige of microbiologisch geïnduceerde corrosie van meer dan 1 mm diepte, is het niet altijd even gemakkelijk de wanddiktemetingen uit te voeren. Om die reden is het belangrijk waakzaam te zijn. De (duik)inspecteur is snel geneigd een beter deel van de damwand op te zoeken om meetwaarden te verkrijgen. Diktemetingen uitgevoerd op een beter deel van de damwandplank geven een te positief beeld van de plankdikte. Dit is een onwenselijke situatie. Het is dan ook aan te raden uit damwandconstructies met forse/slecht meetbare putvormige corrosie de slechtste delen te halen door het uitbranden van coupons. Vuistregel hiervoor is: minder dan 50% meetbaar geeft een te goed beeld van de damwand.

E. Meetfouten of niet betrouwbare meetresultaten (geen of verkeerde aflezing) zijn mogelijk door onderstaande punten. Zie ook Figuur 3.8.

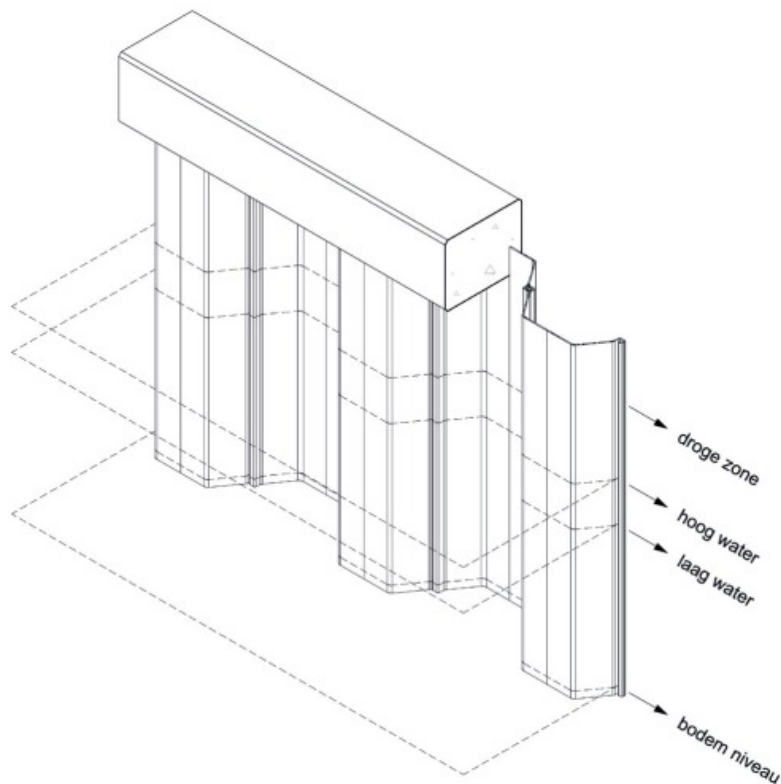
- Reflectie op een dubbeling of insluiting (a).
- Afhankelijk van de vorm en D/t ratio de reflectie op een corrosieput (b).
- Geen reflectie door een te ruwe voor- of achterkant, bijvoorbeeld veroorzaakt door ernstige corrosie (c).
- Voor- en achterzijde van het te meten object zijn niet evenwijdig, dit resulteert in onvoldoende reflectie (d).
- Een te meten object dat te heet is geeft een verkeerde aflezing. De reflectie in het materiaal wordt hoger en de gemeten waarde daardoor lager (e).
- Slecht contact tussen de taster en het materiaaloppervlak, bijvoorbeeld door de taster scheef te houden of onvoldoende geleidingsmiddel (f).
- Reflectie op de zijkanten van een te smal object (g).



Figuur 3.8 Mogelijke oorzaken meetfouten [CURSBRnet 2017]

Om een statistisch voldoende onderbouwd beeld te krijgen van de materiaaldikte is een logische zone indeling gecombineerd met een voldoende aantal metingen. Voorbeelden van zone-indelingen voor damwanden, buispalen etc. zijn:

1. Bodem-Laagwaterlijn-Getijdzone-Spatzone-Droge zone.
2. Noord-Oost-Zuid-West.
3. Onder grondwater-Capillaire zone-Grond/luchtlijn Droge zone.



Figuur 3.9 Voorbeeld niveau lijnen [CURSBRnet 2017]

Daar waar de -voorafgaand aan de inspectie vast te stellen- zones en meetraaien kruisen bevinden zich de meetpunten. Op de meetpunten worden meerdere metingen uitgevoerd. Het exacte meetpunt dient aselekt te worden bepaald. Als dit niet meetbaar is (vanwege een onvoldoende vlak oppervlak) dan moet dat genoteerd worden. Het aantal metingen is minimaal 9 per meetpunt. Dit getal is gebaseerd op de diversiteit die men tijdens metingen kan tegenkomen. Is de spreiding van de getallen  $\pm 15\%$  van de mediaan, dan moet het aantal de metingen worden uitgebreid tot 25 per meetpunt. De meetresultaten dienen te worden vastgelegd in tabellen. In de rapportage dienen overzichtstabellen per meetpunt te worden opgenomen. Hierin staan naast de mediaan, de laagste en hoogste meetwaarde, de initiële dikte, de berekende afname in mm en procenten, de 5% en de 95% betrouwbaarheidswaardes en een overzicht van de meetpunten met x en y component (meetraaien/zones).



Figuur 3.10 Een meetmal voor negen ultrasonische metingen [CURSBRnet 2017]

#### Gemiddelde waarde

Om te komen tot één algemeen gemiddelde waarde van de staaldikte bij damwanden moeten bij verschillende ‘meetpopulaties’ uit bijvoorbeeld kas, lijf en buik van een damwand worden gebruikt:

$$n = \sum_{i=1}^k n_i$$

$$m = \sum_{i=1}^k \frac{n_i \cdot m_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\left( \left( \sum_{i=1}^k \frac{2(n_i - 1) \cdot s_i}{(n - 1)} + \sum_{i=1}^k \frac{2n_i (m_i - m)}{(n - 1)} \right) \right)}$$

Waarin:

$n_i$  = de omvang van meetpopulatie  $i$  (bijvoorbeeld kas, lijf, buik)

$m_i$  = het gemiddelde van meetpopulatie  $i$

$s_i$  = de standaardafwijking van meetpopulatie  $i$

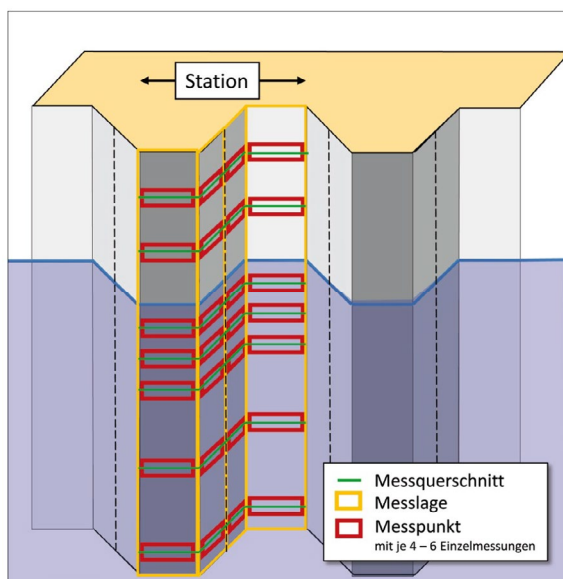
De gemiddelde staalafname per jaar wordt bepaald door het verschil tussen de originele wanddikte en de berekende gemiddelde (gecorrigeerde) wanddikte te delen door de leeftijd van de constructie ( $\mu x$  / leeftijd). In de praktijk is gebleken dat ook bij de geformuleerde meetmethodiek sprake kan zijn van een systematische fout. Deze wordt veroorzaakt doordat de taster waarmee de meting wordt uitgevoerd niet in staat is een meting ter plaatse van “pitting” te doen. De inspecteur zal dan geneigd zijn de taster te verplaatsen tot deze weer een waarde registreert en aldus tot te optimistische waarden komen. Een dergelijk beeld dient benoemd te worden in de rapportage.” Einde quote

### 3.2.4 BAW (2017)

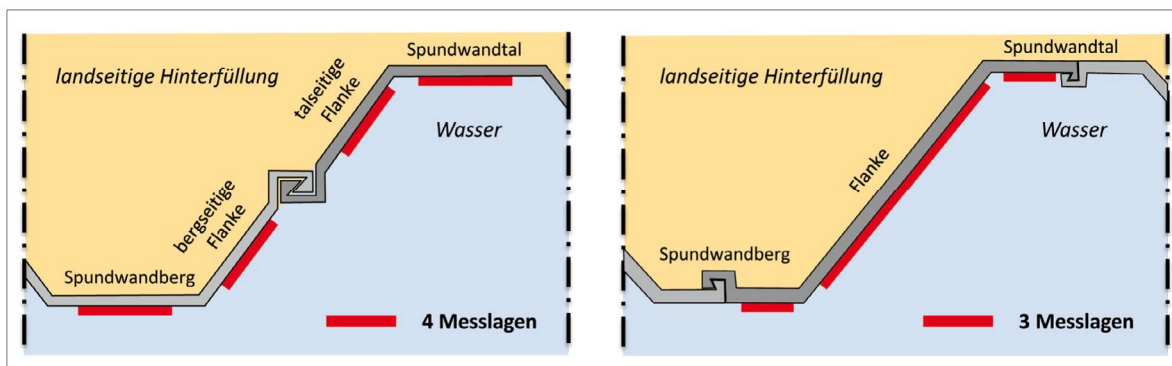
Sinds 2014 werkt het BAW met een multi-puls systeem waardoor damwand niet meer tot op het blanke staal hoeft te worden gereinigd. Het corrosieresidu mag blijven zitten; alleen de aangroei dient te worden verwijderd.

In 2002 en 2003 is een analyse van de BAW-Database WaDiMe (WandDickenMessung) uitgevoerd in samenwerking met het bedrijf Statsoft Europe GmbH, Hamburg [BAW 2017b]. Op basis van de resultaten van restwanddiktemetingen op circa 300 constructies is de meetpraktijk van de BAW geoptimaliseerd. Het onderzoek leidde tot de volgende aanbeveling.

Bij iedere damwandsectie moet een damwand om de 50 tot 100 meter worden gemeten, gelijkmatig over de sectie verdeeld, maar op zijn minst drie planken (in geval van een damwand van minder dan 50 m: ten minste twee planken). Op elke locatie moeten de meetdwarsdoorsneden worden verdeeld volgens Tabel 3.1. De positie en het aantal meetposities zijn gebaseerd op de geometrie van het damwandprofiel. Figuur 3.12 toont een voorbeeld van typische meetposities voor een U- en een Z-profiel. In Figuur 3.11 is een voorbeeld weergegeven van een meetraai met een Z-profiel. Per meetpunt moeten ongeveer vier tot zes afzonderlijke wanddikten worden bepaald. In Tabel 3.1 [BAW 2017b] staat verder het minimale aantal van 100 meetpunten vermeld.



Figuur 3.11 Locatie, doorsnedes, meetposities meetdiepten en meetpunten [BAW 2017b]



Figuur 3.12 Meetpunten langs doorsnede (links: U-profiel; rechts: Z-profiel) [BAW 2017b]



Höhenbereich	Anzahl Messquerschnitte	Bemerkung
oberhalb MW bzw. MThw oder OW	≥ 2	Mindestmesshöhe 1 m
zwischen MThw und MTnw bzw. OW und UW	2 - 4	nur in Tidegewässern und Schleusen: • Anzahl abhängig von der Höhe • gleichmäßig verteilt
unterhalb von MW bzw. MTnw oder UW	≥ 4	• Anzahl abhängig von der Höhe • Mindestmesshöhe 2 m • obere 4 m: Messabstand 0,5 - 1,0 m • unterhalb 4 m: Messabstand 1,0 - 2,0 m
Hinweise		
<ul style="list-style-type: none"> <li>insgesamt mindestens 100 Einzelwerte pro Bauwerk und Höhenbereich</li> <li>Geringere Messquerschnittsabstände (&lt; 0,5 m) können zur Festlegung der Korrosionszonen zwar hilfreich sein; diese zusätzlichen Daten sind jedoch bzgl. der Mindestanzahl der Einzelmesswerte <u>nicht</u> zu berücksichtigen.</li> <li>Abstand von den maßgeblichen Wasserständen: ≥ 0,2 m; im Stillwasser ≥ 0,1 m.</li> </ul>		

Tabel 3.1 Door BAW aanbevolen aantal en verdeling meetdoorsnede per locatie [BAW 2017b]

Door de BAW wordt de diktemetingen op een standaardformulier geregistreerd, zie Figuur 3.13. In dit standaardformulier worden gestandaardiseerde codes gebruikt voor het type aanduiding van de damwand en de meetpositie, zie Figuur 3.14 voor deze codes.

**Wanddickenmessung**  
- Stationsprotokoll -

**Auftragsnr.:** A395    **Auftraggeber:** WSA    **Bearbeiter:** Kuister

**Ort:** Berlin    **Gewässer:** Spree    **km** 1,23    **Datum:**

**Bauwerk:** Brunnwand    **Bauwerkstyp:** Spundwand    **Baujahr:** 1938    **Alter:** 74 J

**Stationsname:**  
O1B4 N112    **Lage der Messstation:** S. Lappelan

**Gauß-Krüger Rechtswert:**    **Hochwert:**

**MW / MThw / OW:** NHN +37,40 m    **MTnw / UW:** NHN - m

**GOK:** NHN +38,40 m    **Sohlentiefe:** 4,40 m unter GOK

**Stahlprofil:** Hoesl III    **Profiltyp:** ZR    **Widerstandsmoment:** 1600 cm<sup>2</sup>/Md m

**Skizze Profiltyp mit Bezeichnung der Messlagen**

**Messlage Bezeichnung**    **Messlage Nr.**    **Ausgangswanddicke in mm**

BR    1    12,0

RFH    2    9,5

RTL    3    12,0

**Taufirma:** Auktandw, Bauhof

**Reinigungswerkzeuge:**

**Messgerät:** U54 35x    **Messkopf:** HSK A5

**Bemerkungen:**

**Wanddickenmessung**  
- Messwerte -

**Station:**    **Datum:**    **Seite:** \_ von \_

Höhe ab GOK	Messkette Ird. Nr.	Messlage Nr.	Wanddicke in mm						Muldentiefe in mm			Datenqualität (gut/schlecht)	Bemerkung / Anzahl und Größe Löcher
			1	2	3	4	5	6	1	2	3		

Figuur 3.13 Meetformulieren [BAW 2017b]

Profiel-typ	Profiel-bezuidening	Schemazuidening und Bezeichnung der Messlagen
ZR	Z-Profil Spuidwand (rechtwinklig)	
ZG	Z-Profil Spuidwand (gestreckt)	
UR	U-Profil Spuidwand (rechtwinklig)	
UG	U-Profil Spuidwand (gestreckt)	
EI	Gemischte Spuidwand, (Einfachtrager, Fulbohle innen)	
EA	Gemischte Spuidwand, (Einfachtrager, Fulbohle außen)	
DI	Gemischte Spuidwand, (Doppeltrager, Fulbohle innen)	
DA	Gemischte Spuidwand, (Doppeltrager, Fulbohle außen)	

LTL/LTR: Linkes Tal links/mittig/rechts; RTL/RTM/RTR: Rechtes Tal links/mittig/rechts;  
LFT/LFM/LFB: Linke Flanke talseitig/mittig/bergsseitig; RFT/RFM/RFB: Rechte Flanke talseitig/mittig/bergsseitig;  
BL/BM/BR: Berg links/mittig/rechts

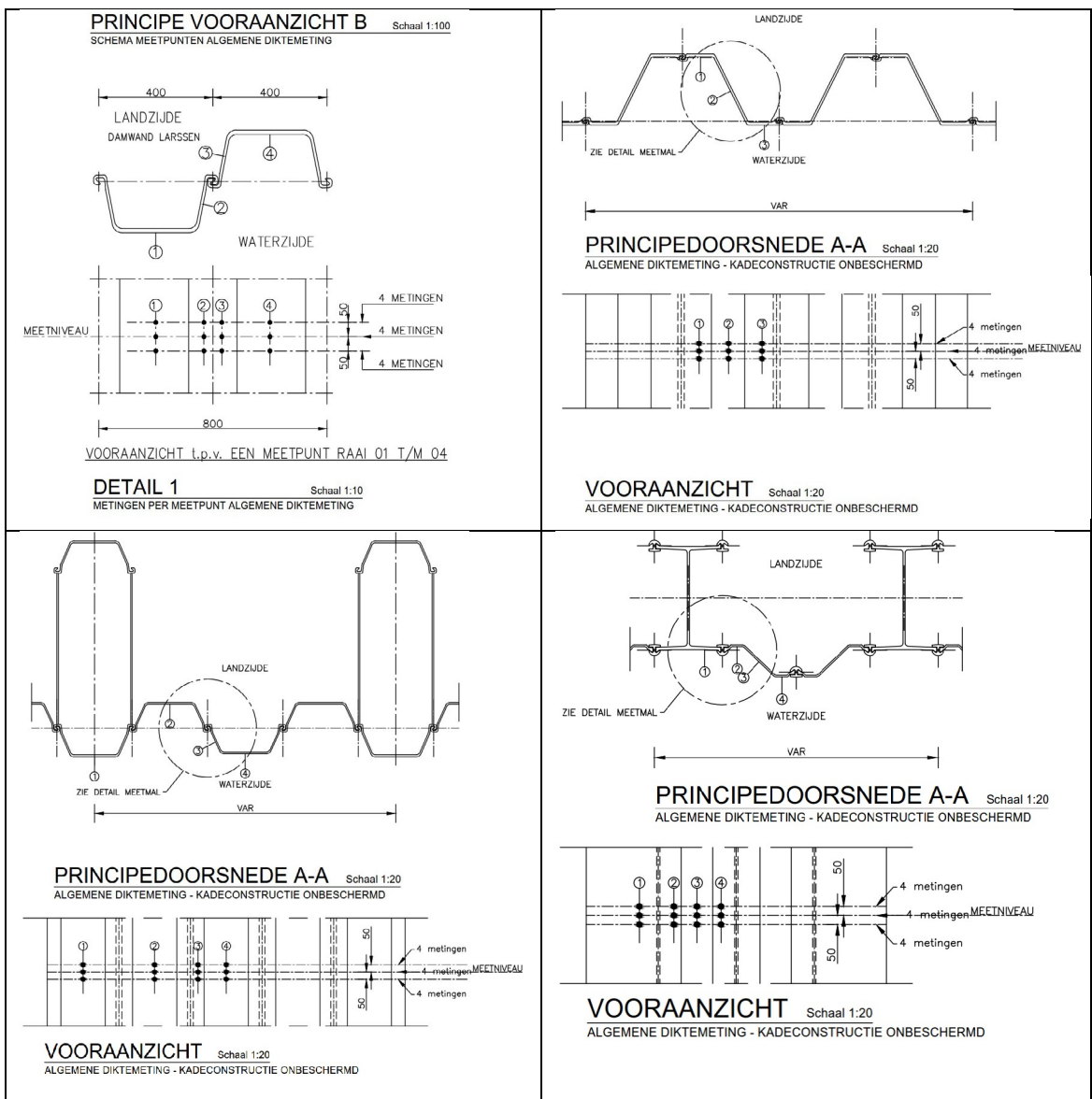
LPL/LPR: Linker Pfahl links/rechts; RPL/RPR: Rechter Pfahl links/rechts;  
LB/RB: Linker/Rechter Berg; LT/RT: Linkes/Rechtes Tal;  
LFM/RFM: Linke/Rechte Flanke mittig; Rechte Flanke talseitig/mittig/bergsseitig;  
LPL/LPnR: Linker Pfahl n, links/rechts; RPL/RPnR: Rechter Pfahl n, links/rechts

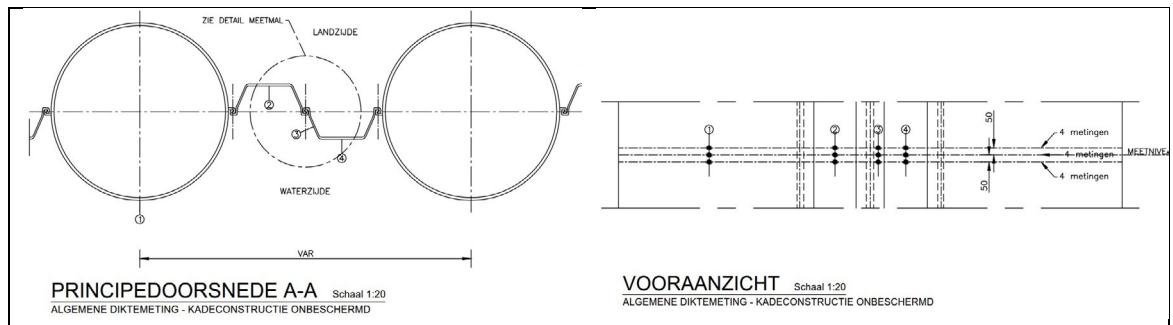
Figuur 3.14 Codering damwandtype en meetlocatie meetpunt [BAW 2017b]

## 3.2.5 Havenbedrijf Rotterdam (2017)

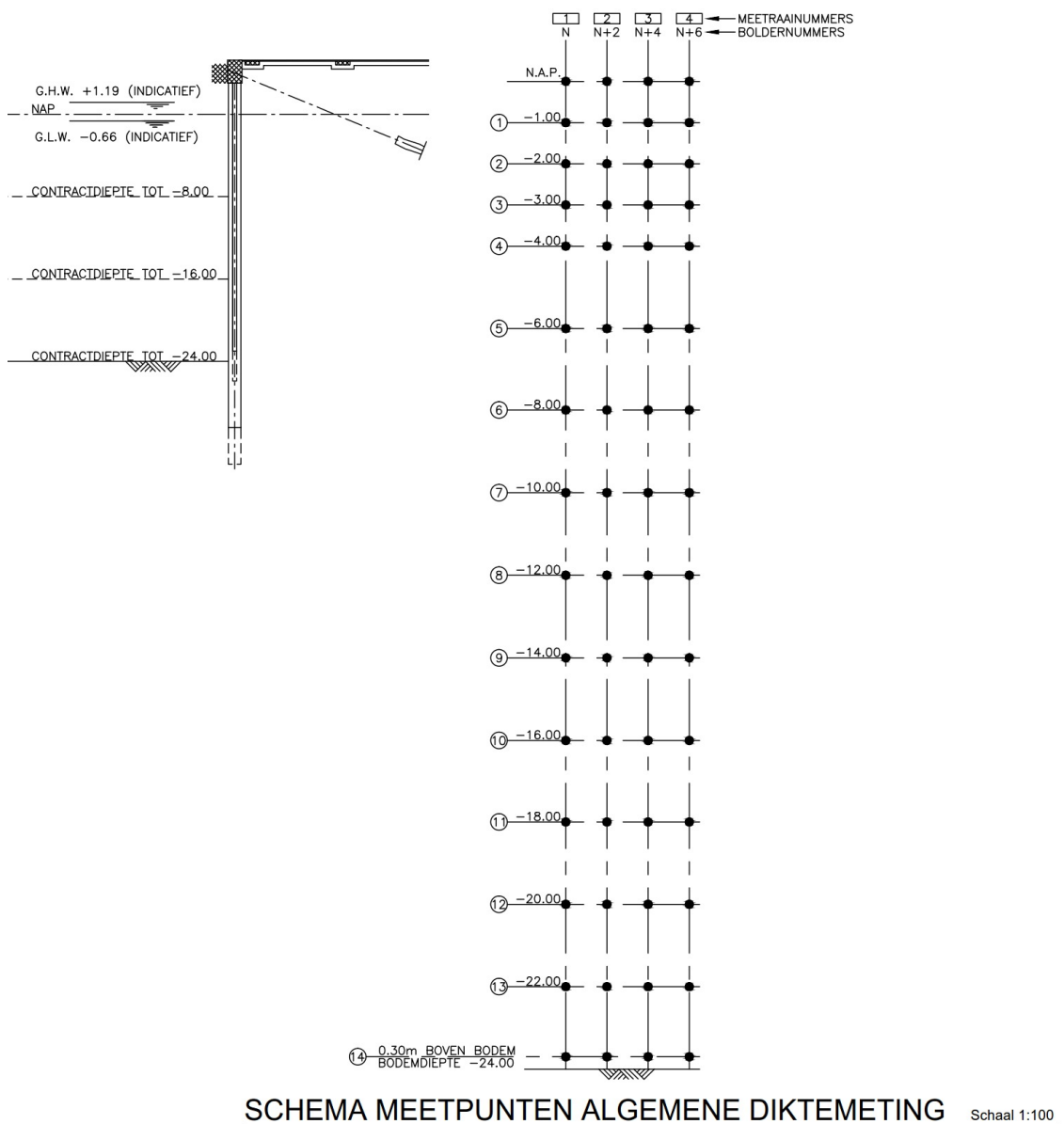
Sinds 1998 voert het havenbedrijf Rotterdam intensief inspecties uit aan de stalen onderdelen van haar areaal Natte Kunstwerken. In de raamovereenkomst [HBR 2017] staat op welke wijze deze inspecties momenteel dienen te worden uitgevoerd. In Figuur 3.15 staan voor vijf constructie typen voorbeelden gegeven van de indeling van de posities waar ultrasone metingen dienen te worden uitgevoerd.

Het schema van de meetpunten met de verdeling van meetraaien en meetniveaus voor een algemene diktemeting staat in Figuur 3.16 weergegeven. Daarnaast worden per sectie ook vijf inspecties voor de mate van pitting uitgevoerd; zie voor de beschrijving Figuur 3.17 en in Figuur 3.19 wordt een voorbeeld van de verdeling van deze inspectie over de meetraaien gegeven. In Figuur 3.18 staat het gestandaardiseerde formulier voor de rapportage van de ultrasone metingen en pitting. De onderlinge afstanden tussen de meetraaien zijn een veelvoud van de bolderafstand en de onderlinge afstand tussen meetraaien varieert in de praktijk tussen de 20 en 40 m. In Tabel 3.2 wordt nader ingegaan op de achtergrond en ontwikkeling van het corrosieonderzoek van het Havenbedrijf Rotterdam.



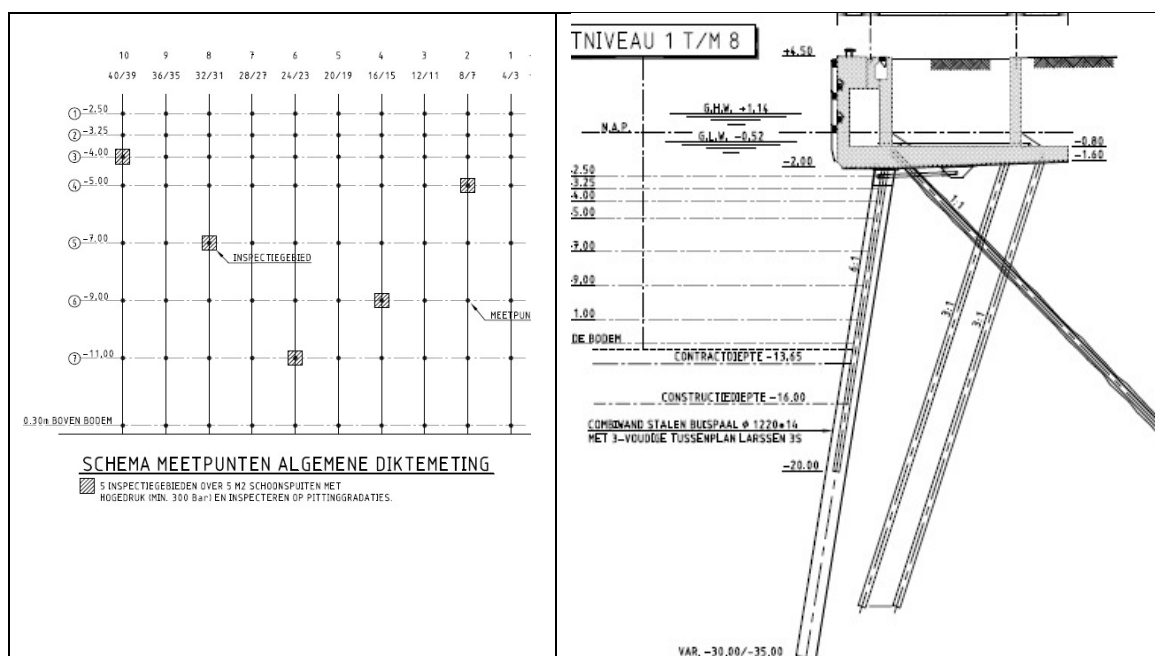


Figuur 3.15 Verdeling van meetpunten per meetniveau in een meetraai voor vijf wandtypen [HBR 2017]



Figuur 3.16 Schema meetpunten met de verdeling van meetraaien en meetniveau voor een algemene diktemeting [HBR 2017]





Figuur 3.19 Voorbeeld van meetraaien met meetniveaus voor ultrasone metingen en de inspectielocaties voor pitting [HBR 2019]

#### Achtergronden corrosieonderzoek Havenbedrijf Rotterdam

Onderstaande beschrijving is gebaseerd op [Jongbloed 2019] en twee gesprekken met de gepensioneerde Piet Jongbloed, oprichter en lange tijd trekker van het corrosieonderzoek van het Havenbedrijf Rotterdam.

#### Indeling aantal meetpunten per meetniveau

In de Haven van Rotterdam is gedurende de tijdperiode van Piets betrokkenheid geen onderzoek gedaan naar de indeling van de meetpunten over één enkele of meerdere damwandplanken. In feite was al het corrosieonderzoek primair gericht op combiwanden en niet op damwandconstructies met stalen damwandplanken. Initieel is het corrosieonderzoek (vanaf 1998) select uitgevoerd en pas later is overgegaan naar aselekt onderzoek:

#### Selecte wijze:

- Eerst werd een algemene visuele inspectie uitgevoerd op de buizen van de combi-wanden (na gedeeltelijk schoonspuiten) en vervolgens zijn op locaties met zichtbare corrosie in een (verticale) raai wanddiktemetingen uitgevoerd. Daarna zijn, in de veronderstelling dat de naastgelegen tussenplanken eveneens waren aangetast, ook de dikten van tussenplanken naast de buispaal gemeten.
- Deze inspectie betrof in beginsel combiwanden met buispalen en kokerpalen. Uit de dikte metingen bleek dat de naast de select gekozen (gecorrodeerde) buis- en kokerpalen gelegen tussenplanken over het algemeen significant minder gecorrodeerd waren dan de buis- en kokerpalen. Piet stelt dat de oorzaak kennelijk ligt bij de plaatselijk grote corrosie van de buispalen in het materiaal zelf en niet aan de veranderende omgevingscondities ter plaatse. De gevonden corrosiepatronen en corrosiesnelheden waren naar Piet zijn mening sterk bepaald door de las in de spiraal gewikkelde koud gevormde buizen. Zowel het koud wikkelen als het lassen zorgt volgens Piet voor de hogere corrosiesnelheden en de niet-uniforme corrosie patronen.
- Van de enorme hoeveelheid metingen die hij heeft laten uitvoeren is slechts één keer een aantal buispalen aansluitend op combiwanden onderzocht dat was in Delfzijl. Deze buispalen stonden hart

op hart enkele meters van elkaar (buisdiameter van de paal en een paar tussenplanken). Ook daar bleek dat de corrosiepatronen van de sterkste corrosie door de ligging van de spiraallas werd bepaald. Deze konstatering was dan ook geen reden om op een selecte wijze raaien te kiezen.

Aselecte wijze:

- Later is overgegaan op aselecte raaien verdeeld over de meetpopulatie. Waarbij per raai van de combiwanden met name de dikten van buispalen en kokerpalen werd gemeten en niet meer alle naastgelegen tussenplanken. Deze metingen zijn per dieptezone uitgevoerd (splash-, getijde, ALWC, en permanent onderwaterzone) die ieder zijn karakteristieke corrosiesnelheid heeft.
- Ook heeft specifieke plaatselijke corrosie de aandacht gehad zoals invloed door schroefstralen, lozing van koelwater door schepen onder de waterspiegel, KB op afgemeerde schepen vooral in die gevallen van grote afmeerfrequentie. In die gevallen was er sprake van gatvorming in de buispalen van de combiwand. Ook in deze gevallen ging het om plaatselijke schades die vrijwel nooit in de naastgelegen buispalen voorkwamen geconcentreerd in een bepaalde zone. Verder is gebleken dat de meeste verzwakking door corrosie niet is opgetreden op de plaats waar het maximale moment is. Door de zeer vele metingen in de Rotterdamse haven over een totale kadelengte van circa 40 km die alle op statistische wijze zijn geëvalueerd, is deze kennis gebaseerd.

Proeven en theoretische beschouwingen, anders dan de uitgevoerde monitoring, hebben geen houvast kunnen geven door de grote variatie in het corrosiegedrag van de onderzochte kades. Alle kades zijn daarom object specifiek behandeld.

Herhaalmetingen

De twee herhaalmetingen op een plank liggen op een afstand van 5 cm van elkaar in verticale richting (één boven en één beneden het meetpunt). Dit is zo gedaan omdat uit ervaring bleek dat de duiker niet altijd de juiste waarde doorgaf omdat de meetsensor niet altijd een goed contact maakte op het staaloppervlak. De drie herhaalmetingen vertegenwoordigde dus één enkele meting.

Pittinggradatie

Op alle kademuren die uitgevoerd zijn als dam- of combiwand zijn in zogenaamde inspectiegebieden op verschillende niveaus inspecties naar pitting uitgevoerd. Over een bepaald oppervlak zijn de oppervlaktes schoongespoten waarna een onderzoek naar pittinggradatie is uitgevoerd door duikers. De pittingdieptes zijn onderverdeeld in dieptes en gradatie over het oppervlak. Aan de hand van deze gegevens kon een uitspraak worden gedaan over de pitting in de verschillende zones en in de berekeningen worden meegenomen als een equivalente wanddiktereductie. Deze waarden zijn ook meegenomen in de berekening van het getransformeerde traagheidsmoment en weerstandsmoment aan de zijde van het water gelet op de verschuiving van de zwaartelijn.

Horizontale gemiddelden

Het is bij Piet later nooit meer opgekomen om voor damwanden te kijken naar horizontale gemiddelden over meerdere planken en hij vermoedt dat dat kwam door het feit dat de focus volledig op de combiwanden lag met spiraal gelaste buizen. Piet geeft aan dat voor damwandenplanken dat alsnog zou moeten worden onderzocht.

**Hart op hart afstand tussen meetraaien**

Hart op hart (h.o.h.) afstanden van de meetraaien waren afhankelijk van de lengte van de kademuur als populatie voor de metingen. Relatief lange kademuren met gelijke geometrie hadden inderdaad raaien met een maximale h.o.h. van 40 meter, kortere kades met een kortere h.o.h. afstand om te kunnen voldoen aan een representatieve hoeveelheid meetraaien (de hoeveelheid meetraaien werd door een statistische beschouwing getoetst aan een betrouwbaarheidsniveau).

Tabel 3.2 Achtergronden van de ontwikkeling inspectiewijze havenbedrijf Rotterdam naar [Jongbloed 2019]

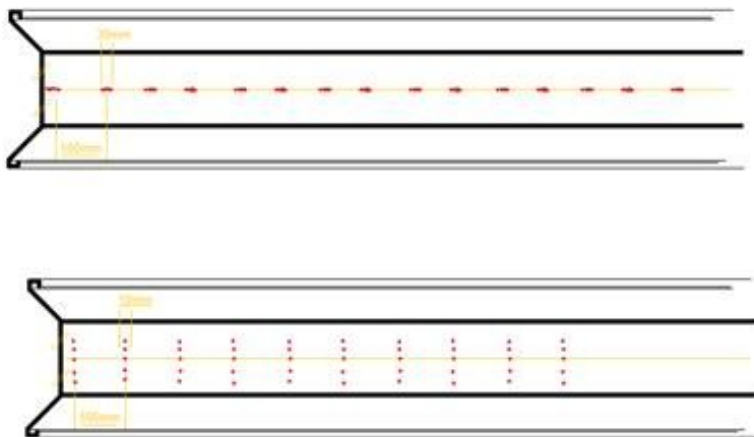
## 3.2.6 ArcelorMittal (2018)

ArcelorMittal hanteert een algemeen beschreven protocol voor diktemetingen (zie Tabel 3.3) waarbij om iedere 0,5 m diepte er vijf dikte metingen dienen te worden uitgevoerd [ArcelorMittal 2018]. In Figuur 3.20 wordt als voorbeeld voor een meting op een flens aangegeven op welke positie deze vijf metingen mogen worden uitgevoerd [ArcelorMittal 2018].

1. **General visual inspection of the as-received pile sections and photography documentation**
2. **Identify and mark the various corrosion zones corresponding to atmospheric, splash, immersion and under seabed**
3. **Locate and mark the desired locations for remaining thickness measurement as per agreed protocol**
4. **Removal of deposit/corrosion scale by sweep blasting locally at the preferred locations marked in activity 3**
5. **Following blasting, superficial grinding by abrasive paper for identified total spots/locations to reveal the base metal**
6. **Measure remaining thickness on the ground spots by manual UltrasonicTechnics**
7. **Record and report the inspection and UT measurement result**

For a statistical approach, its suggested to take at least three different piles ex three different wall locations as to align to EUROCODE Table, one has to measure by UT on five spots on every 500 mm of pile length assuming a pile length of 20 meters , three piles, makes 600 measures. It is remarked that cleaning will modify locally the future corrosion rate.

Tabel 3.3 Generiek meetprotocol [ArcelorMittal 2018]



Only in case of homogeneous initial flange thickness

Figuur 3.20 Twee mogelijke verdelingen van vijf meetpunten per 0,5 m damwand **boven** altijd toegestaan **onder** alleen toegestaan indien de initiële flensdikte overal gelijk is [ArcelorMittal 2018]



### 3.3 Resume

Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard en deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.

Uit het onderzoek blijken BAW en het Havenbedrijf Rotterdam te werken volgens een gestandaardiseerd protocol. In beide protocollen wordt niet gemeten over meerdere planken naast elkaar. RWS, de beheerder van het grootste areaal van damwanden in zoetwater in NL, heeft geen meetprotocol en laat de aanpak volledig over aan de markt. In de praktijk blijkt dat bij RWS wel op meerdere, naast gelegen, planken dikte metingen worden uitgevoerd. Maar bij RWS komt het ook voor dat wordt volstaan met een diktemeting op de waterlijn per 200 m damwandconstructie.

Met de publicatie van het Handboek Inspectie Staal (2015) is een goede kennisbasis gelegd over een goede en betrouwbare uitvoering van ultrasone diktemetingen. Echter het betreft een handboek en geen richtlijn of protocol dus kan eigenlijk nog steeds volledig naar eigen inzicht worden toegepast.

Samengevat kan gesteld worden dat in Nederland voor zoetwater niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd wordt. De wijze waarop diktemetingen worden uitgevoerd, de deskundigheid van de operators alsmede het aantal en de locaties van de meetpunten varieert sterk (van een punt op de waterlijn tot meer dan 750 per locatie) en wordt door een grote beheerder van damwanden in zoetwater zoals RWS volledig overgelaten aan de markt.

Bij het zoeken naar meetprotocollen, uitgevoerde metingen en opgedane ervaringen is bovendien niet gebleken dat beheerders een overzicht hebben en werken aan kennisopbouw of -uitwisseling op het gebied van dikteafname van damwanden in zoetwatercondities.

## 4 Conclusies

Ten aanzien van corrosie van damwanden gebruikt bij Natte Kunstwerken onder zoetwatercondities worden de volgende conclusies getrokken:

- 1 Uit de literatuur volgt dat, het elektrochemische proces van corrosie van bijzonder veel chemische, fysische maar ook van biologische factoren afhangt. De wetenschappelijke onderzoeken zijn vooral laboratoriumonderzoeken geweest waar naar de invloed van één en soms enkele geïsoleerde parameter(s) wordt gekeken. Geconcludeerd wordt dat de theoretische weg met de vele mogelijke invloeden niet effectief is in deze fase van het KpNK onderzoek.
- 2 In de literatuur komen richtlijnen en normen voor en daarbij wordt onderscheid gemaakt in (in de verticale richting) verschillende zones waar de mate van corrosie onderling verschilt. Het aantal beschreven zones, de grootte van de corrosie alsmede het verloop van de corrosie in de tijd verschilt sterk.
- 3 Voor zover bekend is er geen algemeen toegankelijk overzicht beschikbaar van de in praktijk gemeten optredende corrosiesnelheden van damwanden in zoetwater in Nederland.
- 4 Bij beheerders van damwanden in zoetwater maar ook onderling tussen de beheerders lijkt momenteel geen sprake te zijn van een systematische kennisopbouw of kennisuitwisseling op het gebied van damwandcorrosie.
- 5 Uit het onderzoek naar het effect van corrosie op de betrouwbaarheid van een damwandconstructie volgt dat de grootte van de lokale corrosie (op één punt) alleen van belang is voor de grond dichtheid. Voor alle andere, voor damwandconstructies relevante, faalmechanismen is de grootte van de horizontale gemiddelde corrosie over de mechanismebreedte, van meerdere planken, relevant. Oftewel de constructieve veiligheid wordt niet bepaald door de meer extreme uitschieters in de waarden voor corrosie.
- 6 Als eerstvolgende stap in het KpNK onderzoek, ten behoeve van de geotechnische en constructieve praktijk rondom damwand constructies, dient inzage te worden verkregen in het gecombineerde effect van corrosie: de afname van staaldikte in Nederland: wat is de bandbreedte, verloop in de tijd en wat lijkt de grootste invloedfactor?

Ten aanzien van het meten van de dikte van damwandprofielen worden de volgende conclusies getrokken:

- 7 Diktemetingen met ultrasone techniek (UT) blijkt de standaard, en deskundig gebruik geeft een betrouwbaar resultaat.
- 8 In Nederland wordt niet volgens een vastgesteld protocol geïnspecteerd. De wijze waarop diktemetingen worden uitgevoerd, de deskundigheid van de operators alsmede het aantal en de locaties van de meetpunten varieert sterk (van een punt op de waterlijn tot meer dan 750 per locatie) en wordt door de beheerders van damwanden in zoetwater volledig overgelaten aan de markt.

## 5 Aanbevelingen

Aanbevolen wordt om als eerste de optredende corrosie van damwanden gebruikt bij Natte Kunstwerken in zoetwatercondities in Nederland in kaart te brengen:

- 1 Voer een verkenning uit naar het degradatiebeeld van het huidige damwandareaal in zoetwater op basis van recent uitgevoerde diktemetingen. Onderzoek of in deze data belangrijke trends te herkennen zijn:
  - Is er een significant verschil tussen afspoel en niet afspoelcondities?
  - Zijn systematische trends herkenbaar in de verticaal (corrosiezones)?
  - Zijn systematische verschillen herkenbaar tussen voor- en achterflens?
  - Wat is de bandbreedte/ de variatie van optredende corrosie op puntniveau: horizontale gemiddelden per locatie, per sectie en regionaal?
  - Zijn er verschillen tussen gecoate en niet gecoate damwanden waarneembaar?
  - Hoe verhouden de waarnemingen zich tot de waarden van bijvoorbeeld Eurocode 3-5 en de ROK1.4?

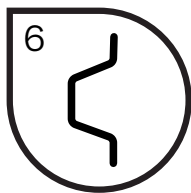
Ten aanzien van het meten van de dikte van damwandprofielen bij inspecties worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- 2 Stel een standaardmeetprotocol op voor het uitvoeren van diktemetingen van damwanden waar beheerders naar kunnen verwijzen bij projecten;
- 3 Maak een opzet voor een nationale database waarin beheerders de meetgegevens kunnen opslaan én terugvinden. Vervolgens kan deze verzameling van diktemetingen gebruikt worden voor het uitvoeren van een beoordeling van bestaande damwanden, voor de verbouw of de vervanging en voor het rationeler kiezen van inspectiemomenten. Na een tijdsperiode van 5 à 10 jaar termijn kunnen dan voor Nederland, of regionaal, specifieke waarden voor de corrosiesnelheid worden afgeleid.

## Literatuur

- [Acotec 2012a] Inspectie van de damwand aan de sluis van Eefde, Nederland in opdracht van rijkswaterstaat, Inspectierapport EE-RWS-NL-KC-01, Acotec, 4 april 2012
- [ArcelorMittal 2018] Email aan Hans Brinkman van Deltares betreffende corrosion/inspection techniques van Thomas Uriuos van ArcelorMittal, 21 maart 2018
- [BAW 1997] Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden, Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 75, 1997
- [BAW 2005] Beurteilung der Korrosion an Spundwandbauwerken, BAW - DH / 2005-09 K1 Folie-Nr. 1, Bundesanstalt für Wasserbau, 2005
- [BAW 2010] Ein Vierteljahrhundert Spundwanddicken-messung mittels Ultraschall bei der Bundesanstalt für Wasserbau,
- [BAW 2014] Bemessung korrodierter Stahlspundwände im Wasserbau, Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2014 Bundesanstalt für Wasserbau, 2014
- [BAW 2017a] Ermittlung und Bewertung des Korrosionszustandes von Stahlspundwänden in Häfen und an Wasserstraßen, , BAW Mitteilungen Nr. 100, 2017
- [BAW 2017b] BAW Empfehlung Spundwanddickenmessungen in Häfen und an Wasserstraßen: Grundlagen, Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation (ESM), Bundesanstalt für Wasserbau, 2017
- [CUR 2015] Inspectie en advies kunstwerken, CUR-Aanbeveling 117:2015, Civieltechnisch centrum uitvoering research en regelgeving 2015
- [Deltares 2014a] Corrosie van stalen damwandplanken in de grond; effect van zout grondwater, Rapport 1209030-000-GEO-0006, Deltares, maart 2014
- [Deltares 2014b] Corrosietoeslag van stalen damwandplanken in de grond, Memo 1209030-000-GEO-0007, Deltares, 9 april 2014
- [DIN50929-3] Korrosion der Metalle - Korrosionswahrscheinlichkeit metallener Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung - Teil 3: Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern, DIN 50929-3:2018-03 & DIN 50929-3 Beiblatt 1:2014-11
- [EAU 2012] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Uferbefestigungen Häfen und Wasserstraßen, Ernst und Sohn, Berlin, 2012
- [ENW 2014] Advies hanteren nieuwe waarden corrosietoeslag', advies ENW 14-12, 26 mei 2014.
- [ENW 2016] Advies afronding corrosieonderzoek, advies ENW 16-1,29 januari 2016.
- [HBR 2017] Het verrichten van inspecties en reparaties en het leveren en aanbrengen van kathodische bescherming incl. bijbehorende werkzaamheden binnen het Rotterdamse havengebied in de gemeente Rotterdam, Alblasterdam en Dordrecht, Raamovereenkomstnummer I.000943, Havenbedrijf Rotterdam, 09-02-2017
- [HBR 2019] Presentatie Protocol wanddiktemetingen, Werkgroep meetprotocol wanddiktemetingen Port of Rotterdam, 2019

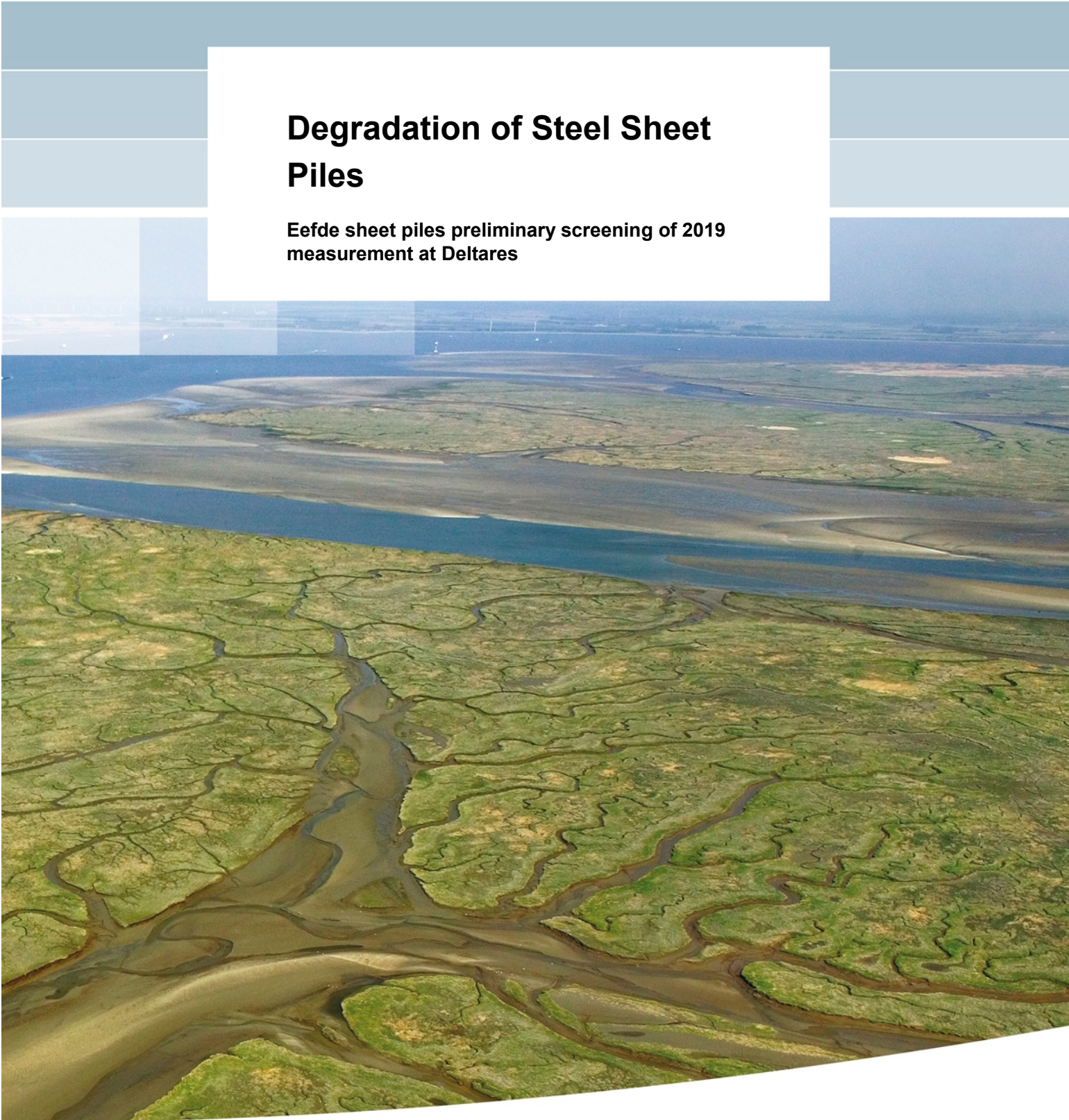
- [Jongbloed 2019] Achtergrond keuze indeling van meetraai voor corrosiemetingen, email van Piet Jongbloed aan Hans Brinkman, 19 mei 2019
- [KpNK 2018] Resultaten workshop corrosie bestaande damwanden in zoetwater, Kennisprogramma Natte Kunstwerken 31 mei 2018, <https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/actueel/resultaten-workshop-corrosie-bestaande-damwanden/item44>
- [Matsushima 2011] Matsushima, I., 2011, Carbon steel – corrosion in freshwaters. Uhlig's Corrosion Handbook Chapter 44
- [Melchers, R.E. 2006] Melchers, R.E., Modelling immersion corrosion of structural steels in natural fresh and brackish waters. Corrosion science 48, 4174-4201
- [Melchers, R.E. 2011] Melchers, R.E., Modelling long-term corrosion of mild steel in unpolluted fresh and sterile seawaters. 18<sup>th</sup> International corrosion congress 2011, paper 156.
- [NEN-EN 10248-2] Warmgewalste damwandprofielen van ongelegeerde staalsoorten, NEN-EN 10248-2 nl:1995, Nederlands Normalisatie Instituut 1995
- [NEN-EN 1993-5] Eurocode 3, 2007, Design of Steel Structures, Part 5: Piling. NEN-EN, 1993-05:2007
- [RWS 1989] Van der Toorn, Procedure beoordelen restlevensduur, RWS 1989
- [RWS 2015] Senhorst, Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden. RWS-2015/44407.01., 2015
- [RWS 2017] Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken ROK 1.4, RTD 1001:2017 RWS April 2017
- [Ryznard 1944] Ryznard, J.W. A new index for determining amount of calcium carbonate scale formed by a water. J. Am. Water. Works Assoc. 1944, 36, 472–486.
- [SBRCURnet 2017] Handboek inspectie Staal conform CUR-aanbeveling 117, SBRCURnet 2017
- [Schoefs 2017] Models and measurements of corrosion of steel structures in marine environment: state of the art and challenges, Retour sur la 4<sup>ème</sup> WEAMEC Meeting, Corrosion marine appliquée aux EMR Franck Schoefs, 2017
- [van Weele] Dia uit diaserie funderingstechniek Prof. ir. A.F. van Weele
- [Wall 2013] Wall H, Wadsö L (2013) Corrosion rate measurements in steel sheet pile walls in a marine environment, Marine Structures 33 p21–32, 2013.



Resultaat van de 2019 metingen op 7 damwand secties uit de Eefde Sluis met als doel het vaststellen van ruimtelijke patronen in wanddikte afname.

# **Degradation of Steel Sheet Piles**

**Eefde sheet piles preliminary screening of 2019 measurement at Deltares**



## **Degradation of Steel Sheet Piles**

**Eefde sheet piles preliminary screening of 2019 measurement  
at Deltares**

Hans Brinkman



**Title**

Degradation of Steel Sheet Piles

**Project**

11200741-065

**Attribute**

11200741-065-HYE-0001

**Pages**

27

**Summary**

This report is part of the research programme on Hydraulic Structures (*Dutch: -Kennis programma Natte Kunstwerken (KpNK)-*). Objective of this research programme is to develop knowledge and tools allowing for an efficient and cost-effective replacement of over 200 Hydraulic Structures in the Netherlands in the coming decades. To reach this objective a transition is needed in engineering practice: from robust design of new structures to optimised assessment of existing structures.

Steel thickness reduction due to corrosion is the most relevant degradation mechanism for steel sheet pile structures. To be able to quantify the effect of corrosion on the structural performance of sheet piles (to be able to design and assess these structures) insight is needed into the magnitude, variation and spatial distribution of corrosion. To be able to get this insight, data collection of thickness reduction due to corrosion of real structures is essential.

In October 2017 a total of 37 sheet pile sections were extracted from Eefde lock (voorsluis). On thirty of these sheet pile sections TNO performed (residual) thickness measurements in 2017 using the ultrasonic method. The remaining 7 sheet pile sections were transported to Deltares in Delft for further investigation. In 2019 TNO performed measurements on these sheet pile sections from both the water- and landside surface by means of the ultrasonic method. Measurements were done at 3 “positions” throughout the cross-section of a section, i.e. both the flanges and the web. Note that a “position” corresponds with two continuous measurements along a line from top of the sheet pile to bottom of the sheet pile at respectively water- and landside. So, for 7 sheet pile sections in total 21 “positions” are measured, corresponding with 42 continuous measurements along a line from top to bottom. Every 1 mm interval, during a continuous measurement along a line, TNO measured the (residual) steel thickness while also the distance to the top of the sheet pile was recorded.

The aim of the 2019 research on the 7 Eefde sheet pile sections is to see what spatial thickness reduction patterns can be recognized that are of relevance on the failure mechanism  $L_B$  scale of several meters relevant for sheet piles structures. For this research it is therefore not the absolute accuracy of an individual measurement on millimetre scale that is of importance but the accuracy of the average thickness on decimetre scale to have a noticeable effect on the strength of the sheet pile structure at failure mechanism scale  $L_B$ .

This report presents the results of a preliminary screening of the 2019 measurements. It is concluded that there is no significant difference in thickness measured from either the water- or landside surface of the Eefde sheet piles. It is furthermore concluded that the standard threshold value of  $SNR > 5\text{dB}$  for signal recognition for an individual measurement can be lowered to  $SNR > 2\text{dB}$  for this specific research

## Contents

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Context	1
1.2	Extraction of sheet pile sections from Eefde lock	1
1.3	Thickness measurements of sheet pile sections at Deltares	3
1.4	Objective and scope	4
1.5	Outline	5
<b>2</b>	<b>Method of analyses</b>	<b>6</b>
2.1	Signal to Noise Ratio (SNR)	6
2.2	The 2019 measurements	6
2.3	Comparison of the measurements from both sides	6
2.4	Comparison of the measurements for different SNR	10
<b>3</b>	<b>Results</b>	<b>15</b>
3.1	General	15
3.2	Differences in measurement between measurement side	15
3.2.1	Differences overall	15
3.2.2	Differences on the Web	17
3.2.3	Histogram of the web	19
3.3	Influence of SNR on differences between measurement from both sides	20
3.3.1	Average and standard deviation overall	20
3.3.2	Average and standard deviation per individual measurement on the Web	24
3.4	Influence of SNR on average values per bin	25
<b>4</b>	<b>Evaluation</b>	<b>27</b>
<b>Appendices</b>		
<b>A</b>	<b>Measurement from both sides and the difference SNR&gt;0-10dB bin=100 mm</b>	<b>A-1</b>
<b>B</b>	<b>Measurement from both sides and the difference SNR&gt;0-10dB bin=200 mm</b>	<b>B-1</b>
<b>C</b>	<b>Measurement from both sides and the difference SNR&gt;0-10dB bin=300 mm</b>	<b>C-1</b>
<b>D</b>	<b>Measurement from both sides and the difference SNR&gt;0-10dB bin=400 mm</b>	<b>D-1</b>
<b>E</b>	<b>Mean and standard deviation of difference front-backside per “position” bin=100-400 SNR&gt;0-10dB</b>	<b>E-1</b>
<b>F</b>	<b>Mean and standard deviation of difference front-backside totals bin= 100-400mm SNR&gt;0-10dB</b>	<b>F-1</b>
<b>G</b>	<b>Difference between SNR&gt;5dB and SNR&gt;2, &gt;3, &gt;4dB bin=100 and 300mm</b>	<b>G-1</b>

# 1 Introduction

## 1.1 Context

In the research programme Hydraulic Structures (Dutch: Kennisprogramma Natte Kunstwerken) the Dutch knowledge institutes Deltares, TNO and Marin develop in cooperation with the Dutch Ministry of Infrastructure and Water Management (Dutch: Rijkswaterstaat) knowledge to prepare for the vast replacement task of old Hydraulic Structures in the Netherlands.

The aim of the research programme is to develop knowledge that allows:

- To make an efficient use of technical and functional remaining life expectancy.
- To design a new structure:
  - Where innovative solutions can be used for.
  - That is adaptable to future needs.

In relation to an efficient use (maximum residual life) of existing hydraulic structures it is essential that the structure can be realistically modelled and as such the dominant uncertainties can be reduced. One of these aspects is the spatial distribution of thickness reduction due to corrosion of steel sheet piles.

## 1.2 Extraction of sheet pile sections from Eefde lock

In October 2017 a total of 37 HOESCH III sheet pile sections were extracted from Eefde lock (voorsluis), see Figure 1.1 and Figure 1.2 and Thirty of these sheet pile sections were grit-blasted to remove corrosion products after which TNO performed (residual) thickness measurements using the ultrasonic method. During these measurements, performed in 2017, the measurement device was placed on the waterside surface of the sheet pile. The remaining 7 sheet pile sections were transported to Deltares in Delft for further investigation.

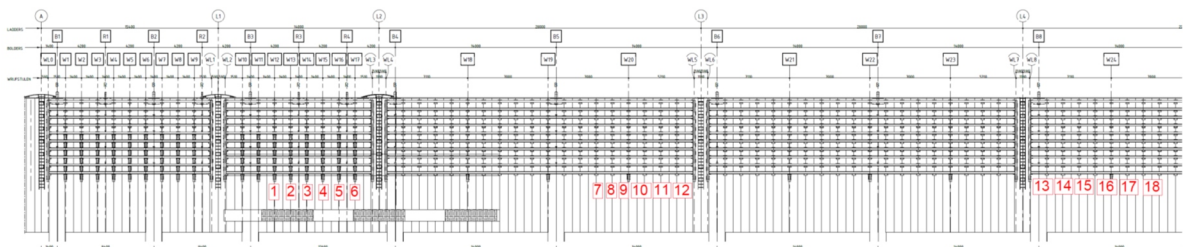


Figure 1.1 The location of the extracted sheet piles projected on the front view of the new sheet pile wall in de Voorsluis in Eefde, numbering per double sheet pile section. The estimated position of middle of the double #1 is at ~20.3 m from the front of the lock head, middle of #7 is at ~48.3 m and middle of #13 is at ~86.8 m



Figure 1.2 Eefde sheet piles **Right:** The 37 sheet piles sections just before extraction in October 2017 the photos are taken from landside (standing on top of the new sheet pile wall, the soil between old and new sheet pile wall is already excavated). **Middle:** the waterside of the 3 sets of sheet piles (in total 7 sheet pile sections) (before cleaning) transported to Deltares **Left:** top of the 3 sets of sheet piles at the Deltares, the photos are made of the waterside

### 1.3 Thickness measurements of sheet pile sections at Deltares

On May 28<sup>th</sup> of 2019 the residual thickness was measured of the 7 sheet pile sections stored at Deltares. Measurements were done at 3 “positions” throughout the cross-section of a section, i.e. water side flange, web and land side flange. Note that a “position” corresponds with two continuous measurements along a line from top of the sheet pile to bottom of the sheet pile at respectively water- and landside. So, for 7 sheet pile sections in total 21 “positions” are measured, corresponding with 42 continuous measurements along a line from top to bottom.

In Figure 1.4 the “positions” are further indicated as well as the water side “Voor” and Land side “Achter” of the sheet pile sections. These names refer to the original position when they were extracted in October 2017. The measurements in 2019 were performed by means of the ultrasonic method, see Figure 1.3. Every 1 mm interval, during a continuous measurement along a line, TNO measured the (residual) steel thickness while also the exact distance to the top of the sheet pile was recorded.

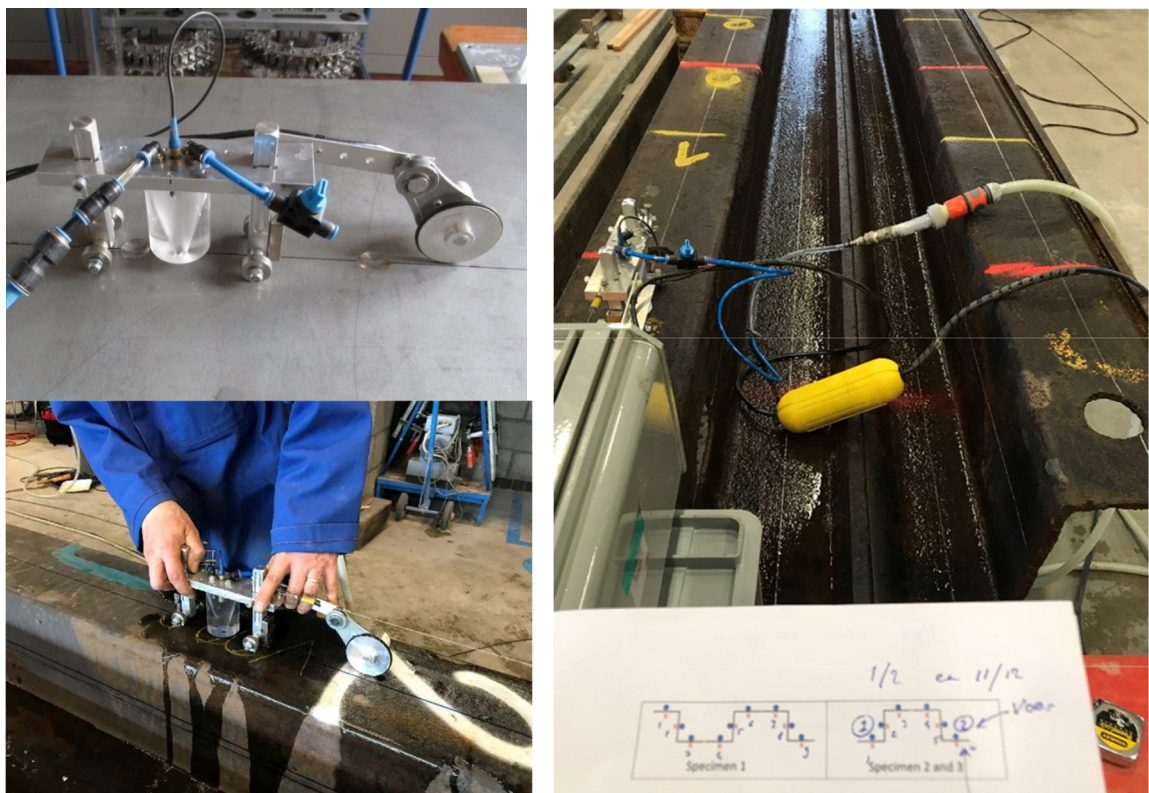


Figure 1.3 Ultrasonic measurements by TNO in 2019 at the Eefde sheet piles

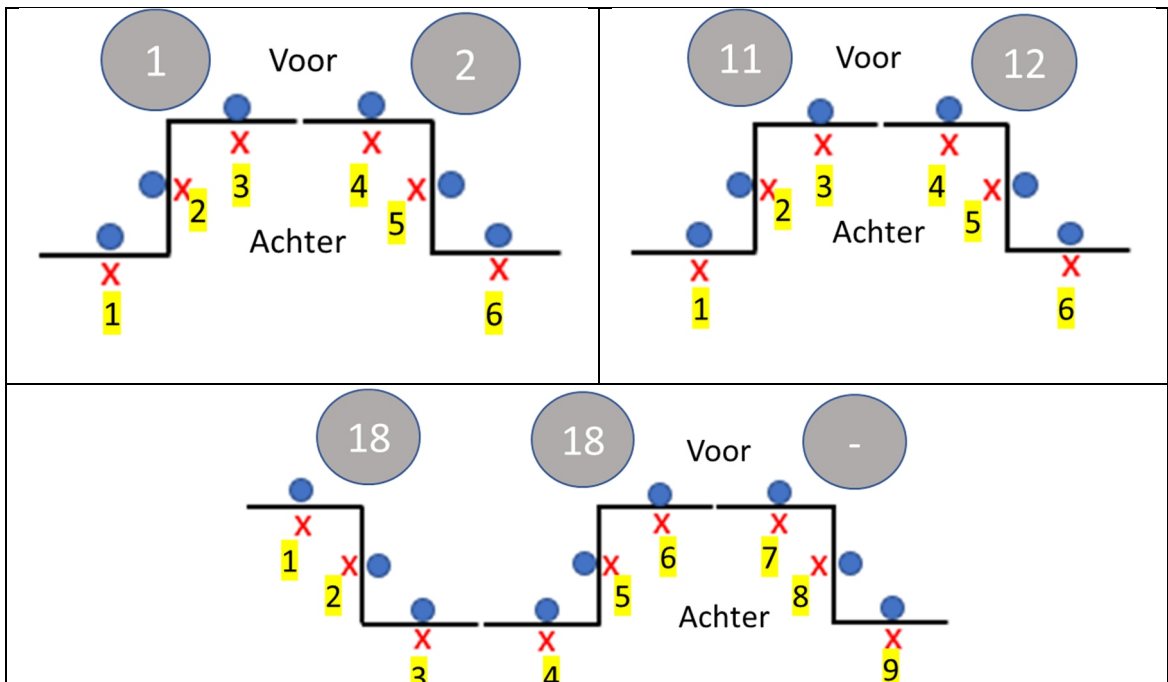


Figure 1.4 Numbering and naming of the "positions" along the 3 sets of sheet pile sections of the 2019 measurements by TNO

#### 1.4 Objective and scope

The aim of the research on the Eefde sheet pile sections is to see what spatial thickness reduction patterns can be recognized that are of relevance on the mechanism length scale of several meters wide. Due to the redistribution capacity of soil, it is the average thickness reduction over the mechanism length that is of influence on the reliability and not the extreme value on a specific point. For sheet pile walls this is the thickness reduction in a horizontal plane<sup>1</sup> over the width  $L_B$  of a failure mechanism that is multiple sheet pile sections wide (several meters). For this research it is therefore not the absolute accuracy of an individual measurement on millimeter scale that is of importance, but the accuracy of the average thickness on decimeter scale to have a noticeable effect on the strength of the sheet pile structure at failure mechanism scale  $L_B$ .

In the run-up to the analyses of the measurement results first a preliminary screening is made in this report of the gathered data. Goals of the preliminary screening are:

##### 1) Influence of measurement side/surface

The first goal is to have a first indication if the average results of the measurements are influenced by the side where the measure device is placed on. In 2017 the aim was to measure from the same side (waterside) as in practise is done. In 2019 the measurements were performed from both sides of the sheet pile sections to answer the question if there is a systematic difference.

<sup>1</sup> The mechanism washout (soil transport through a hole) is an exception, for that mechanism the maximum corrosion in a specific point/small area is of relevance.

## **2) Influence of Signal to Noise Ratio**

The second goal is to get an indication to what extent the measurement results are influenced by the Signal to Noise Ratio (abbreviated SNR or S/N) magnitude. What minimum threshold value of the SNR may be used to include as much measurements as possible without compromising the quality of results too much?

### **1.5 Outline**

In chapter 3 the method of analyses used for the preliminary screening is described. In chapter 4 the results are presented and in chapter 5 the results are evaluated.

## 2 Method of analyses

### 2.1 Signal to Noise Ratio (SNR)

SNR is a measure used in science and engineering that compares the level of a desired signal to the level of background noise. SNR is defined as the ratio of signal power to the noise power, often expressed in decibels. A ratio higher than 1:1 (greater than 0 dB) indicates more signal than noise. TNO presents the SNR in decibels:

$$SNR_{dB} = 10 \log_{10} \left( \frac{P_{signal}}{P_{noise}} \right) \quad (3.1)$$

With SNR = 4.7 dB a signal can be properly detected. The question is for this case to what value this threshold can be lowered without compromising the results to maximise the number of measurements that can be used. The analysis will be made in the range SNR = 0 to 6 dB to see the effect on the results.

### 2.2 The 2019 measurements

The 2019 measurement data was processed by TNO and per scan (i.e. continuous measurement from top to bottom of the sheet pile) a data file was made with the position of the measurement relative to the top of the sheet pile, the measured thickness and the Signal Noise Ratio (SNR) in decibels.

Of the Eefde HOESCH III sheet pile sections it is known that in cross sectional direction the residual thickness of both the web and the flanges are not constant. When measurement from both sides are not exactly aligned on top of one other, this can cause deviations in the measure thickness. This because for some of the 21 “positions” there was a systematic difference in position because the marking of the whole line was unintentionally shifted over some distance at some of the positions on the flanges. See bottom left picture of Figure 1.3 for an example of such a marking, the location of these shifts was not recorded. A second source of deviation of the position is that during the measurements the measurement device sometimes had to be shifted to avoid obstacles, the location of the shifts was not recorded. It is known that both these deviations were on the Flanges.

### 2.3 Comparison of the measurements from both sides

Knowing that the measurements are not always taken at exactly the same position this indicative first analysis will be on the averages that are presented in 3 graphs. The averages are the mean values per vertical bin size. For example, with a bin size of 100 mm the average value of measurements per 100 mm of a continuous measurement along a line from top to bottom of the sheet pile is taken and presented.

For this analysis the initial thickness of the flange is taken as 12.5 mm and for the web as 9.5 mm and these are assumed to be the nominal values. The absolute value of the thickness reduction is not of relevance in this indicative analysis, so these nominal values are sufficient. It's possible that based on further analysis these thicknesses will be adjusted and so the values of the thickness reductions presented in the graphs will also change, as such these values are to be considered as preliminary ones.



For 4 different vertical bin sizes (100, 200, 300 and 400 mm) and 8 different SNR (0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 and 10) analyses were done, leading to a total of  $4 * 8 = 32$  combinations. The analysis was furthermore done for:

- The total measurement set (ALL) resulting in figure nr 1, 2 and 3.
- For sub-sets of the measurements on the:
  - WEB, resulting in figure nr 4 and 5.
  - FRONT FLANGE, resulting in figure nr 6 and 7.
  - BACK FLANGE, resulting in figure nr 8 and 9.

In Table 2.1 an overview of the content of the total 9 figures created per bin size- SNR combination is presented.

Figure nr.	Page per set of 9	(sub-)set of data	Content of figure
1	1	All	3 graphs (1-3) figure
2	2	All	21 Individual Histograms
3	3	All	Stacked Histogram
4	4	Web	3 graphs (1-3) figure
5	5	Web	Stacked Histogram
6	6	Front Flange	3 graphs (1-3) figure
7	7	Front Flange	Stacked Histogram
8	8	Back Flange	3 graphs (1-3) figure
9	9	Back Flange	Stacked Histogram

Table 2.1 List of 9 figures for each combination of bin size and SNR

#### Explanation on figure nr. 1, 4, 6 and 8

Note that figure nr. 1, 4, 6 and 8 consist of 3 graphs, see Figure 2.1.

#### **Graph 1 Values per line, total average and averages per measurement side**

In graph # 1 of each figure are the averages over height of 100, 200, 300 or 400 mm and presented in a graph. In this graph also, the average of all the measurements at the same side are presented and the overall average.

#### **Graph 2 Average values both measurement sides for 3 sets of sheet piles**

In graph #2 of each figure for the 3 sets of sheet piles all the measurements taken at the same side were averaged and presented in a graph.

#### **Graph 3 Differences between measurement from both sides per position and the average**

In graph #3 of each figure the difference between the measurement from both sides are presented for all 21 "positions" as well as the average of all the differences.

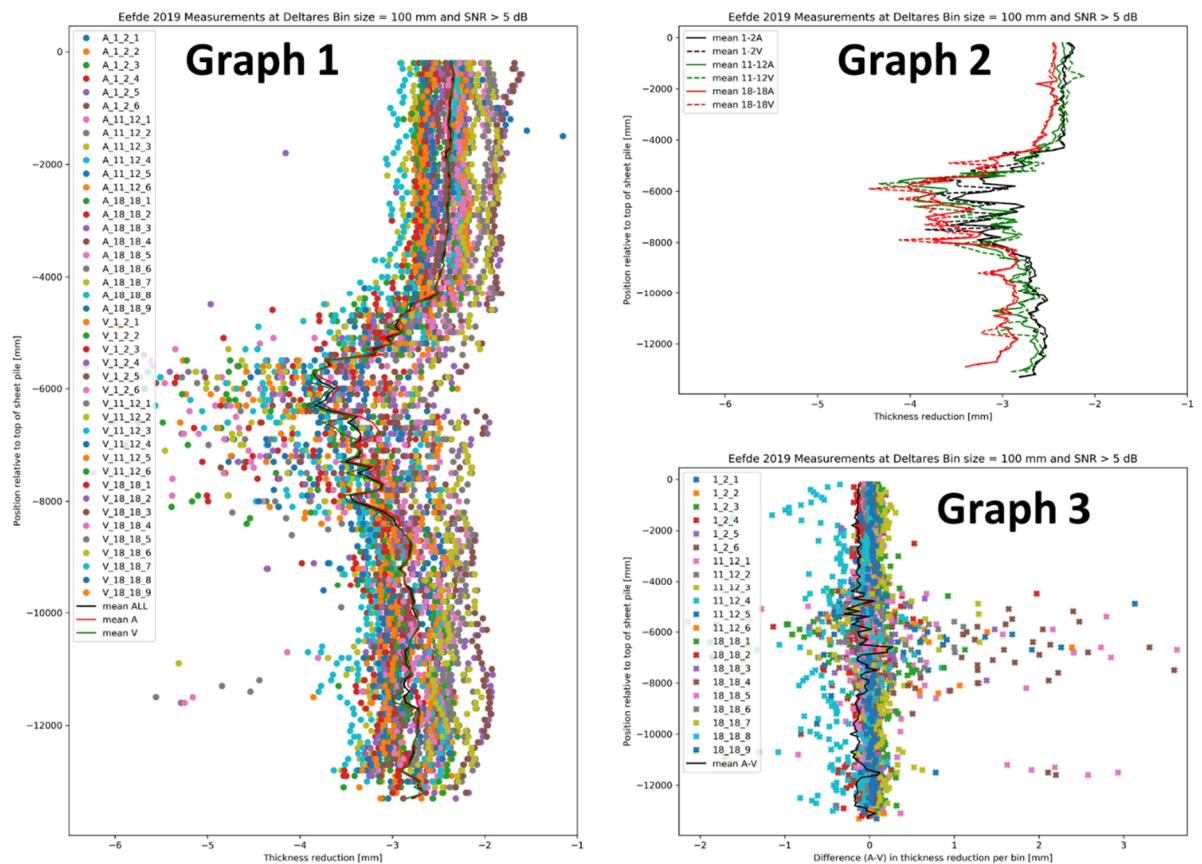


Figure 2.1 Figure with 3 graphs, Bin size 100 mm and SNR > 5dB

In the Graphs 1 the data is labelled:  $[X]_Y[Z]$  and in Graph 3  $[Y]_Z$

Were:

- X Side that was scanned "V" Waterside and "A" Landside
- Y Sheet pile set "1\_2", "11\_12" and "18\_18"
- Z Measurement position (1-9) see Figure 1.4

Above the three graphs the applied bin size [mm] and the applied minimum value (filter) of the Signal Noise Ratio of the data used SNR [dB] is given.

### Explanation on figure nr. 2

The second of each set of 9 figures (figure nr. 2) consist of multiple histograms with for each position values of differences between measurement both sides (A-V), see Figure 2.2. The average per bin of the measurements on the waterside (V) are subtracted from the value measurements from the waterside (V). The presented values are the same as presented in the previous figure: averages per bin. The numbers above the histograms are unique and refer to a measurement position, see Table 2.2.

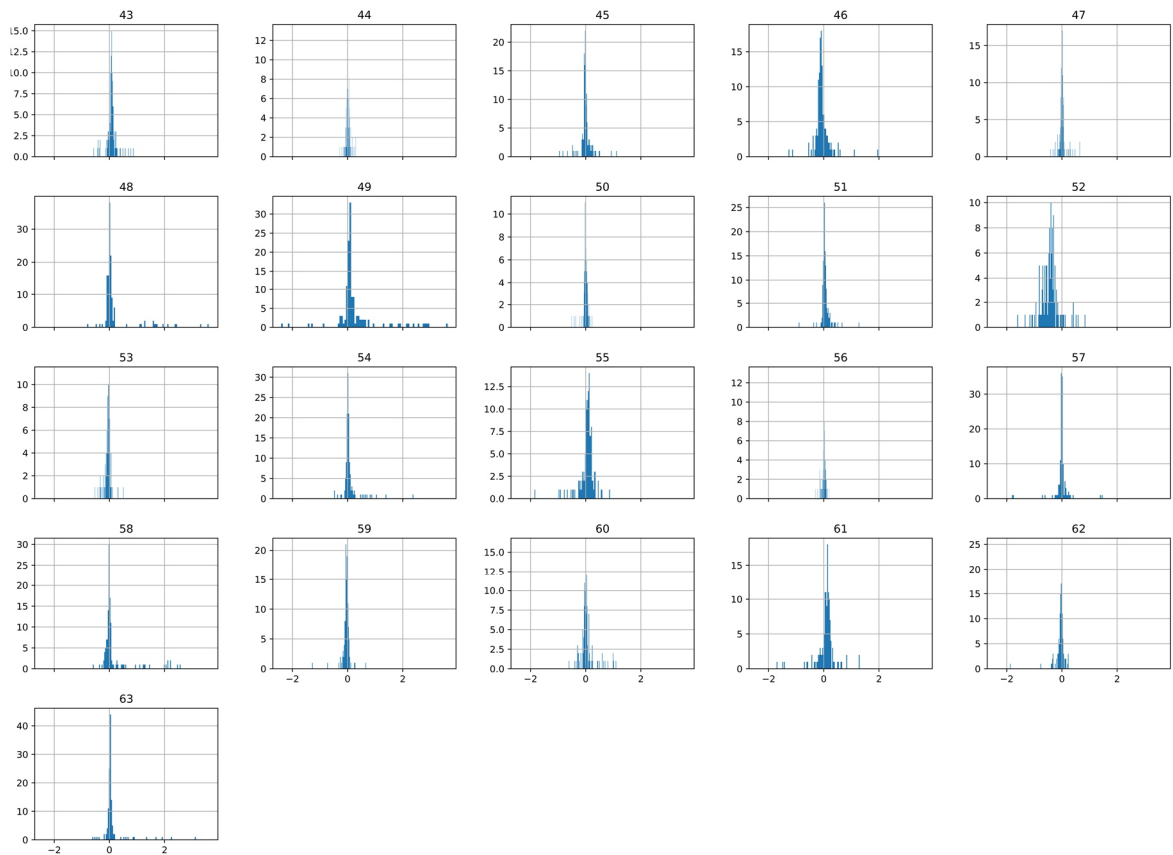


Figure 2.2 Figure with multiple histograms with for each position values of differences between measurement both sides (A-V), Bin size 100 mm and SNR>5. Vertical axis is number of samples per bin and on the horizontal axis value of the differences between measurement both sides (A-V) in mm

Sheet pile set 1-2		Sheet pile set 11-12		Sheet pile set 18-18	
Number in histogram	position	Number in histogram	position	Number in histogram	position
43	1	49	1	55	1
44	2	50	2	56	2
45	3	51	3	57	3
46	4	52	4	58	4
47	5	53	5	59	5
48	6	54	6	60	6
				61	7
				62	8
				63	9

Table 2.2 Numbering in histograms versus numbering of measurement position on sheet pile, see Figure 1.4

Explanation on figure nr. 3, 5, 7 and 9

Figure nr. 3, 5, 7 and 9 consist of a stacked histogram, see Figure 2.3 of all values of the differences between the measurement on both sides presented in the related figures. The numbers above the histograms are unique and refer to a measurement position, see Table 2.2. In the graph the mean value and the standard deviation is presented.

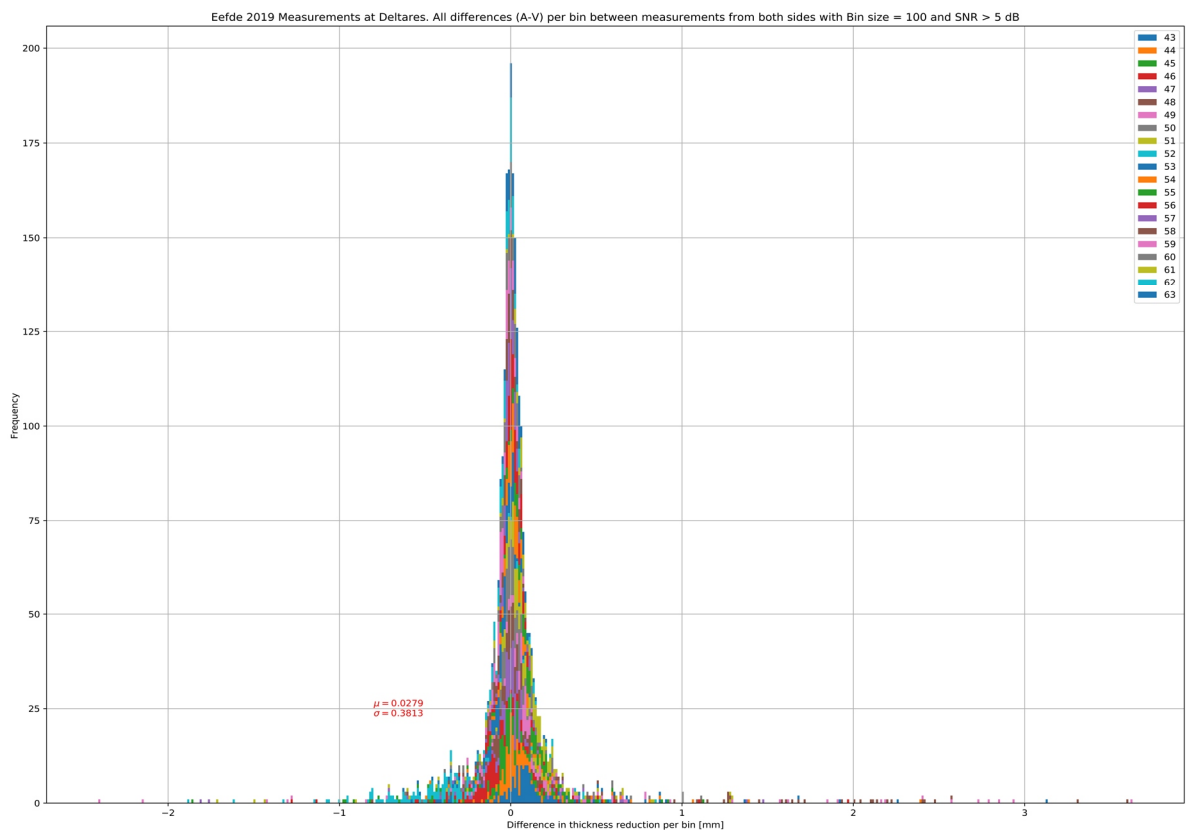


Figure 2.3 Stacked histograms with all average bin values of differences between measurement on both sides (A-V), Bin size 100 mm and SNR>5

Finally, there have been made combination plots with the mean and standard deviations of the various analysis and these are presented as function of the Signal Noise Ratio.

#### 2.4 Comparison of the measurements for different SNR

To get an indication of the influence of the SNR on the results the difference in average thickness reduction per bin size for two different SNR-values have been subtracted and the differences are presented in a graph. For this analysis a value of SNR = 5 dB was taken as reference and the results were compared with SNR values of 4, 3 and 2 dB. The analysis was furthermore made for bin sizes of 100 mm and 300 mm. This resulted in  $3 * 2 = 6$  combinations.

For each combination the analysis was made for the total data set (ALL) resulting in 3 figures and for the sub-sets of the measurements on the WEB, FRONT FLANGE and BACK FLANGE the same analysis was made resulting in 6 more figures. In Table 2.3 an overview of the content of the 9 figures made per bin size-SNR combination is given.

Figure nr.	Page per set of 9	(sub-)set of data	Content of figure
1	1	All	3 graphs(ABC) figure
2	2	All	21 Individual Histograms
3	3	All	Stacked Histogram
4	4	Web	3 graphs(ABC) figure
5	5	Web	Stacked Histogram
6	6	Front Flange	3 graphs(ABC) figure
7	7	Front Flange	Stacked Histogram
8	8	Back Flange	3 graphs(ABC) figure
9	9	Back Flange	Stacked Histogram

Table 2.3 List of 9 figures for each combination of bin size and SNR

The first figure consists of 3 graphs, see Figure 2.4.

**Graph A: Values and total average values of the difference between two SNR filter values**

In graph A in the figure are the differences for two SNR filter settings of averages over height (bin size) of 300 or 100 mm presented in a graph. In this graph also, the average of this for all the measurement at the same side are presented and the overall average.

**Graph B: Average difference between two SNR filter values for 3 sets of sheet piles**

In graph B of the figure for the 3 sets of sheet piles all the results presented in graph A taken at the same side were averaged and presented in graph B.

**Graph C: Values of differences between measurements of both sides of the differences between two SNR filter values**

In graph C of the figure the difference of the results presented in graph A between the measurement from both sides are presented for all 21 "positions" as well as the average of all the differences (of the differences presented in graph A).

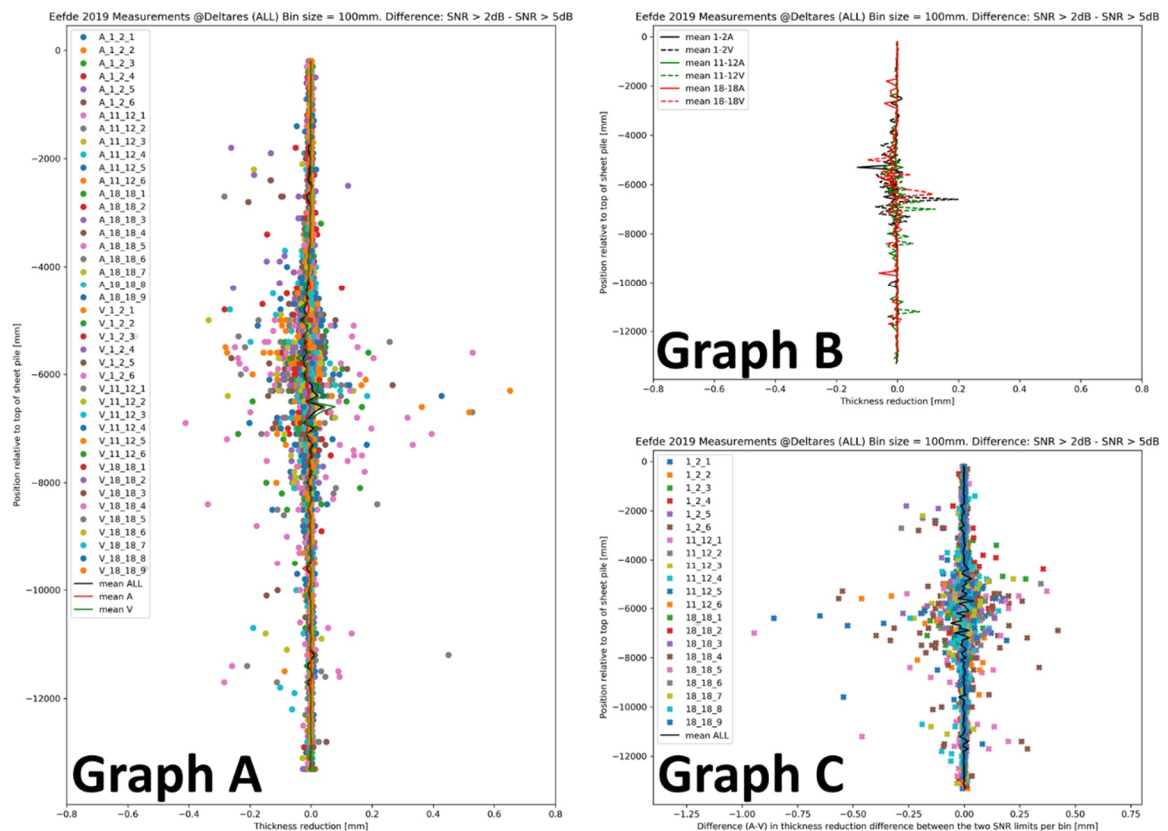


Figure 2.4 Figure with 3 graphs with differences between the resulting values of the thickness reduction of two SNR filters, Example with Bin size = 100 mm and SNR>2 - SNR>5

In the Graphs A the data is labelled: [X]\_[Y]\_[Z] and in Graph C [Y]\_[Z]

Were:

- X Side that was scanned "V" Waterside and "A" Landside
- Y Sheet pile set "1\_2", "11\_12" and "18\_18"
- Z Measurement position (1-9), see Figure 1.4

Above the three graphs the applied bin size [mm] and the 2 filter values (minima) of the Signal Noise Ratios (SNR) [dB] applied are presented.

Explanation on figure nr. 2 The second of each set of 9 figures (figure nr. 2) consist of multiple histograms with for each position values of the differences between the resulting values of the thickness reduction of two SNR filters, see Figure 2.5. The averages per bin of the measurements for a SNR >5 dB filter setting are subtracted from the values based on >2, >3 or >4 dB SNR filter setting. The presented values are the same as presented in Graph A of the previous figure: averages per bin. The numbers above the histograms are unique and refer to a measurement position, see Table 2.2.

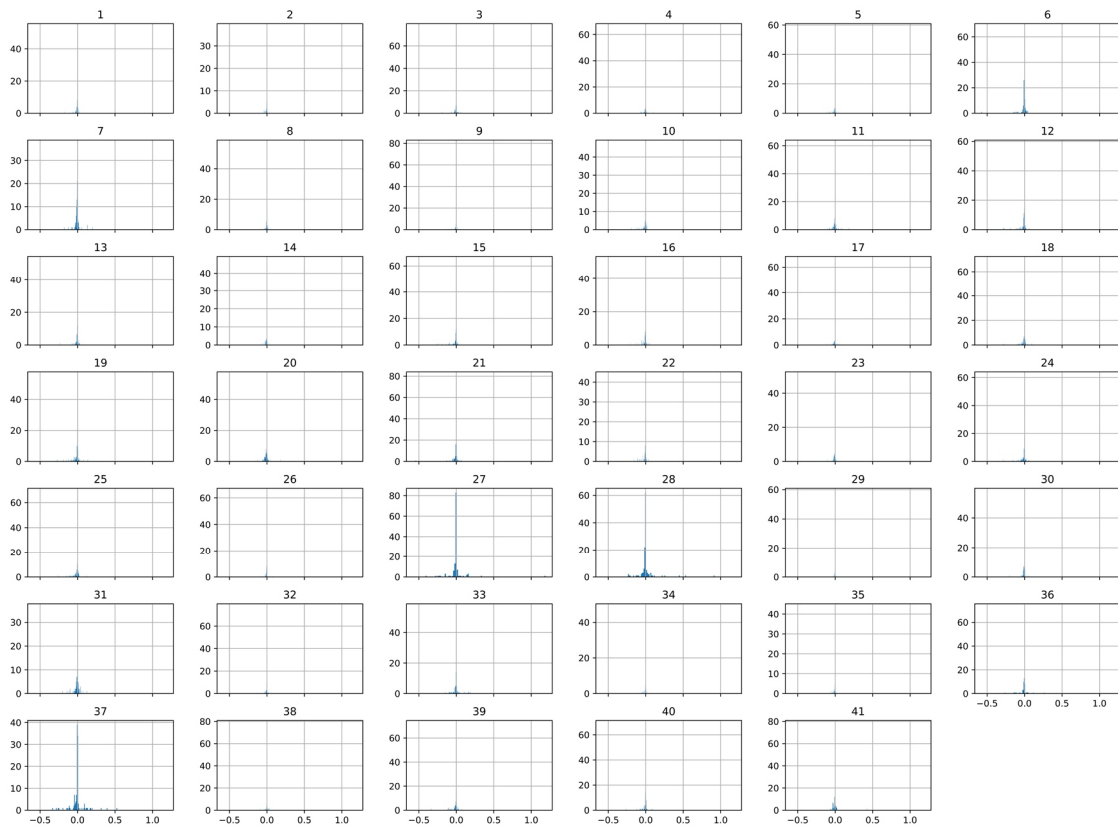


Figure 2.5 Figure with multiple histograms with for each position of differences between the resulting values of the thickness reduction in [mm] (horizontal axis) of two SNR filters, Example with Bin size = 100 mm and  $SNR > 2 - SNR > 5$ . Note the lines of the Histogram are so narrow that the one on top of a gridline cannot be seen, but as the vertical axis with the number of samples per bin, automatically scales this is an indication of the magnitude of the maximum value in one of the

#### Explanation on figure nr. 3, 5, 7 and 9

Figure nr. 3, 5, 7 and 9 consist of a stacked histogram, see Figure 2.6 of all values of the differences between the measurement for the two different SNR filter settings as presented in Graph A of the related figure (Figure 2.4). The numbers above the histograms are unique and refer to a measurement position, see Table 2.2. In the graph the mean value and the standard deviation is presented.

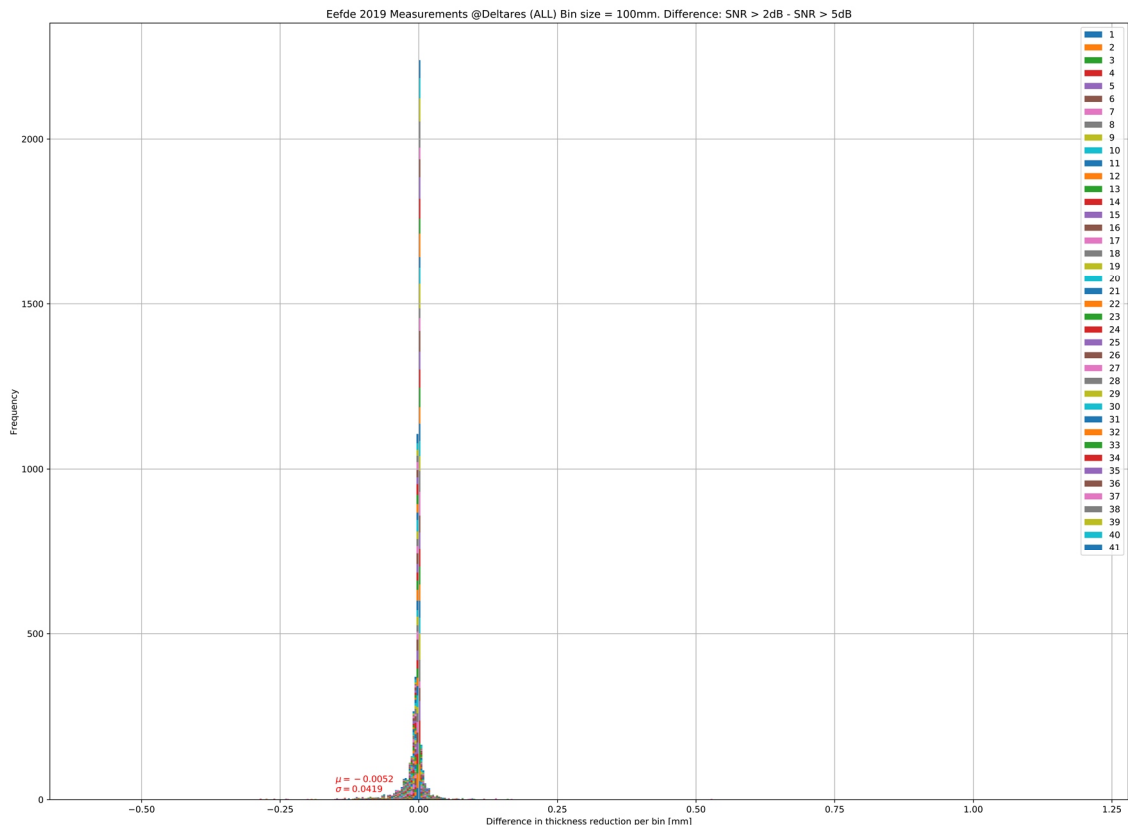


Figure 2.6 Stacked histograms with all average bin values of differences between the resulting values of the thickness reduction in [mm] of two SNR filters, Example with Bin size = 100 mm and **SNR>2dB - SNR>5dB**



## 3 Results

### 3.1 General

In appendix A to D for each individual combination of the 4 different bin sizes and the 8 Signal Noise Ratio's the 9 figures are presented as discussed in paragraph 2.3.

In Appendix E the combination graphs of the mean value and standard deviation of the differences in the measurements from both sides per measurement position versus Signal Noise Ratio are presented. In Appendix F the overall combination graphs are presented with the mean values for all the "positions" and for the three sub sets Web, Front Flange and Back Flange.

In Appendix G for each individual combination of the 2 different bin sizes and the comparison of 3 Signal Noise Ratio's the figures are presented as discussed in paragraph 2.4.

In this chapter a selection of the graphs of appendix A to G are presented and discussed:

- §4.2 the differences in measurement between measurement side;
- §4.3 the influence of Signal to Noise Ratio on differences between measurement from both sides;
- §4.4 the influence of Signal to Noise Ratio average values per bin are presented and discussed.

### 3.2 Differences in measurement between measurement side

#### 3.2.1 Differences overall

The three Graphs with all the measurements (i.e. figure nr. 1 of 9) of the presented output in Appendix A to D show that the absolute value of differences between the measurements from the front and backside are largest in the zone with the largest thickness reduction (Graph 1 and 2), see for example Figure 2.1 for a bin size of 200 mm and  $SNR > 5$ . Increase of the bin size and decrease of the SNR filter value increases the differences, see Figure 3.1 for bin size of 400 mm and  $SNR > 0$ . Decrease of the bin size and increase of the SNR filter value decreases the average differences (graph 3), Figure 3.2 bin size of 100 mm and  $SNR > 0$ . The absolute values of the differences are always on the same level with the largest thickness reductions.

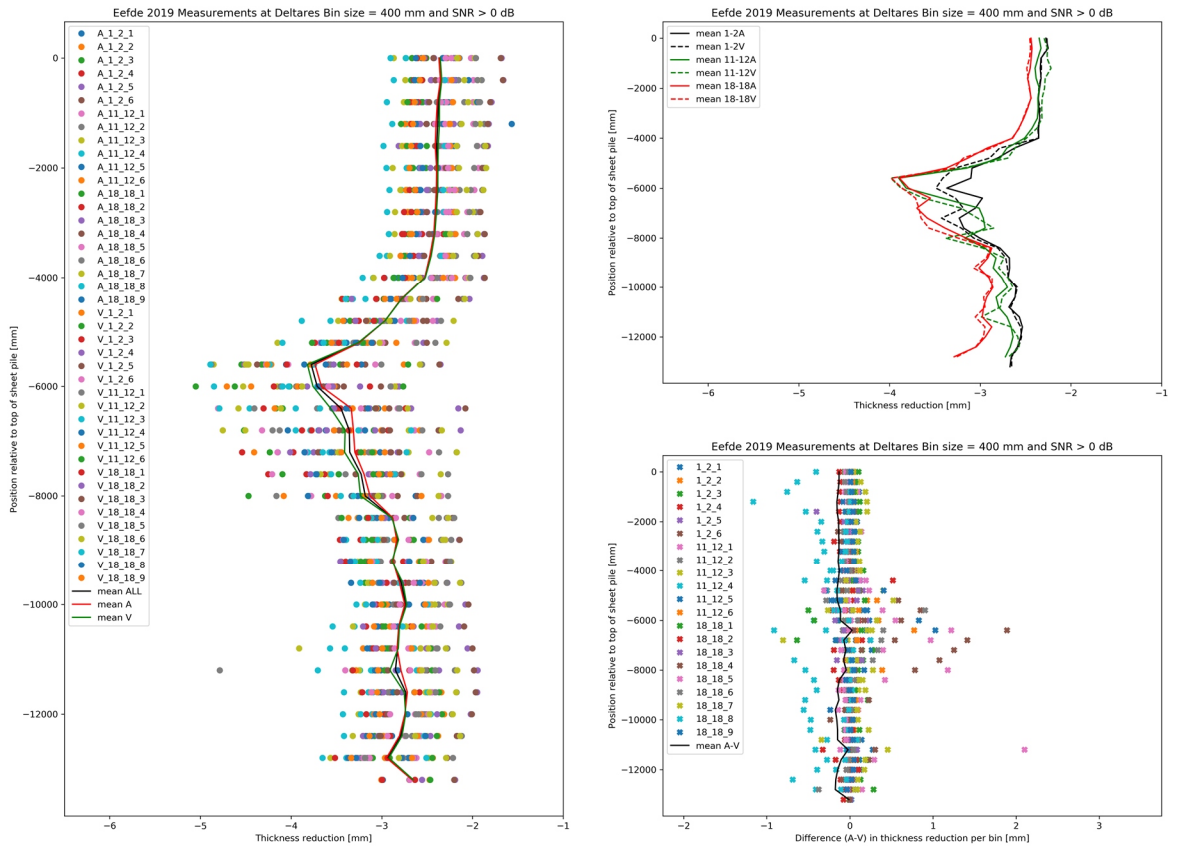


Figure 3.1 All measurement “positions”. Thickness reduction per “position”, mean values per side per set and differences of measurements from both sides, Bin size 400 mm and SNR > 0dB

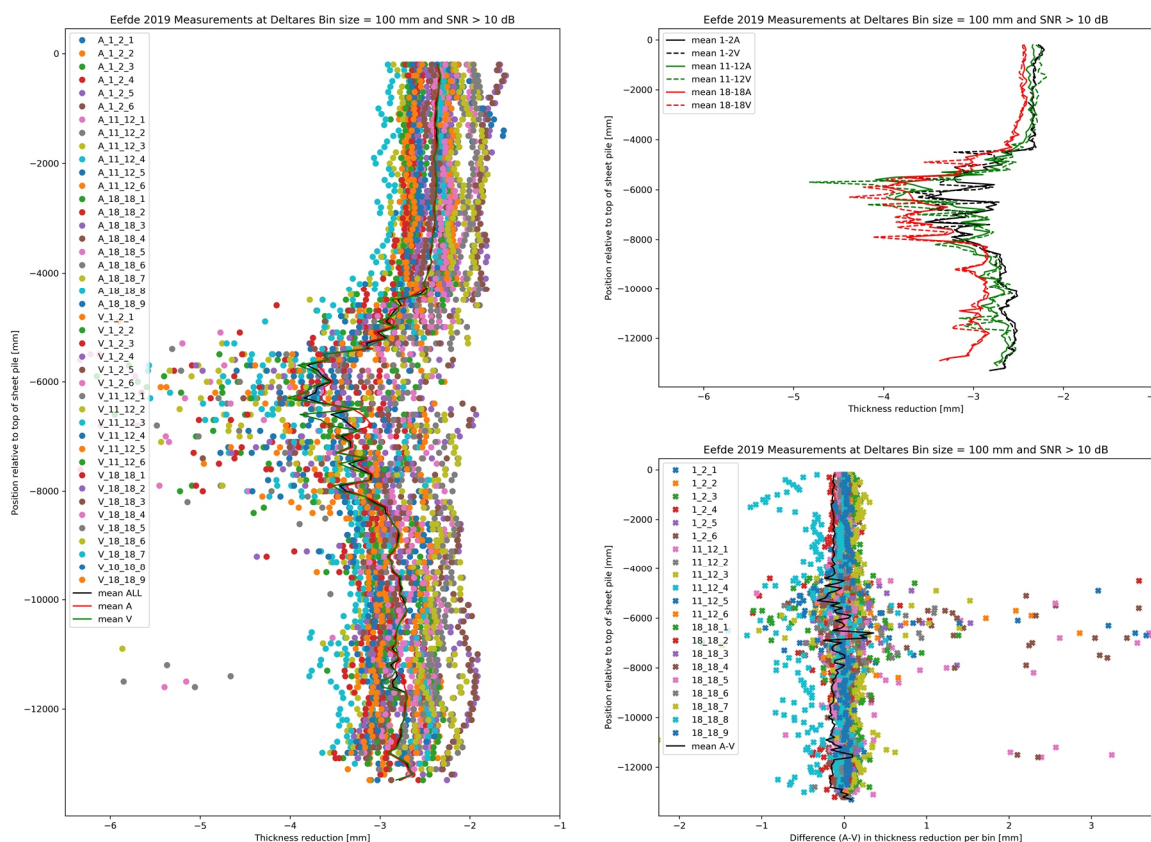


Figure 3.2 All measurement “positions”. Thickness reduction per “position”, mean values per side per set and differences of measurements from both sides, Bin size 100 mm and SNR > 10dB

### 3.2.2 Differences on the Web

When looking at the same data as presented in Figure 3.2 but now for the sub-set with only measurements on the Web, the differences between the measurements from both sides of the profile are very small as can be seen when comparing (Graph 3) of in Figure 3.3 and in Figure 3.2.

The differences presented in Figure 3.2 are caused/dominated by the differences at the location of both the front and back flanges. This can be explained due to the deviation in measurement “positions” as explained in paragraph 2.2. It is concluded that for the evaluation of the influence of the measurement side the measurements of the Web are the best. For the sub-set with only measurements on the Web, the differences between the measurements from both side of the profile remain very small even for a SNR > 0dB as can be seen in Figure 3.4.

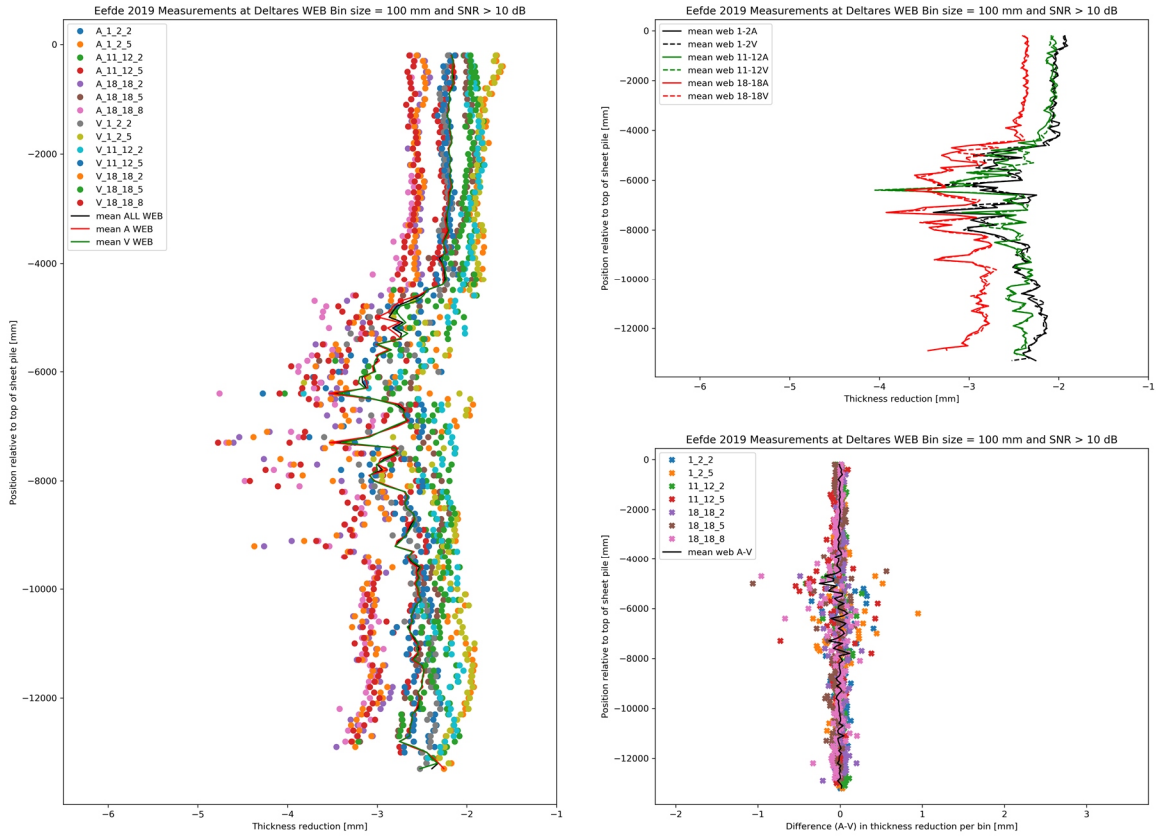


Figure 3.3 Measurements on the web. Thickness reduction per "position", mean values per side per set and differences of measurements from both sides, Bin size 100 mm and SNR > 10dB

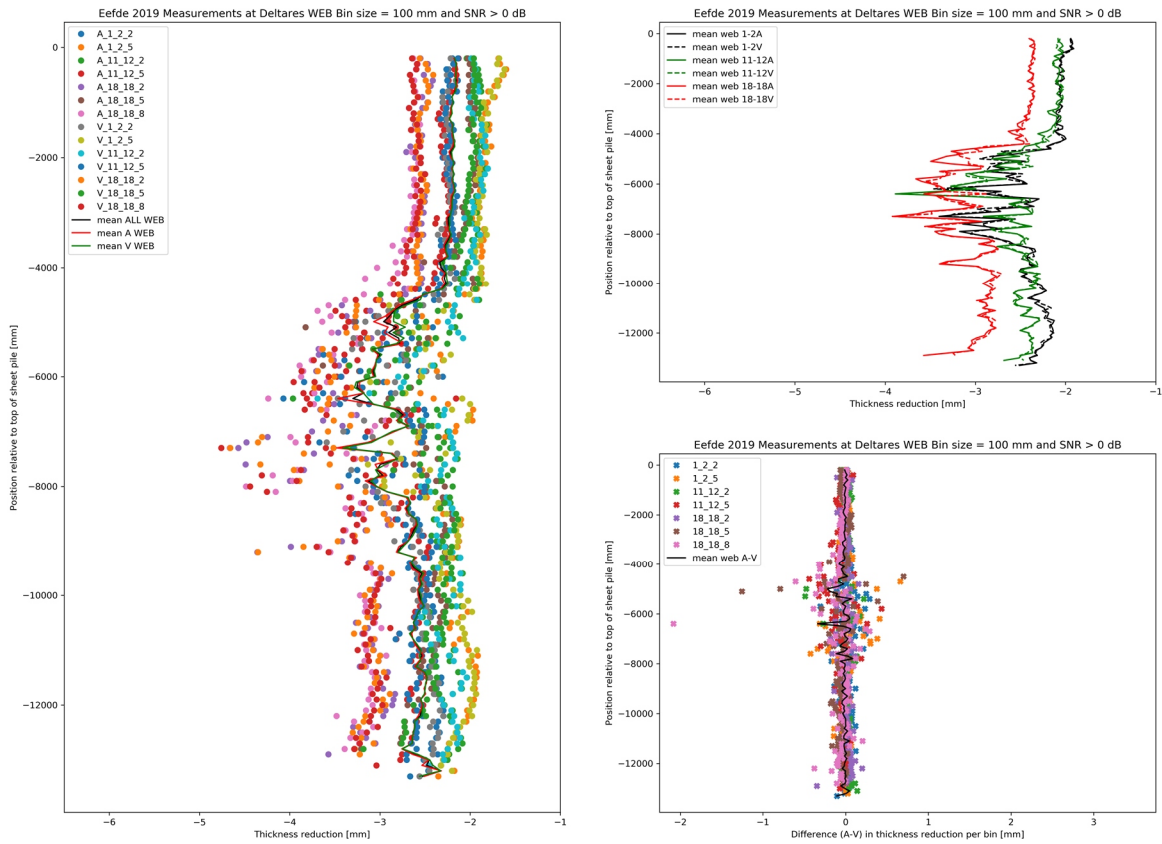


Figure 3.4 Measurements on the **web**. Thickness reduction per “position”, mean values per side per set and differences of measurements from both sides, Bin size **100 mm** and SNR > **0dB**

### 3.2.3 Histogram of the web

The histogram in Figure 3.5 of the in Figure 3.4. presented data of the differences of the measurements on both sides of the web show that there is a very small shift of the mean value of 0.02 mm and a standard deviation of 0.13 mm.

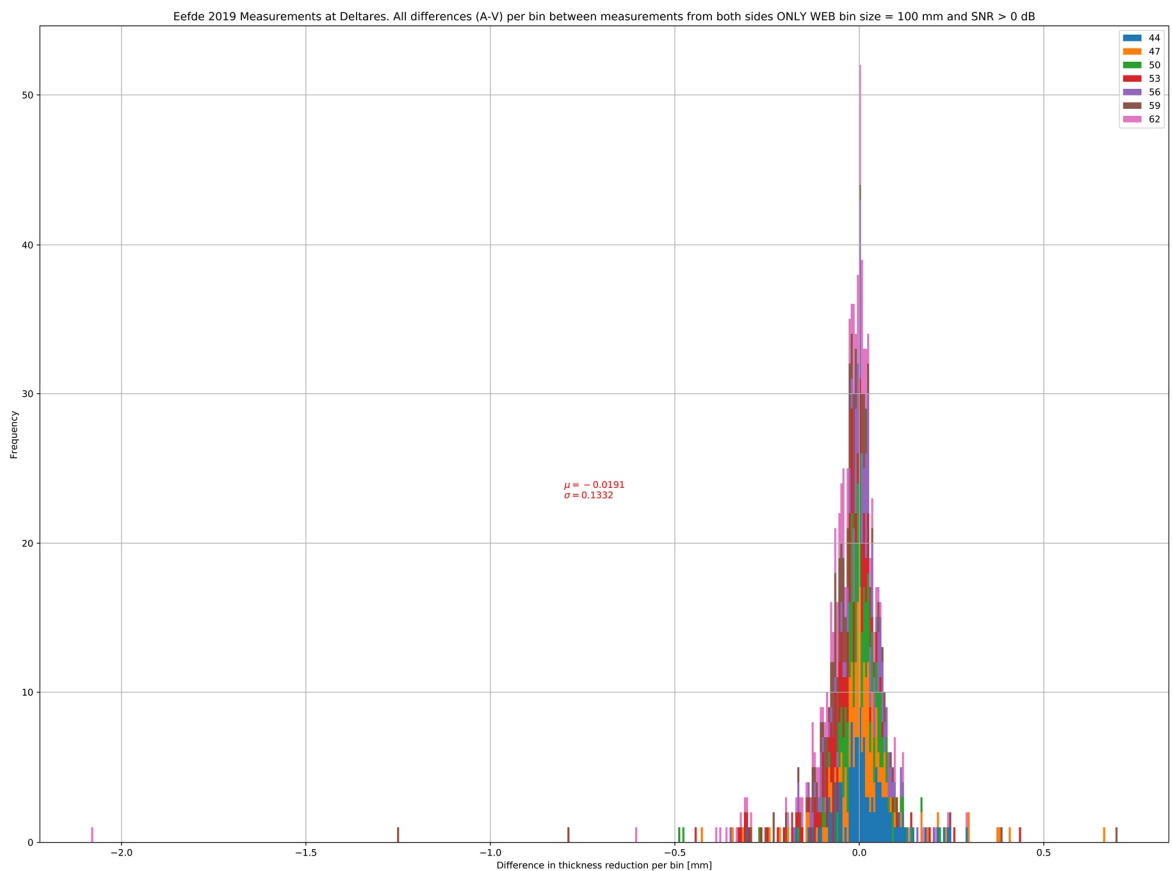


Figure 3.5 Measurements on the **web**. Stacked histogram with all average bin values of differences between the resulting values of the thickness reduction in [mm], Bin size **100 mm** and SNR > **0dB**

### 3.3 Influence of SNR on differences between measurement from both sides

#### 3.3.1 Average and standard deviation overall

The mean-value and standard deviations of the in Appendix A to D presented stacked histograms of the total dataset and the sub-sets for the Web, Front and Back Flanges are presented in graphs as function of the Signal to Noise Ratio. In Figure 3.6 the graph for the smallest bin size of 100 mm is presented with the mean value and standard deviations for the total dataset and the sub-sets for the Web, Front and Back Flanges. In Figure 3.7 to Figure 3.10 the results for the different bin sizes (100, 200, 300 and 400 mm) are presented for respectively the total dataset and the sub-sets for the Web, Front and Back Flanges.

#### Average bin size 100 mm

The mean of the total dataset and the mean for the Web and Back Flange sub-set was about 0.0 mm, see Figure 3.6. The mean value for the measurement on the Front Flanges was in the range of about +0.1 mm.

#### Standard deviation bin size 100 mm

The standard deviation on the web was about 0.1 mm about a factor 3 smaller than for the Flanges, see Figure 3.6. The magnitude of the standard deviation of the total dataset is governed by the measurements on the Flanges.

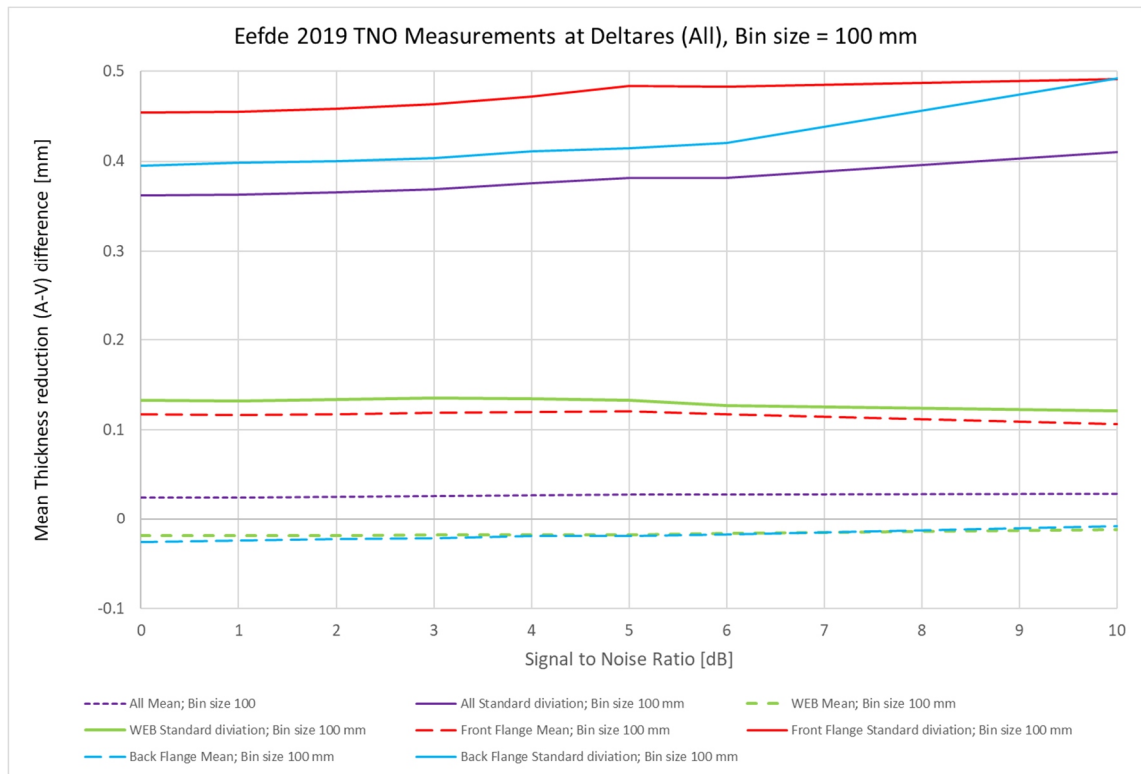


Figure 3.6 The standard deviation and mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per bin of 100 mm, All measurements and sub-sets

**Influence of bin size**

Figure 3.7 to Figure 3.10 show that the mean values are not influenced by the bin size. Figure 3.7 to Figure 3.10 show that the standard deviation overall decreases by increase of the bin size. That the effect is not constant as function of the Signal to Noise Ratio might be explained by the fact that the amount of measurement data reduces by increase of the Signal to Noise Ratio what could have a stronger effect on the smaller bin sizes.

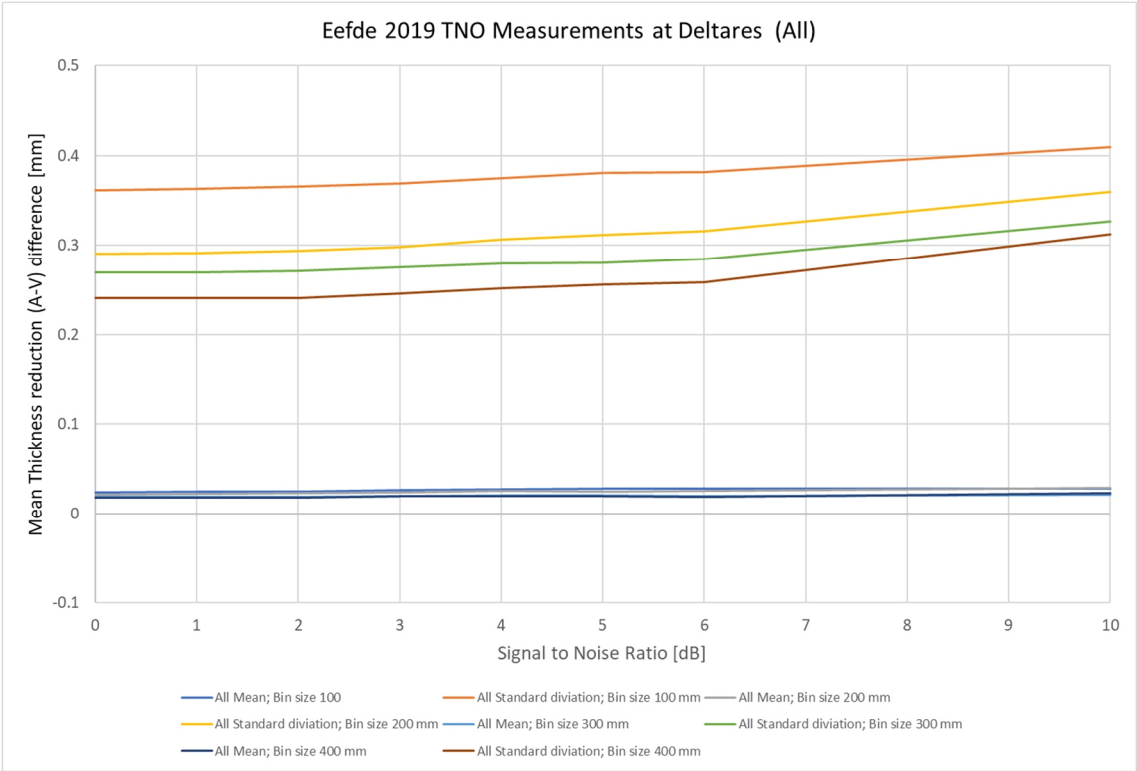


Figure 3.7 The standard deviation and mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per bin, All measurements

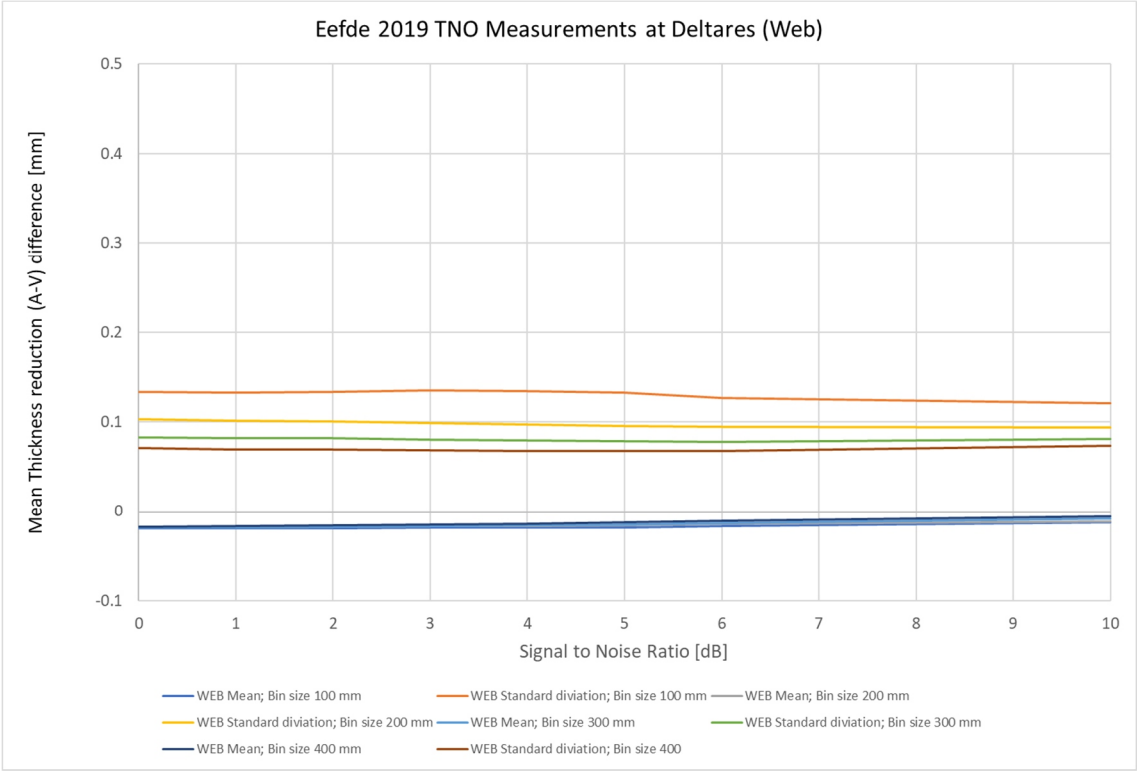


Figure 3.8 The standard deviation and mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per bin Only measurements on the Web



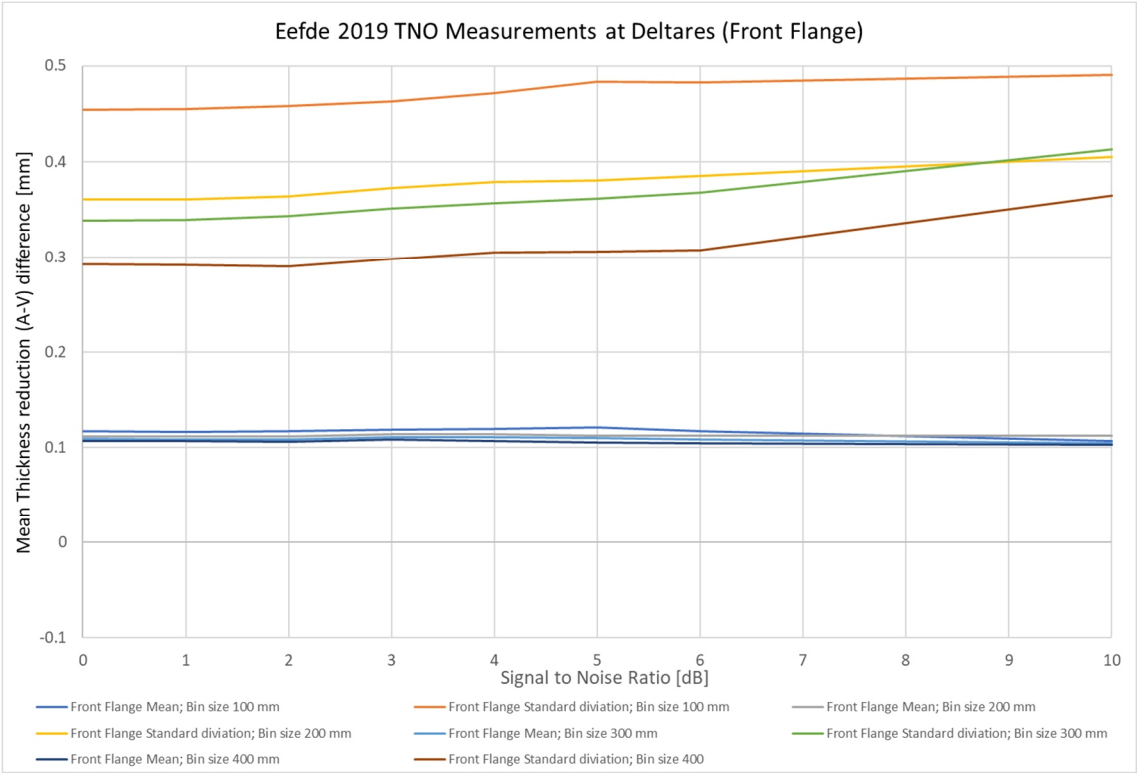


Figure 3.9 The standard deviation and mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per bin Only measurements on the **Front Flange**

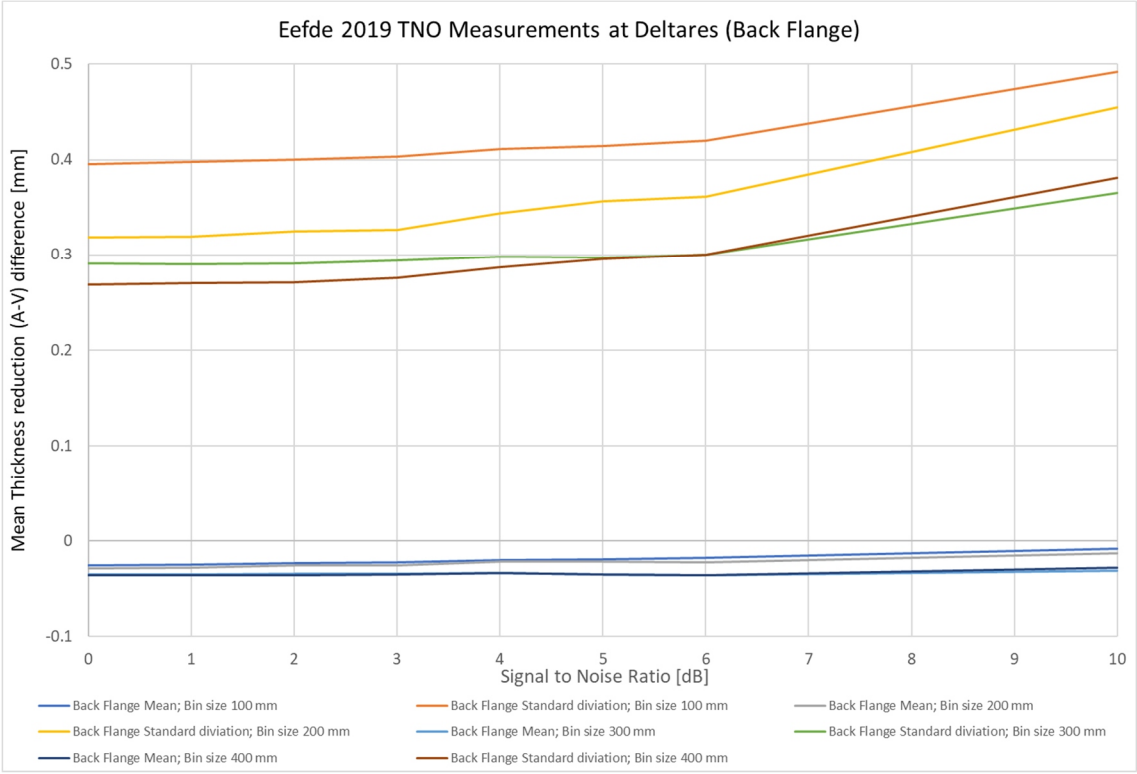


Figure 3.10 The standard deviation and mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per bin Only measurements on the **Back Flange**

### 3.3.2 Average and standard deviation per individual measurement on the Web

The measurements on the web sub-set had the lowest standard deviations. For the 5 individual measurement “positions” on the web the mean value of the difference as function of the Signal over Noise Ratio for the smallest bin size of 100 mm is presented in Figure 3.11 and the standard deviation in Figure 3.12. Figure 3.11 show that the mean values for all of the measurement “positions” are relatively independent of Signal of Noise Ratio in this range. Figure 3.12. show that for one of the 6 measurement “positions” (1\_18\_8) there was an influence of Signal of Noise Ratio in this range where the standard deviation of the differences reduces from 0.2 to 0.1 mm.

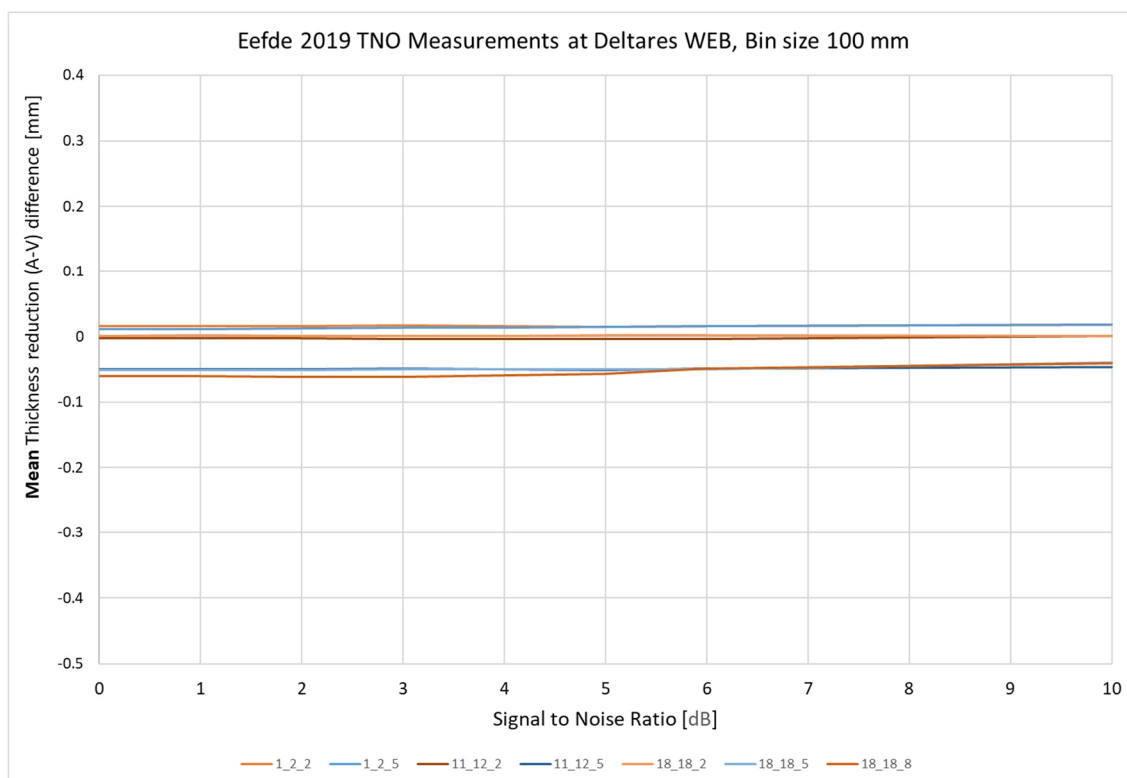


Figure 3.11 The mean value of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per measurement “position” for a bin size of 100 mm. Only measurements on the **Web**

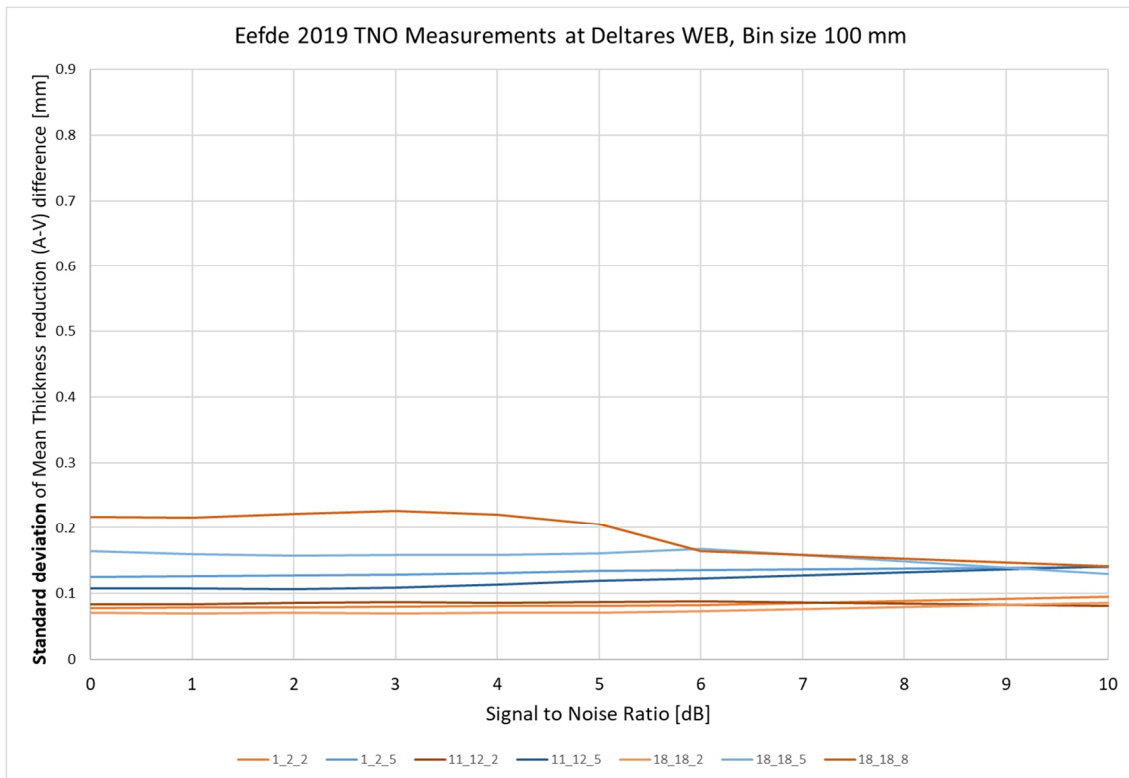


Figure 3.12 The standard deviation of the average difference between measured thickness on front and backside of sheet pile per measurement position for a bin size of 100 mm Only measurements on the **Web**

### 3.4 Influence of SNR on average values per bin

In paragraph 3.2 the larger differences between the measurements from both sides at the Flange locations were explained. The measurement on the web will give the best indication of the influence of the SNR on the results.

The stacked histogram of the difference in average thickness reduction per bin size for SNR-value of 5 dB have been subtracted SNR-value 2 dB for the smallest bin sizes of 100 mm of total dataset, with measurements all “positions”, is presented in Figure 2.6. The same histogram for web sub-set, with the measurements at the web “positions”, is presented in Figure 3.13.

The shift of the average mean of the measurements at all “positions” and of the web locations only were both extremely small, respectively 0.005 mm and 0.004 mm. The standard deviation of the difference average mean of all locations and of the web locations only were also both extremely small, respectively 0.042 mm and 0.019 mm.

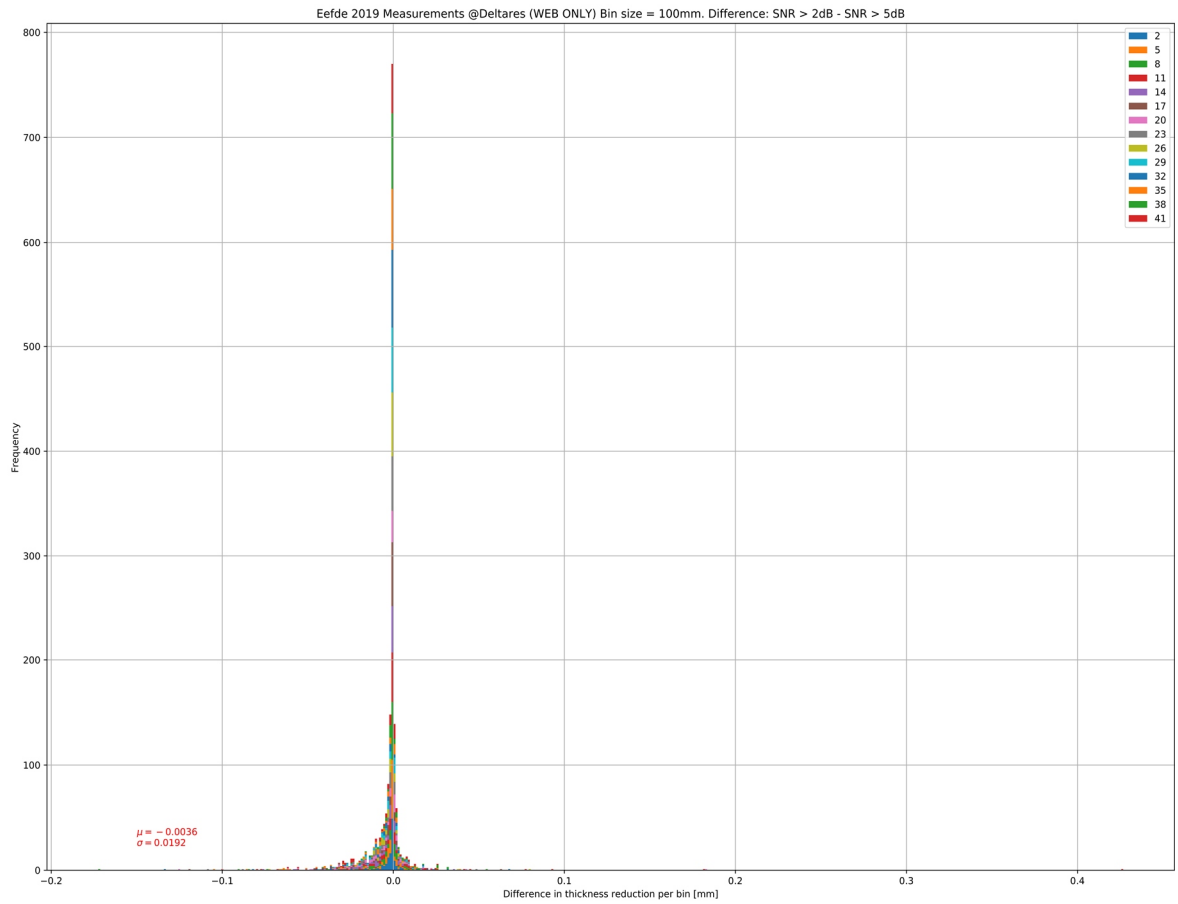


Figure 3.13 Measurements on the **Web**. Stacked histograms with all average bin values of differences between the resulting values of the thickness reduction in [mm] of two SNR filters, Bin size = 100 mm and SNR>2 - SNR>5

## 4 Evaluation

For this research as stated before in the introduction that for this part of the research only the average values in vertical direction on decimetre scale are of interest. In paragraph 3.2 the larger differences between the measurements from both sides at the Flange locations were explained to be the result from some misalignments and the measurements from both sides were not performed “on top” of one other. It can be concluded that the measurement on the web will give the best indication of the influence of the SNR filtering on the results.

The measurements on the web show that there is only small ( $\sim 0.02$  mm) difference between the average measurements from both sides. The measurements on the web show that the standard deviation between the measurements from both sides is also small ( $\sim 0.1$  mm). Based on this observation and the thickness reduction in the range  $\sim 2$  mm to  $\sim 6$  mm there is no significant difference between the results on the measurements taken from both sides on the Eefde sheet piles in 2019.

To maximise the amount of measurements that can be used, the effect of a lower SNR value, compared with the standard threshold value of  $\text{SNR} > 5\text{dB}$ , was investigated on the average values (per bin). The mean value of the difference between  $\text{SNR} > 2$  and  $\text{SNR} > 5$  was very small with an average of  $\sim 0.005$  mm with a standard deviation of  $\sim 0.05$  mm. Based on this observation the application of a  $\text{SNR} > 2\text{dB}$  can be applied for the measurements on the Eefde sheet piles in 2019 for this specific research.

**A Measurement from both sides and the difference SNR>0-  
10dB bin=100 mm**

**B Measurement from both sides and the difference SNR>0-10dB bin=200 mm**

**C Measurement from both sides and the difference SNR>0-10dB bin=300 mm**

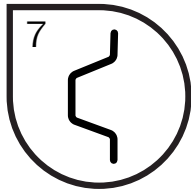


**D Measurement from both sides and the difference SNR>0-  
10dB bin=400 mm**

**E Mean and standard deviation of difference front-backside  
per “position” bin=100-400 SNR>0-10dB**

**F Mean and standard deviation of difference front-backside  
totals bin= 100-400mm SNR>0-10dB**

**G Difference between SNR>5dB and SNR>2, >3, >4dB bin=100 and 300mm**



Methodiek om – met een modificatiefactor voor de staaldikte aan het einde van de ontwerplevensduur – de variatie in de afname van de profieldikte te implementeren in het beoordelen van de betrouwbaarheid ten behoeve van het ontwerp van een stalen damwandconstructie.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2020*

# Technische levensduur

## Degradatie staal

### *Modificatiefactor tbv ontwerpwaarde afname staaldikte door corrosie*

Hans Brinkman

(Deltares)

Diego Allaix

(TNO)

Renger van de Kamp

(Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2020-BKW-02a007

Versie : 1.0

Datum publicatie : 10 augustus 2020





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK)** werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen **Nationaal Kennis- en Innovatieprogramma Water en Klimaat (NKWK)**. Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijn-ontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Diego Allaix - [diego.allaix@tno.nl](mailto:diego.allaix@tno.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2020 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)



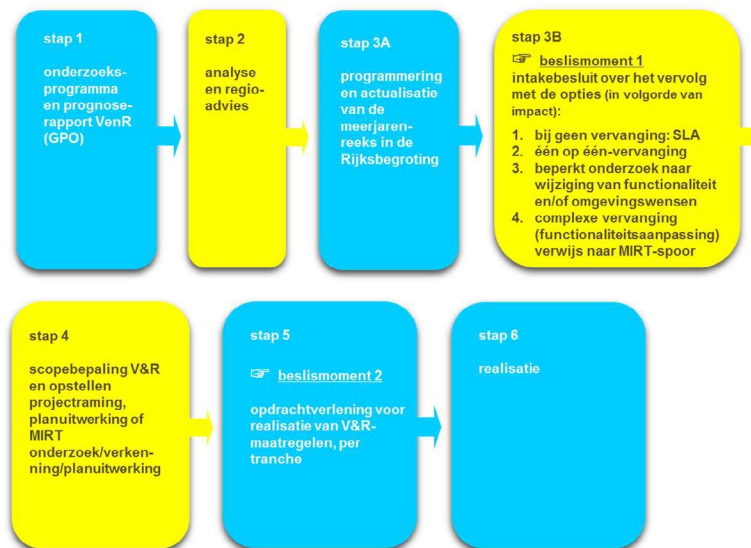




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke (onderdelen van ) natte assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich bij deze assets dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen te koppelen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde werkwijze Programma Vervanging en Renovatie van Rijkswaterstaat

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2020*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennis- en Innovatieprogramma Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2020 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Arcadis, ArcelorMittal, Boskalis, DIANA FEA, Loodswezen Amsterdam IJmond, ShoreTension, TU Delft en de Vletterlieden.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende onderzoeksrapport “Degradation of Steel Sheet Piles – Modification factor for design value of thickness reduction due to corrosion”. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2020. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# Technische levensduur – Degradatie staal, Modificatiefactor tbv ontwerpwaarde afname staaldikte door corrosie

### Aanleiding

Dit onderzoeksrapport maakt deel uit van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK), dat kennis en tools ontwikkelt om mogelijk te maken dat in de komende decennia op een efficiënte en kosteneffectieve manier meer dan 200 waterbouwkundige constructies in Nederland te vervangen. Onder meer door de restlevensduur van bestaande kunstwerken zo optimaal mogelijk te gebruiken. Daarvoor is het essentieel om constructies zo realistisch mogelijk te kunnen modelleren, waardoor de dominante onzekerheden in dergelijke analyses kunnen worden verminderd. Dat vergt een transitie in de ingenieurspraktijk: van robuust ontwerpen van nieuwe naar geoptimaliseerde beoordelen van bestaande constructies.

Door corrosie zal de dikte van stalen damwanden afnemen. In de ontwerpwaarden van de geometrische gegevens van het profiel moeten afwijkingen in geometrische data expliciet in rekening worden gebracht indien die afwijkingen een aanzienlijke invloed hebben op de betrouwbaarheid van de constructie (clausule 6.3.4 (2) P van EN1990). Bij stalen damwandplanken heeft de variatie in de afname van de wanddikte veroorzaakt door corrosie een significant effect op de restdikte van het profiel en, daarmee, op de betrouwbaarheid van de constructie die het einde van de technische levensduur bepaalt. Op dit moment wordt deze variatie nog niet expliciet in het damwandontwerp in rekening gebracht.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Dit onderzoek heeft tot doel gehad om een methode te ontwikkelen om – met een modificatiefactor voor de staaldikte aan het einde van de ontwerplevensduur – de variatie in de afname van de profieldikte te implementeren in het beoordelen van de betrouwbaarheid ten behoeve van het ontwerp van een stalen damwandconstructie.

### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

In de ontwikkelde methodiek wordt de grootte van de modificatiefactor voor de staaldikte aan het einde van de ontwerplevensduur afgeleid op basis van de resultaten van Monte Carlo-simulaties. In deze simulaties is ook de variatie van de initiële weerstand van het damwandprofiel meegenomen.



### Onderzoekresultaten en synthese

Het onderzoek heeft geresulteerd in methodiek om voor het ontwerp een modificatiefactor af te leiden voor de staaldikte aan het einde van de ontwerplevensduur. De grootte van de modificatiefactor hangt af van de variatiecoëfficiënt van de resulterende profieldikte (d.w.z. de initiële profieldikte minus de afname van de dikte) aan het einde van de gewenste technische levensduur. De praktische toepassing van de voorgestelde modificatiefactor binnen het Eurocode-raamwerk wordt geïllustreerd met voorbeelden.

### Evaluatie en vooruitblik

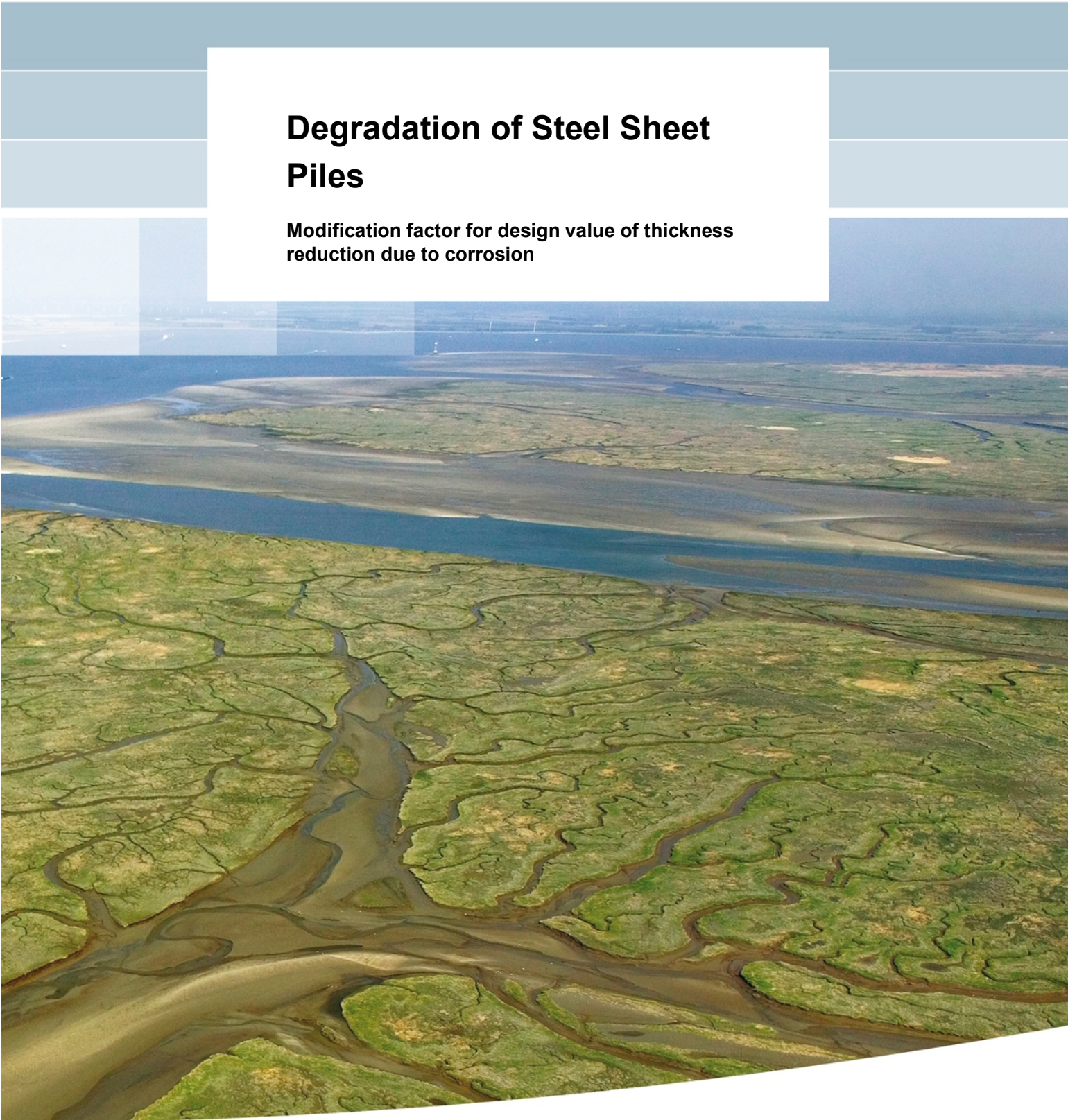
Hoewel de voorgestelde methode met een modificatiefactor voor de staaldikte aan het einde van de ontwerplevensduur is afgeleid voor het ontwerp van nieuwe stalen damwandconstructies, kan het principe worden aangepast voor het beoordelen van bestaande damwandconstructies. Hiervoor zijn wel enkele aanpassingen aan de methodiek nodig, zoals:

- het vervangen van de "ontwerplevensduur" door "resterende levensduur" en
- het herdefiniëren van de aanvankelijke dikte  $t_0$ .

Deze aanpassingen maken geen deel uit van dit onderzoeksrapport.

## **Degradation of Steel Sheet Piles**

**Modification factor for design value of thickness  
reduction due to corrosion**



# Degradation of Steel Sheet Piles

**Modification factor for design value of thickness reduction  
due to corrosion**

ir. J. Brinkman  
Prof. Dr.ir. D.L. Allaix.

## Contents

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Background	1
1.2	The effect of the variation of degradation	1
<b>2</b>	<b>Variability on geometrical dimensions</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Modification factor for design value of the thickness reduction due to corrosion of sheet piles</b>	<b>4</b>
3.1	Introduction	4
3.2	Derivation of the modification factor	4
3.3	Result of the Monte Carlo simulations	8
<b>4</b>	<b>Practical application in Eurocode framework</b>	<b>13</b>
<b>5</b>	<b>Eurocode examples</b>	<b>14</b>
5.1	Example 1 $V_c$ ; $T_{ref} = 0.5$ and $cm$ ; $T_{ref} = 0.1t_0$	14
5.2	Example 2 $V_c$ ; $T_{ref} = 0.5$ and $cm$ ; $T_{ref} = 0.25t_0$	14
5.3	Example 3 $V_c$ ; $T_{ref} = 0.4$ and $cm$ ; $T_{ref} = 0.25t_0$	15
5.4	Example 4 $V_c$ ; $T_{ref} = 0.2$ and $cm$ ; $T_{ref} = 0.25t_0$	16
5.5	Example 5 Practical sheet pile case	17
<b>6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>21</b>
<b>7</b>	<b>References</b>	<b>22</b>



# 1 Introduction

## 1.1 Background

In the research program Hydraulic Structures (Dutch: Kennisprogramma Natte Kunstwerken) the Dutch knowledge institutes Deltares, TNO and Marin develop in cooperation with the Dutch Ministry of Infrastructure and Water Management (Dutch: Rijkswaterstaat) knowledge to prepare for the vast replacement task of ageing Hydraulic Structures in the Netherlands.

The aim of the research programme is to develop knowledge that allows:

- To make an efficient use of technical and functional remaining service life expectancy.
- To design a new structure:
  - Where innovative solutions can be used for.
  - That is adaptable to future needs.

In relation to an efficient use (maximum residual life) of existing hydraulic structures it is essential that the structure can be realistically modelled and as such the dominant uncertainties can be reduced. One of these aspects is the effect of the variation of degradation on the reliability of sheet piles.

## 1.2 The effect of the variation of degradation

Due to corrosion effects the thickness of sheet piles will reduce. When sheet piles become more and more thin walled during their design lifetime the influence of the variation of the degradation on the reliability increases. In this report it is investigated how to implement this influence in the assessment of the reliability of a steel sheet pile wall. To be in line with the Eurocode framework the proposed method in this report is for assessment of the reliability of a new structure<sup>1</sup> over the design lifetime.

In chapter 2 the effect of variability on geometrical dimensions is evaluated using the standard method for dominant parameters. In chapter 3 a less conservative approach with a modification factor is proposed. Chapter 4 discusses the practical application of the proposed modification factor in the Eurocode framework. In Chapter 5 five examples of the application of the proposed method with modification factors are presented.

---

<sup>1</sup> Although the proposed method is derived for new structures, the principle could be adapted for the assessment of existing structures; some modifications will be needed like: replacing “design lifetime” by “service lifetime” and the redefinition of the initial thickness  $t_0$ . This adaption is no part of this report.

## 2 Variability on geometrical dimensions

The assessment of the structural reliability according to the Eurocode framework is based on the partial factor method. Using this method, a structure is considered to be reliable if no relevant limit state is exceeded for all selected design situations when using the design values of actions, material properties and geometrical data in the design models. The design values of actions and material properties are obtained by applying partial factors to the representative (e.g. characteristic) values.

The design values of geometrical data, such as the dimensions of members, are often represented by nominal values, because the variability of geometrical dimensions is usually less significant than the variability of actions and material properties. However, deviations in geometry should be explicitly accounted for in the design values of geometrical data when those deviations affect significantly the reliability of the structure (clause 6.3.4(2)P of EN1990) [1]. In case of sheet pile walls, the (variability of the) loss of thickness induced by corrosion has a significant effect on the residual thickness of the profile and, consequently, on the structural reliability at the end of the design lifetime. In the following, the design value of the loss of thickness and the design value of the cross-sectional resistance of a steel sheet pile wall are derived according to the reliability framework of EN1990.

The design value  $t_d$  of the residual thickness of the flange or web of the sheet pile wall required to fulfil the reliability requirements during the design lifetime is written as follows:

$$t_d = t_0 - c_d \quad (2.1)$$

where:

- $t_d$  is the design value of the residual thickness
- $t_0$  is the initial thickness (nominal value);
- $c_d$  is the design value of the loss of thickness at the end of the design lifetime.

Assuming that the loss of thickness  $c$  can be described by a normal distribution with mean  $c_m$  and coefficient of variation  $V_c$ , the design value  $c_d$  of the loss of thickness, according to the framework of EN1990, is equal to:

$$c_d = c_m (1 + \alpha_R \beta V_c) \quad (2.2)$$

where:

- $\alpha_R$  is the sensitivity factor on the resistance side;
- $\beta$  is the target reliability index (e.g. 3.8 for a reference period of 50 years).

For an economically optimised steel sheet pile structure subjected to corrosion, the residual structural resistance governs the reliability at the end of design lifetime. The value  $\alpha_R=0.8$  is assumed, which corresponds to dominant resistance variables according to the reliability framework of EN1990. The influence of the thickness reduction on the performance function is non-linear because it depends on the (residual) thickness of the steel, so formula (2.2) is not practical. A better approach is:

$$t_d = t_m (1 - \alpha_R \beta V_t) \quad (2.3)$$

where:

- $t_d$  is the design value of the residual thickness
- $t_m$  is the mean value of the residual thickness =  $t_0 - c_m$

Example: the mean reduction  $c_m$  is 10% of the initial (nominal) thickness ( $c_m = 0.1t_0$ ) and the coefficient of variation  $V_c$  of the loss of thickness is equal to 50%. The target reliability index  $\beta$  is equal to 3.8.

The coefficient of variation  $V_t$  of the residual thickness is expressed as:

$$V_t = \frac{V_c \cdot c_m}{t_0 - c_m} \quad (2.4)$$

The ratio between the mean value  $t_m$  and the design value  $t_d$  of the residual thickness is obtained as:

$$\frac{t_m}{t_d} = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta \cdot \frac{V_c \cdot c_m}{t_0 - c_m}} = \frac{1}{1 - 0.8 \cdot 3.8 \cdot \frac{0.5 \cdot 0.1t_0}{t_0 - 0.1t_0}} = 1.20 \quad (2.5)$$

And in case  $c_m = 0.25t_0$ , the ratio  $t_m/t_d$  is equal to:

$$\frac{t_m}{t_d} = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta \cdot \frac{V_c \cdot c_m}{t_0 - c_m}} = \frac{1}{1 - 0.8 \cdot 3.8 \cdot \frac{0.5 \cdot 0.25t_0}{t_0 - 0.25t_0}} = 2.03 \quad (2.6)$$

*Note: In some cases, with extreme corrosion, the sensitivity factor  $\alpha_R$  obtained from the reliability analysis of the sheet pile wall could be even higher than 0.8. In these cases, were the corrosion is governing the reliability, the sensitivity factors of other random variables would be lower than the standardized values used to derive the partial factors of the Eurocodes.*

### 3 Modification factor for design value of the thickness reduction due to corrosion of sheet piles

#### 3.1 Introduction

As steel structures degrade due to corrosion, the resistance of the steel is the lowest at the end of the working life. At present the Eurocode is based on nominal steel thickness and a steel thickness reduction at the end of the working life should be applied. The Eurocode states that thickness reduction values are National Determined Parameters.

In this chapter a method is presented for the determination of design values of thickness reduction for steel sheet pile structures with redistribution capacity, based on the influence of the variation of thickness reduction on the resistance of the structure. The key elements of this approach are:

1. The resistance is directly influenced by the variation of the residual steel thickness<sup>2</sup>
2. The modification factor for the reduction of thickness due to corrosion is based on the increase of the variation of the resistance by the influence of the variation of the thickness reduction
3. Normal distributions
4. There is a redistribution capacity over a width  $L_B$ .

The reduction of thickness of a steel section due to corrosion in a specific point in a construction is in general dependent on the combination of two effects: general corrosion and pitting. Due to the redistribution capacity of soil, the average value of the corrosion over the mechanism length is of influence on the reliability and not the extreme value on a specific point. The distribution of this average thickness reduction can be approached by a normal distribution [2] and [3]. For sheet pile walls this is the average value in a horizontal plane<sup>3</sup> over the width  $L_B$  of a failure mechanism. So the effect of the thickness reduction of the steel by corrosion on structural integrity is governed by the variation of the average thickness reduction in a horizontal plane<sup>3</sup> over a mechanism width  $L_B$ .

#### 3.2 Derivation of the modification factor

The partial factor  $\gamma_R$  to be applied on the mean value of the resistance  $R_m$  for the determination of design value  $R_d$  for a normal distributed resistance with a coefficient of variation  $V_R$  can be determined with (3.1):

$$\gamma_R = \frac{R_m}{R_d} = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta V_R} \quad (3.1)$$

Were:

$\beta_R$	[-]	target reliability index
$\alpha_R$	[-]	influence factor of the resistance

<sup>2</sup> The resistance is not directly influenced by the variation of the steel thickness reduction because its impact depends, besides the mean value of the steel thickness reduction, also on the initial thickness. As an example: 1 mm variation will have a total different influence on the resistance of a steel section with an initial thickness of 10 mm or 4 mm.

<sup>3</sup> The mechanism washout (soil transport through a hole) is an exception, for that mechanism the maximum corrosion in a specific point/small area is of relevance.

The variation coefficient,  $V_{\bar{t}_{T_{ref}}}$  of the, in a horizontal plane average, residual steel thickness due to average thickness reduction with a mean value  $\bar{c}_{m;T_{ref}}$  and coefficient of variation,  $V_{\bar{c}_{T_{ref}}}$  at the end of reference period,  $T_{ref}$  is:

$$V_{\bar{t}_{T_{ref}}} = \frac{V_{\bar{c}_{T_{ref}}} \cdot \bar{c}_{m;T_{ref}}}{t_0 - \bar{c}_{m;T_{ref}}} \quad (3.2)$$

Were:

$t_0$	[m]	Initial thickness of the steel
$T_{ref}$	[years]	Reference period
$L_B$	[m]	Mechanism width
$\bar{t}_{T_{ref}}$	[m]	Average residual steel thickness in a horizontal plane over a mechanism width $L_B$ at the end of $T_{ref}$
$\bar{t}_{m;T_{ref}}$	[m]	Mean value of $\bar{t}_{T_{ref}}$
$V_{\bar{t}_{T_{ref}}}$	[-]	Variation coefficient of $\bar{t}_{T_{ref}}$
$\bar{c}_{T_{ref}}$	[m]	Average steel thickness reduction at the end of $T_{ref}$ in horizontal plane over a mechanism width, $L_B$
$\bar{c}_{m;T_{ref}}$	[m]	Mean value of $\bar{c}_{T_{ref}}$
$V_{\bar{c}_{T_{ref}}}$	[-]	Variation coefficient of $\bar{c}_{T_{ref}}$

Using the mean value  $\bar{c}_{m;T_{ref}}$  of the thickness reduction, the ratio  $\bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta}$ , ratio between the mean thickness reduction  $\bar{c}_{m;T_{ref}}$  and the initial thickness  $t_0$  is determined:

$$\bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta} = \frac{\bar{c}_{m;T_{ref}}}{t_0} \quad (3.3)$$

Eq (3.2) can be reformulated in (3.4):

$$V_{\bar{t}_{T_{ref}}} = \frac{V_{\bar{c}_{T_{ref}}}}{\frac{1}{\bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta}} - 1} \quad (3.4)$$

or

$$V_{\bar{t}_{T_{ref}}} = \frac{\bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta} \cdot V_{\bar{c}_{T_{ref}}}}{1 - \bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta}} \quad (3.5)$$

Given that the initial design value of the resistance incorporates a variation coefficient  $V_{R;0}$  of the resistance  $R$  at  $t_0$  using (3.1) this could be expressed as the initial (overall) partial factor for the resistance,  $\gamma_{R;0}$ :

$$\gamma_{R;0} = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta V_{R;0}} \quad (3.6)$$

Then mean value of the resistance is:

$$R_{m;0} = \gamma_{R;0} \cdot R_{d;0} \quad (3.7)$$

And using Eq (3.6):

$$R_{m;0} = \frac{R_{d;0}}{1 - \alpha_R \beta V_{R;0}} \quad (3.8)$$

Given an initial resistance  $R_0$  at  $T = 0$  and a linear relation between thickness  $t$  and the resistance, the resistance at the end of the design lifetime based on the mean thickness reduction  $\bar{t}_{m;T_{ref}}$  and without taking in account the variation of the thickness reduction is:

$$R_{d;T_{ref}} = R_{d;0} \cdot \left(1 - \bar{t}_{m;T_{ref}}^\Delta\right) \quad (3.9)$$

Assuming that  $\gamma_{R;0}$  and  $\gamma_{corr;0}$  are based on independent random variables and and with Eq (3.8):

$$R_{d;T_{ref}} = R_{m;0} \cdot \left(1 - \alpha_R \beta V_{R;0}\right) \cdot \left(1 - \bar{t}_{m;T_{ref}}^\Delta\right) \quad (3.10)$$

To modify the resistance  $R_{d;T_{ref}}$  to a resistance  $R_{d;T_{ref}}^*$  that incorporates also the variation of the thickness reduction due to degradation at  $T_{ref}$  it is proposed to divide the resistance  $R_{d;T_{ref}}$  by a modification factor  $\gamma_{corr}$ :

$$R_{d;T_{ref}}^* = \frac{R_{d;T_{ref}}}{\gamma_{corr}} \quad (3.11)$$

And with Eq (3.8):

$$R_{d;T_{ref}}^* = R_{m;0} \cdot \left(1 - \alpha_R \beta V_{R;0}\right) \cdot \frac{\left(1 - \bar{t}_{m;T_{ref}}^\Delta\right)}{\gamma_{corr}} \quad (3.12)$$

The modification factor  $\gamma_{corr}$  is not constant and its magnitude cannot easily be derived analytically as  $R_{d;T_{ref}}^*$  involves in the product of two independent stochastic parameters: the initial resistance  $R_0$  and the thickness reduction  $\bar{c}_{T_{ref}}$ . The magnitude of the modification factor  $\gamma_{corr}$  as function of  $V_{\bar{t}_{T_{ref}}}$  is derived iteratively by using Monte Carlo simulations were  $\gamma_{corr}$  was adjusted until it met the requirements that the probability of non-exceedance of the design value of the resistance  $P(R_{T_{ref}}^* < R_{d;T_{ref}}^*)$  is equal or less than required probability  $\phi(\alpha_R \beta)$  :

$$P\left(R_{T_{ref}}^* < R_{d;T_{ref}}^*\right) \leq \phi\left(\alpha_R \cdot \beta\right) \quad (3.13)$$

In the Eurocode the target reliability index  $\beta = 3.8$  and the influence factor is  $\alpha_R = 0.8$  so Eq (3.13) becomes:

$$P\left(R_{T_{ref}}^* < R_{d;T_{ref}}^*\right) \leq \phi(3.04) \quad (3.14)$$

Where:

$$R_{T_{ref}}^* = R_0 \cdot \frac{\bar{t}_{T_{ref}}}{t_0} \quad (3.15)$$

Given that:

- An initial variation coefficient of a EC-3-5 steel structure at  $T_0$  (without corrosion) of the total resistance<sup>4</sup> is  $V_{R;0} = 0.08$
- And the design values for steel of the Eurocode do not incorporate any significant variation of the steel thickness.
- And target reliability index  $\beta = 3.8$
- And the influence factor is  $\alpha_R = 0.8$ , then Eq (3.8) becomes:

$$R_{m;0} = \frac{R_{d;0}}{1 - 0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.08} \quad (3.16)$$

In the Monte Carlo simulations  $R_0$  and  $\bar{c}_{T_{ref}}$  are two independent stochastic variables with a normal distribution and  $V_{R;0} = 0.08$ ,  $R_{m;0} = 1$ ,  $t_0 = 1$ ,  $\bar{t}_{m;T_{ref}}^\Delta = 0.2$  are used. A total of 75 series simulations were executed for different variation coefficients of thickness reduction  $V_c$ . In each series of simulations for a specific value of  $V_c$  the value  $\gamma_{corr}$  was iteratively adjusted until it met the stop requirements. Per iteration in a series of simulations 1E8 realizations were made and the iteration stopped when:

$$\phi(3.0518) \leq P\left(R_{T_{ref}}^* < R_{d;T_{ref}}^*\right) \leq \phi(3.0427) \quad (3.17)$$

Using this stop criterium requirement Eq (3.14) is met and with an upper limit (3.0518) the degree of conservatism is minimized.

The 75 values of the  $V_c$ . were chosen in a way that effectively they covered the whole range physically possible of the variation coefficient of the thickness  $V_t$ . In the simulations  $V_c$  ranged from 0.068 to 1.3 and using Eq (3.5) shows that effectively the  $V_{\bar{t}_{T_{ref}}}$  ranged from 0.017 to 0.325.

The interval between the 75 values of  $V_c$ . was chosen in a way that the use of a limited number significant digits of both  $V_{\bar{t}_{T_{ref}}}$  and  $\gamma_{corr}$  was sufficient to meet the requirements Eq. (3.17). As a reference for each of the values of  $V_c$ . also, the probability of exceedance was calculated for

<sup>4</sup>  $V = 0.08$  was found in the lower tail of Plastic bending moment  $M_{pl}$  of the combined database of all tested steel sections [4].  $V=0.08$  is assumed valid for the sheet piles and for  $V=0.08$  the difference between a normal and lognormal distributions is very small so for both types of distributions the presented approach can be applied.

the situation without the modification factor to quantify the effect of variation of the thickness that is modified for.

### 3.3 Result of the Monte Carlo simulations

The modification factor  $\gamma_{corr}$  derived by the Monte Carlo simulations is presented as function of  $V_{\bar{t}_{Tref}}$  in Figure 3.1. In Figure 3.2 a detail of Figure 3.1. is presented for  $V_{\bar{t}_{Tref}}$  ranging from 0 to 0.25. The extreme high values of  $\gamma_{corr}$  in Figure 3.1. near  $V_{\bar{t}_{Tref}} = 0.325$  are the result of approaching the asymptote of the design value of the residual thickness of  $\bar{t}_{Tref;d} = 0$ . The numerical values of the 75 simulations are presented Table 3.1 In Figure 3.3 the resulting reliability index of the resistance for the situation with and without the modification factor is presented and see Figure 3.4 for a detail at  $\beta = 3.04$ . For visualisation of the relationship between  $\gamma_{corr}$  and both the variation coefficient  $V_c$  and  $\bar{t}_{m;Tref}^A$  the information presented in Figure 3.1 is presented for  $V_c$  in the range 0.1 – 0.7 as function of  $\bar{t}_{m;Tref}^A$ , in Figure 3.5. The lines in Figure 3.5 end at the point where the design value of the residual thickness  $\bar{t}_{Tref;d} = 0$ , see Eq (4.1) in the next chapter.

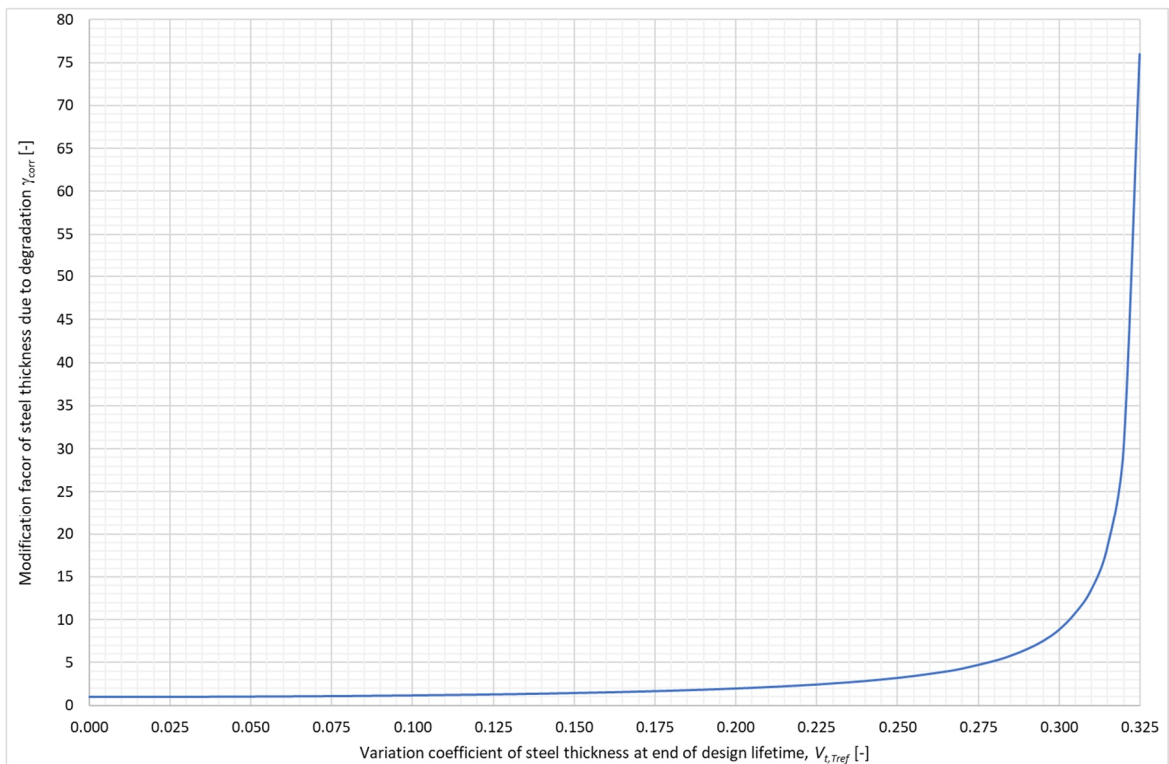


Figure 3.1 Modification factor for Eurocode design value of the residual thickness at the end of the design lifetime thickness as function of the variation coefficient of the thickness at the end of the design lifetime.



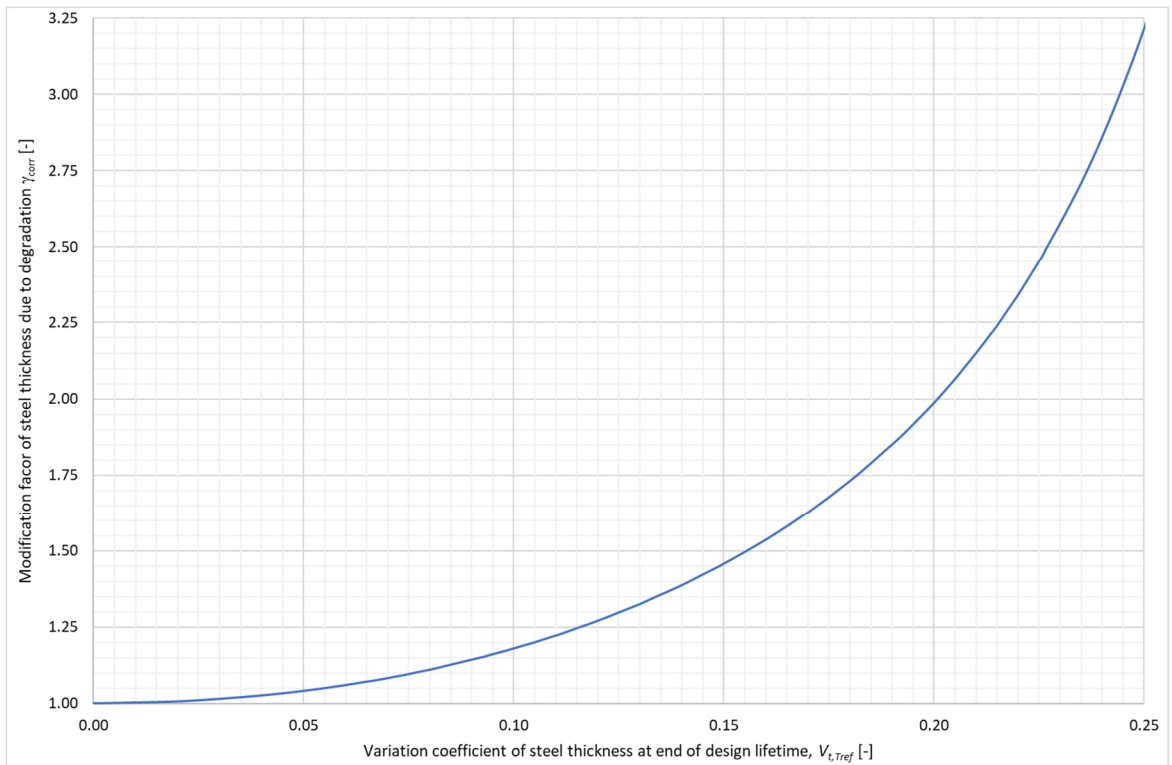


Figure 3.2 Detail of Figure 3.1

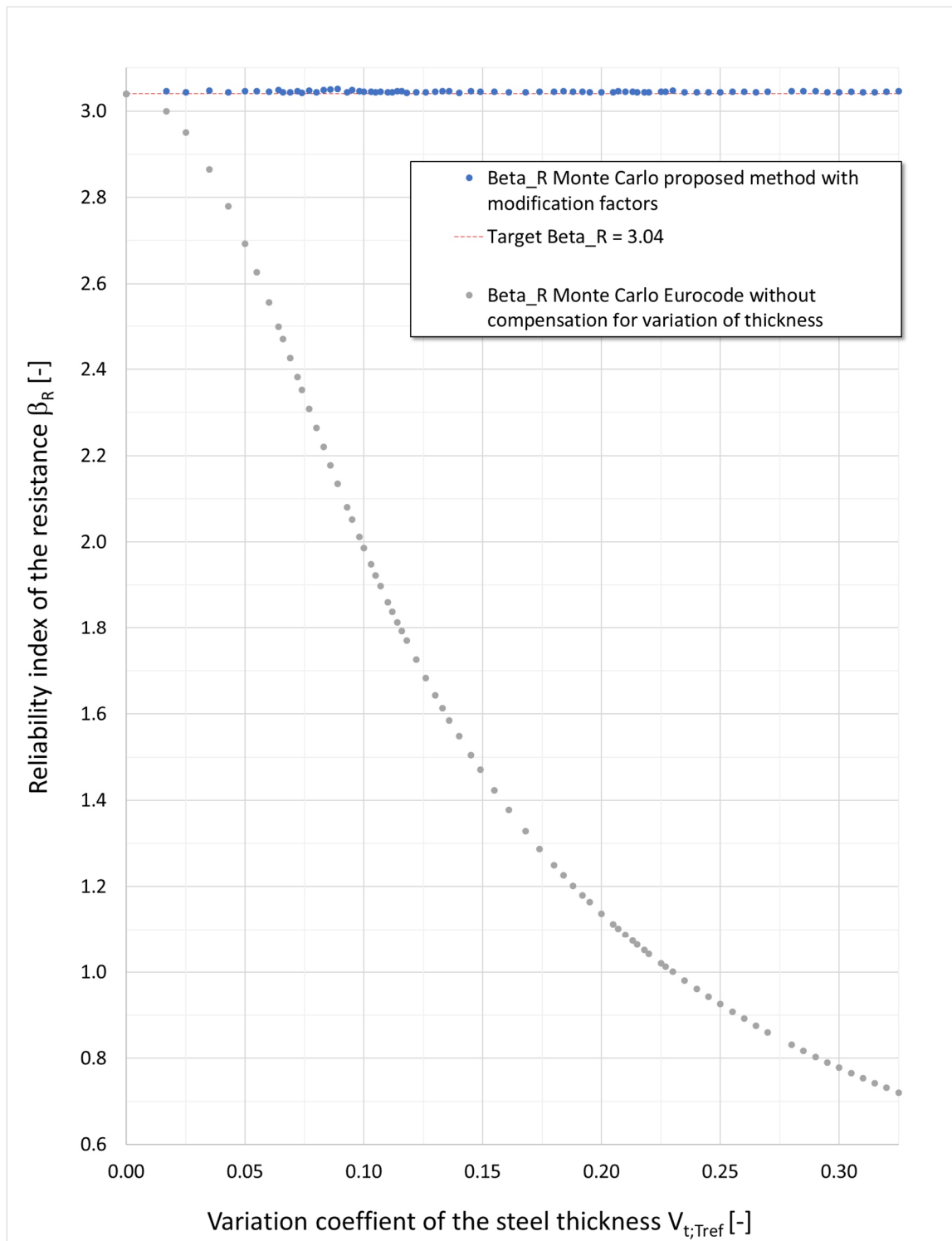


Figure 3.3 Influence of the variation of the thickness of steel due to degradation at the end of the design lifetime on the reliability of the resistance with and without the proposed correction factor. Each marker represents the result of a single Monte Carlo simulation with  $1E8$  realisations.

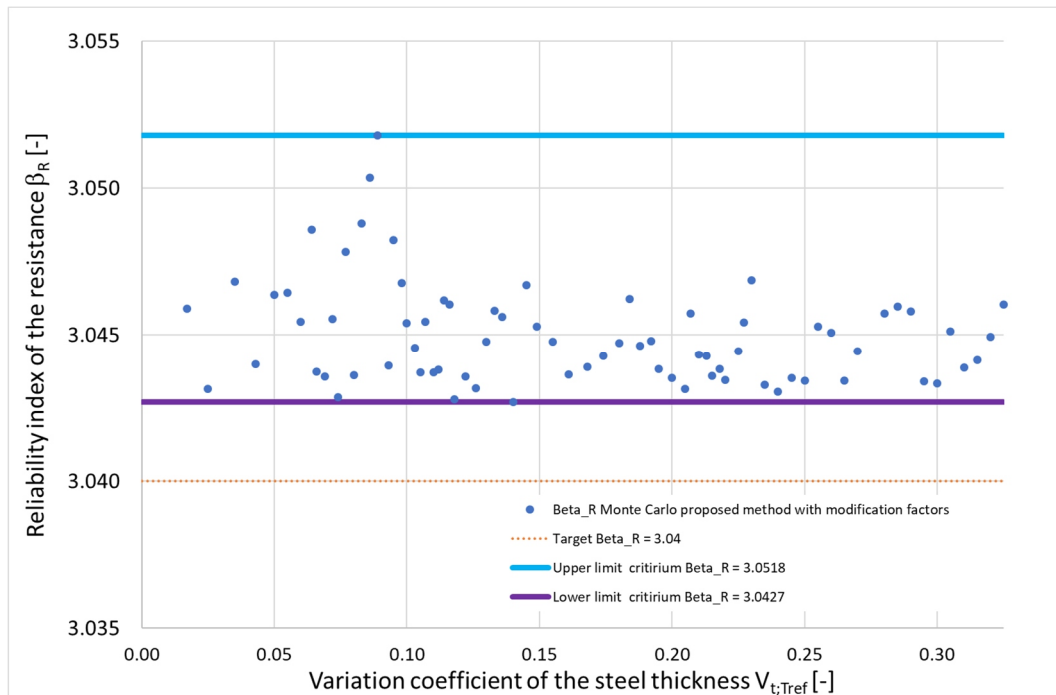


Figure 3.4 Detail of Figure 3.3 with the limits applied in the Monte Carlo simulations added

$V_{t;Tref}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]		$V_{t;Tref}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]		$V_{t;Tref}$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]
0.017	1.005		0.112	1.231		0.213	2.204
0.025	1.010		0.114	1.241		0.215	2.240
0.035	1.020		0.116	1.251		0.218	2.300
0.043	1.030		0.118	1.260		0.220	2.341
0.050	1.041		0.122	1.281		0.225	2.452
0.055	1.050		0.126	1.303		0.227	2.503
0.060	1.060		0.130	1.325		0.230	2.578
0.064	1.069		0.133	1.344		0.235	2.710
0.066	1.073		0.136	1.362		0.240	2.860
0.069	1.080		0.140	1.387		0.245	3.030
0.072	1.088		0.145	1.422		0.250	3.217
0.074	1.093		0.149	1.450		0.255	3.435
0.077	1.102		0.155	1.496		0.260	3.690
0.080	1.110		0.161	1.545		0.265	3.965
0.083	1.120		0.168	1.608		0.270	4.300
0.086	1.130		0.174	1.667		0.280	5.200
0.089	1.140		0.180	1.731		0.285	5.800
0.093	1.153		0.184	1.777		0.290	6.550
0.095	1.161		0.188	1.826		0.295	7.500
0.098	1.172		0.192	1.875		0.300	8.820
0.100	1.180		0.195	1.916		0.305	10.760
0.103	1.192		0.200	1.987		0.310	13.500
0.105	1.200		0.205	2.065		0.315	18.500
0.107	1.209		0.207	2.099		0.320	30.000
0.110	1.222		0.210	2.150		0.325	76.000

Table 3.1 Modification factors

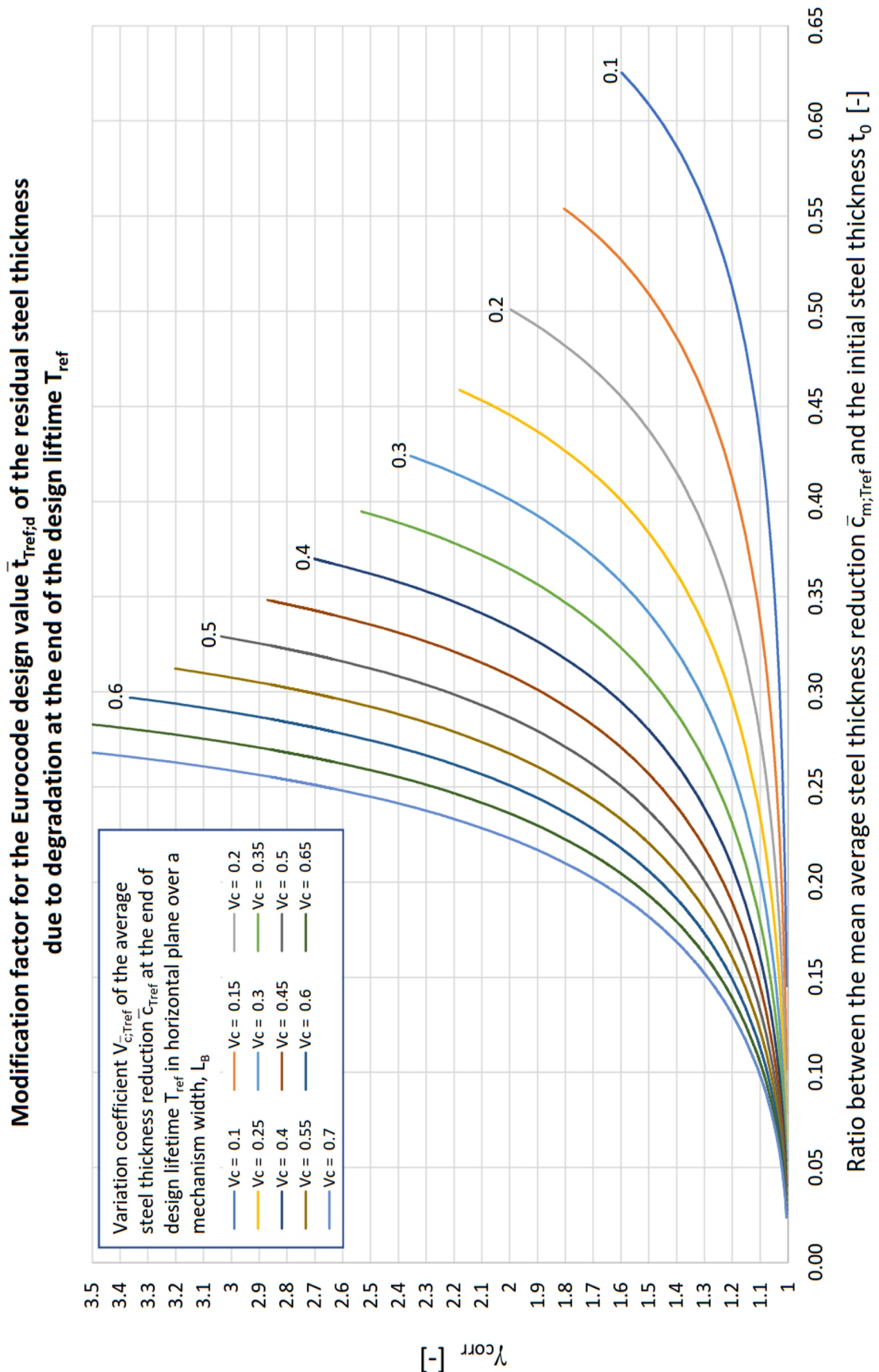


Figure 3.5 Modification factor for Eurocode design value of the thickness reduction due corrosion

## 4 Practical application in Eurocode framework

For derivation of  $\gamma_{corr}$  use is made of  $R_{d;T_{ref}}^*$  to make a distinction between the situation with and without modification. For the practical application in the Eurocode framework it is suggested to use the design value of the residual thickness averaged over a mechanism length at end of design lifetime  $\bar{t}_{d;T_{ref}}$

$$\bar{t}_{d;T_{ref}} = t_0 - \bar{c}_{d;T_{ref}} \quad (4.1)$$

Where the design value of the thickness reduction  $\bar{c}_{d;T_{ref}}$  is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = t_0 - \frac{(t_0 - \bar{c}_{m;T_{ref}})}{\gamma_{corr}} \quad (4.2)$$

or:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{m;T_{ref}}^{\Delta})}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 \quad (4.3)$$

For practical applications the applicable value  $\gamma_{corr}$  can be derived from Figure 3.1 or Table 3.1 by means of linear interpolation.

## 5 Eurocode examples

The purpose of the first 4 examples is to illustrate in a more theoretical way the results of the in chapter 3 presented method. The 5<sup>th</sup> example is a practical case concerning a sheet pile structure where the application of the proposed method is shown.

### 5.1 Example 1 $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.5$ and $\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.1t_0$

So, if in a specific corrosion zone at  $T_{ref}$  the average reduction is 10% of the initial thickness:

$$\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.1 \cdot t_0 \quad (5.1)$$

and if the variation of the steel section thickness reduction is  $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.5$ :

$$V_{\bar{t}_{ref}} = \frac{\bar{t}_{ref}^\Delta \cdot V_{\bar{c}_{ref}}}{1 - \bar{t}_{ref}^\Delta} = \frac{0.1 \cdot 0.5}{1 - 0.1} = 0.0556 \quad (5.2)$$

Linear interpolation of the values in Table 3.1 results in the modification factor:

$$\gamma_{corr} = 1.041 + \frac{(0.0556 - 0.050) \cdot (1.050 - 1.041)}{(0.055 - 0.050)} = 1.051 \quad (5.3)$$

and the design value of the reduction is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{ref}^\Delta)}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 = \left( 1 - \frac{(1 - 0.1)}{1.051} \right) \cdot t_0 = 0.144 \cdot t_0 \quad (5.4)$$

The ratio between mean thickness  $\bar{t}_{m;T_{ref}}$  and the design value  $\bar{t}_{d;T_{ref}}$  is equal to the modification factor:

$$\gamma_{corr} = \frac{\bar{t}_{m;T_{ref}}}{\bar{t}_{d;T_{ref}}} \quad (5.5)$$

For the exact same situation, the approach of chapter 2, Eq (2.5) resulted in a ratio of 1.20 were the application of the method described in chapter 3 results in a ratio of 1.05 .

This illustrates that although the coefficient of variation of the thickness reduction is large (0.5) the correction factor  $\gamma_{corr}$  needed for situations with limited mean average thickness reductions like 10% of the initial thickness is small (1.05).

### 5.2 Example 2 $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.5$ and $\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.25t_0$

Same as example 1 but with a higher, 25% average reduction of the initial thickness:

$$\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.25 \cdot t_0 \quad (5.6)$$

For a mean value of the average thickness reduction is 25% and  $V_{\bar{c}_{T_{ref}}} = 0.5$ ,

$$V_{\bar{t}_{T_{ref}}} = \frac{\bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta} \cdot V_{\bar{c}_{T_{ref}}}}{1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta}} = \frac{0.25 \cdot 0.5}{1 - 0.25} = 0.1667 \quad (5.7)$$

Linear interpolation of the values in Table 3.1 results in the modification factor:

$$\gamma_{corr} = 1.545 + \frac{(0.1667 - 0.161) \cdot (1.608 - 1.545)}{(0.168 - 0.161)} = 1.596 \quad (5.8)$$

and the design value of the reduction is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta})}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 = \left( 1 - \frac{(1 - 0.25)}{1.596} \right) \cdot t_0 = 0.530 \cdot t_0 \quad (5.9)$$

For the exact same situation, the approach of chapter 2, Eq (2.5) resulted in a ratio between mean thickness  $t_m$  and the design value  $t_d$  of 2.03 were the application of the method presented in chapter 3 shows that a ratio of 1.60 would be sufficient.

### 5.3 Example 3 $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.4$ and $\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.25t_0$

Same as example 2, but with a slightly lower variation coefficient of the steel section reduction,  $V_{\bar{c}_{T_{ref}}} = 0.4$ ,

$$V_{\bar{t}_{T_{ref}}} = \frac{\bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta} \cdot V_{\bar{c}_{T_{ref}}}}{1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta}} = \frac{0.25 \cdot 0.4}{1 - 0.25} = 0.1333 \quad (5.10)$$

Linear interpolation of the values Table 3.1 results in the modification factor:

$$\gamma_{corr} = 1.344 + \frac{(0.1333 - 0.133) \cdot (1.362 - 1.344)}{(0.136 - 0.133)} = 1.346 \quad (5.11)$$

and the design value of the reduction is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta})}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 = \left( 1 - \frac{(1 - 0.25)}{1.346} \right) \cdot t_0 = 0.443 \cdot t_0 \quad (5.12)$$

Comparing this with the result of example 2 shows that the effect of a 20% reduction of the variation coefficient from 0.5 to 0.4 reduces the correction factor from 1.60 to 1.35.

**5.4 Example 4**  $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.2$  and  $\bar{c}_{m;T_{ref}} = 0.25t_0$ 

Same as examples 2 and 3 but with a lower variation coefficient of the steel section reduction,  $V_{\bar{c};T_{ref}} = 0.2$ ,

$$V_{\bar{t};T_{ref}} = \frac{\bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta} \cdot V_{\bar{c};T_{ref}}}{1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta}} = \frac{0.25 \cdot 0.2}{1 - 0.25} = 0.0667 \quad (5.13)$$

Linear interpolation between the values in Table 3.1 results in the modification factor:

$$\gamma_{corr} = 1.073 + \frac{(0.0667 - 0.066) \cdot (1.080 - 1.073)}{(0.069 - 0.066)} = 1.075 \quad (5.14)$$

and the design value of the reduction is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{T_{ref}}^{\Delta})}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 = \left( 1 - \frac{(1 - 0.25)}{1.075} \right) \cdot t_0 = 0.302 \cdot t_0 \quad (5.15)$$

Comparing this with the result of example 2 shows that the reduction of the variation coefficient from 0.5 to 0.2 reduces the correction factor  $\gamma_{corr}$  from 1.60 to 1.08. This illustrates the potential of inspection during the service life (steel thickness measurements) to maximize the service life based on the actual local situation ( $c_m$  and  $V$  of thickness reduction) instead of using the regional values with on average larger coefficient of variations.



### 5.5 Example 5 Practical sheet pile case

In a network of fresh water channels the sheet pile wall has to be replaced. The reference period for the new structure is  $T_{ref} = 50$  years. The design should be based on a mean value of average steel thickness reduction in horizontal plane after 50 years of  $\bar{c}_{m;T_{ref}} = 1.5$  mm and the variation coefficient  $V_{\bar{c}_{m;T_{ref}}} = 0.5$ .

In the project GU-profiles, see Figure 5.3, will be applied.

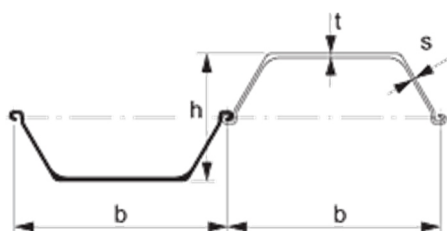


Figure 5.1 Definitions of U-sections [ArcelorMittal]

To get a quick insight of the sensitivity of the thickness reduction on the modification factor, the modification factor was derived by linear interpolation between the values in Table 3.1 and the resulting design value of the thickness  $\bar{c}_{d;T_{ref}}$ , was calculated for several values of the initial thicknesses, see Table 5.1. First the design values are checked on the Eurocode 3 minimum thickness requirement of 2 mm for sheet pile sections. The initial thicknesses of  $t_0 \geq 5.5$  mm meet this requirement see Table 5.1. and Figure 5.2.

$t_0$ [mm]	$t_{m;T_{ref}}$ [-]	$V_t$ [-]	$C_{m;T_{ref}}/t_0$ [-]	$\gamma_{corr}$ [-]	$C_{d;T_{ref}}$ [mm]	$t_d$ [mm]
5	3.5	0.2143	0.300	2.226	3.427	1.57
5.5	4.0	0.1875	0.273	1.820	3.302	2.20
6	4.5	0.1667	0.250	1.595	3.179	2.82
6.5	5.0	0.1500	0.231	1.458	3.070	3.43
7	5.5	0.1364	0.214	1.364	2.967	4.03
7.5	6.0	0.1250	0.200	1.297	2.874	4.63
8	6.5	0.1154	0.188	1.248	2.790	5.21
8.5	7.0	0.1071	0.176	1.209	2.712	5.79
9	7.5	0.1000	0.167	1.180	2.642	6.36
9.5	8.0	0.0938	0.158	1.156	2.578	6.92
10	8.5	0.0882	0.150	1.137	2.526	7.47
10.5	9.0	0.0833	0.143	1.121	2.471	8.03
11	9.5	0.0789	0.136	1.107	2.419	8.58
11.5	10.0	0.0750	0.130	1.096	2.373	9.13
12	10.5	0.0714	0.125	1.086	2.335	9.67
12.5	11.0	0.0682	0.120	1.078	2.295	10.21

Table 5.1 Fresh water channel case influence of  $t_0$  at on thickness reduction at  $T_{ref} = 50$  years

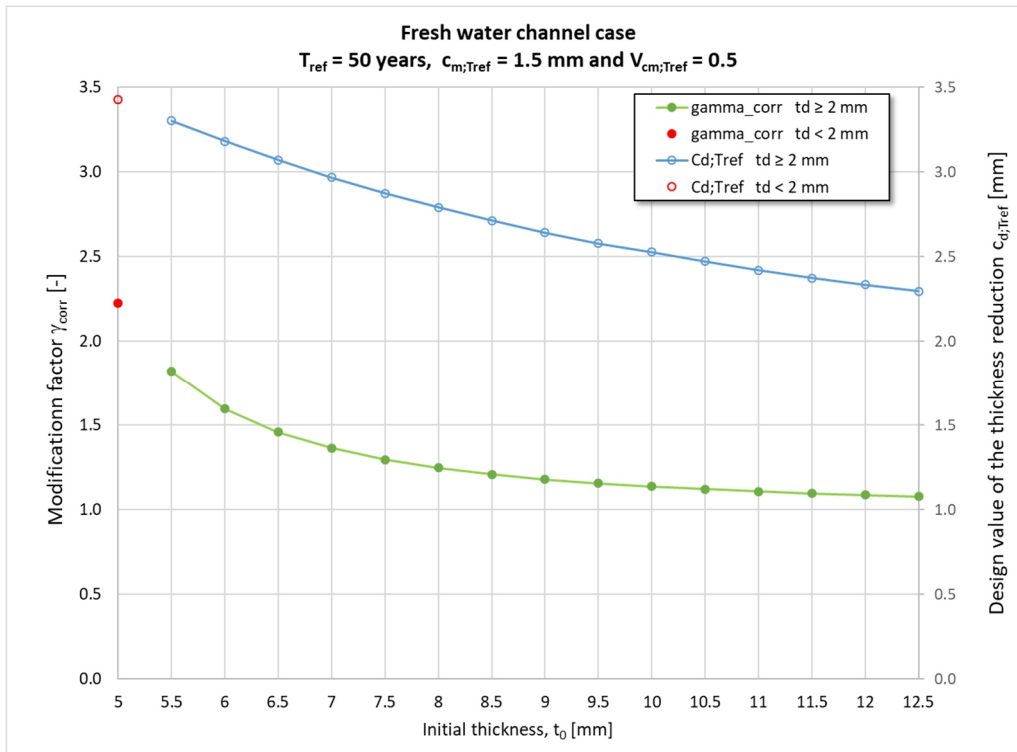


Figure 5.2 Influence of the initial thickness on the modification factor and the design value of the thickness reduction, fresh water channel case

Based on a first estimation of the moment of inertia a design value of the bending moment load of 120 kNm/m is calculated.

For the various GU sheet pile sections was checked if they met all requirements. The GU 8S with a steel grade S 240 GP, see Figure 5.3, met the requirements, see the next check.

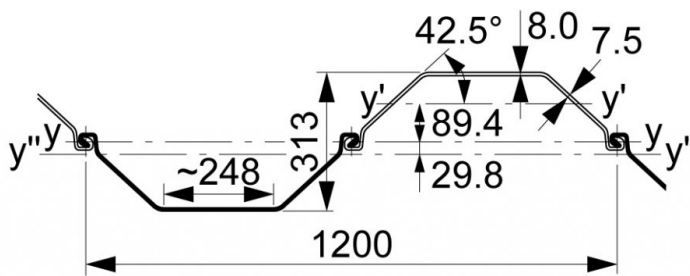


Figure 5.3 Dimensions of a GU 8S [ArcelorMittal]

The check of the GU 8S steel grade S 240 GP

The thickness of the flange is the normative thickness for the section modulus of the GU 8S. The thickness of the flange is used for the determination of the modification factor, the initial thickness of flange  $t_0 = 8$  mm so:

$$\bar{t}_{Tref}^{\Delta} = \frac{\bar{c}_{m;Tref}}{t_0} = \frac{1.5}{8} = 0.188 \tag{5.16}$$

$$V_{\bar{t}_{ref}} = \frac{\bar{t}_{ref}^{\Delta} \cdot V_{\bar{c}_{ref}}}{1 - \bar{t}_{ref}^{\Delta}} = \frac{0.188 \cdot 0.5}{1 - 0.188} = 0.115 \quad (5.17)$$

Linear interpolation of the values Table 3.1 results in the modification factor:

$$\gamma_{corr} = 1.241 + \frac{(0.116 - 0.1154) \cdot (1.251 - 1.241)}{(0.116 - 0.114)} = 1.248 \quad (5.18)$$

The design value of the thickness reduction is:

$$\bar{c}_{d;T_{ref}} = \left( 1 - \frac{(1 - \bar{t}_{ref}^{\Delta})}{\gamma_{corr}} \right) \cdot t_0 = \left( 1 - \frac{(1 - 0.188)}{1.248} \right) \cdot 8 = 2.79 \text{ mm} \quad (5.19)$$

The thickness of the web,  $s_0 = 7.5$  mm is less than that of the flange and must be checked on the Eurocode 3 minimum thickness requirement for sheet pile sections of 2 mm and  $7.5 - 2.79 = 4.71$  mm meets the requirement. The next step is to check that the requirements of Eurocode for Class 3 sheet pile sections are met by the design value of the thickness of the flange. The design value of the thickness of the Flange is:

$$t_d = t_0 - \bar{c}_{d;T_{ref}} = 8 - 2.79 = 5.21 \text{ mm} \quad (5.20)$$

The Durability tool of ArcelorMittal, see Figure 5.4, shows that the GU 8S profile with a steel grade S 240 GP meets the Class 3 requirements if the thickness reduction  $< 2.93$  mm. The  $\bar{c}_{d;T_{ref}} = 2.79$  mm so Class 3 requirements are met, and the full elastic capacity can be used.

Now the check can be made on the bending moment. The Durability tool of ArcelorMittal shows, see Figure 5.4, that the reduced bending moment resistance is  $127 \text{ kNm/m} \geq 120 \text{ kNm/m}$ .

Now for the final check the sheet pile wall calculation based on the residual moment of inertia of the GU 8S is made resulting in a design value of the bending moment load of  $118 \text{ kNm/m}$  and this is lower than the design resistance of  $127 \text{ kNm/m}$  so the GU 8S with a steel grade S 240 GP can be applied.



Figure 5.4 Results from the Durability tool for a GU 8S with a steel grade S 240 GP [ArcelorMittal]

## 6 Conclusion

With the proposed modification factor, it is now for degraded steel sheet piles possible to meet in a non-conservative way Eurocode clause that deviations in geometry should be explicitly accounted for in the design values of geometrical data when those deviations affect significantly the reliability of the structure (clause 6.3.4(2)P of EN1990).

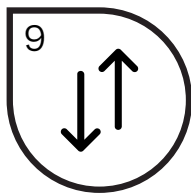
The practical application in the Eurocode framework of the proposed method with the modification factor is simple and straight forward as illustrated in 5 examples.

Although the proposed method is derived for new structures, the principle could be adapted for the assessment of existing structures; some modifications will be needed like: replacing “design lifetime” by “service lifetime” and the redefinition of the initial thickness  $t_0$ . This adaption is no part of this report.

With the proposed method the beneficial potential can be quantified of inspection during the service life (steel thickness measurements) to maximize the service life based on the actual local situation instead of using the regional/national/European guideline values.

## 7 References

- [1] Eurocode: Basis of structural design EN 1990,2011
- [2] Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 1 – Literatuurstudie ref. 11200741-012-HYE-0004, Deltares, 2019-10-18
- [3] Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 2 - Analyse verzamelde diktemetingen, ref 11200741-012-HYE-0005, Deltares, 2019-10-18
- [4] Partial safety factors for resistance of steel elements to EC3 and EC4 —Calibration for various steel products and failure criteria's, ISBN 92-894-3696-4, European Commission, 2002



Voorbeeld van een koppeling van EEM met probabilistic tools inclusief een model voor het effect van optredende corrosie met gevoeligheidsanalyses.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2019*

## Technische levensduur

Probabilistische tools: gebruik data in  
updaten levensduur kunstwerken  
*(case gecorrodeerde stalen damwand)*

Hans Brinkman (Deltares)  
Mark Post (Deltares)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2019-BKW-03b003  
Versie : 2.0  
Datum publicatie : 31 mei 2021





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluisen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Mark Post - [mark.post@deltares.nl](mailto:mark.post@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2019 kunt u terecht bij:

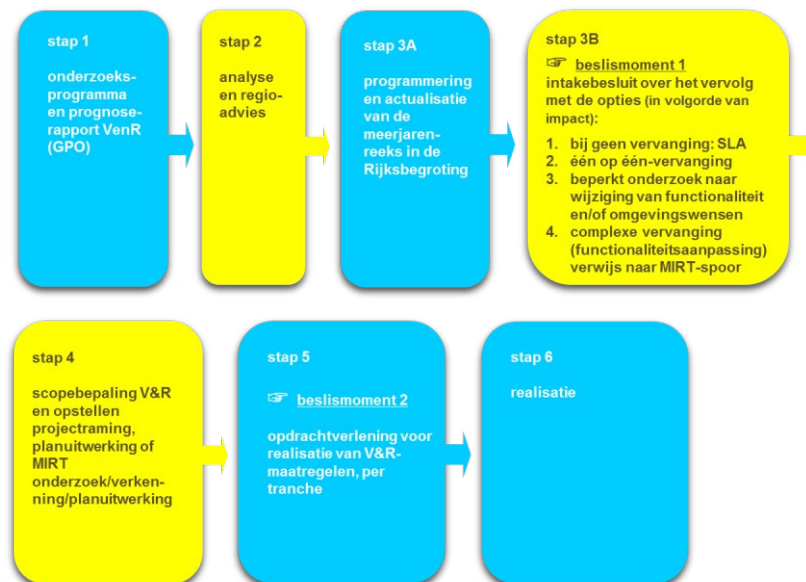
Daan Dunsbergen - [daan.dunsbergen@rws.nl](mailto:daan.dunsbergen@rws.nl)



## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoeklijnen. Eén van de onderzoeklijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoeklijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoeksporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2019 is er binnen het kader van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken op verschillende onderwerpen met Acotec BV, Arcadis, ArcelorMittal, DIANA FEA en Boskalis samengewerkt.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende onderzoeksrapport “Probabilistic Tools: Reliability-based soil-structure analysis using FE - Application on degrading steel sheet pile retaining wall”. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2019 van Kennisprogramma Natte Kunstwerken. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# Technische levensduur – Probabilistische tools: gebruik data in updaten levensduur kunstwerken (case gecorrodeerde stalen damwand)

## Aanleiding

The objective of the Research programme on Hydraulic Infrastructure (KpNK) is to develop knowledge and tools allowing for an efficient and cost-effective replacement of hydraulic structures in the Netherlands in the coming decades. To reach this objective, a transition is needed in engineering practice: from robust design of new structures to optimised assessment of existing structures.

The reliability of the concrete and steel foundations (the “chassis”) of the hydraulic structures determine to a large extent the end of technical service life of the complete hydraulic structure. Since the “chassis” is embedded in soil, the analysis of the soil-structure interaction is relevant. Nowadays, FEM is the preferred tool to analyse soil-structure analysis, as it allows to gain a deep insight into the (soil) mechanics involved.

However, as typical in geotechnical engineering, the uncertainties in the properties influencing the soil-structural performance are large. When dealing with large uncertainties, probabilistic methods offer a rational framework to quantify reliability and end of service life in a better way than the existing deterministic (design) approaches. Coupling of these probabilistic methods with the FEM model is therefore a logical next step; the FEM model allows for an optimal reliability analysis, as it combines most (if not all) relevant failure mechanisms. In 2016 the first exploratory phase of the KpNK research into coupling of probabilistic methods with FEM was reported.

## Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

The second phase of the KpNK research into coupling of probabilistic methods with FEM, focusing on the development and testing of a practical approach, is documented in this report. The objective is twofold:

- To make probabilistic methods practically applicable to FEM based analysis of soil-structure interaction, allowing for a more rational assessment.
- To come to a more realistic and balanced physical model for steel sheet pile structures, by including two aspects known to be lacking: a more realistic corrosion model and softening of the steel sheet pile. A more realistic and balanced physical model will allow for less conservative assessment of existing hydraulic structures.



### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

In the research recorded in this report first a generic and “easy to use” coupling between the FEM program PLAXIS and the Deltares software Probabilistic Toolkit has been developed and described.

Secondly, by means of a case study on a steel sheet pile wall experience has been gained with:

- The potential of the developed ‘probabilistic approach’ for assessing a realistic case.
- The impact of modelling thickness reduction (corrosion) as a stochastic variable using data collected and analysed within the context of KpNK.
- The impact of modelling the yield stress of the steel sheet pile as a stochastic variable.
- The impact of using a more realistic mechanical model, by incorporating plastic hinges and rotation capacity (including softening), on the reliability of the steel sheet pile retaining wall.
- The impact of an improved Class 4 strength formulation for the sheet pile on the reliability of the structure.
- The impact of using different reference periods on the transition in time between dominant soil influence and dominant structural influence on the reliability.
- The impact of using the plane strain soil strength instead of the non-plane strain soil strength as obtained from e.g. triaxial tests.

The gained experiences have been recorded in the research report.

### Onderzoeksresultaten en synthese

The next conclusions are made based on the experiences with the case study:

- Using the probabilistic approach, the effects of (a priori) uncertainties on the reliability can be quantified, including the benefit of incorporating inspection results of corrosion.
- A-priori there is a high uncertainty in the degree of degradation (corrosion) and this is likely one of the dominant uncertainties at the end of the technical service life of (unprotected) steel sheet piles. The a-priori uncertainty associated with corrosion may have a large negative influence on the (calculated) reliability and thus the remaining technical service life.
- Incorporating the results of inspection of corrosion, in general, leads to a significant reduction of the uncertainty compared with the a-priori uncertainty. This reduction has a significant positive influence on (calculated) reliability and, thus, the residual technical service life (i.e. updated reliability).
- Incorporating more realistic mechanical behaviour (i.e. plastic hinges, rotation capacity and softening) into the assessment of a steel sheet pile structure is likely to have a large positive influence on reliability.
- Incorporating the yield stress as a stochastic variable into the assessment of a steel sheet pile structure is likely to have a positive influence on reliability. However, the positive influence will become less for slender (corroded) sheet piles profiles and potentially it may become insignificant as for slender class 4 geometrical instability of steel sections becomes decisive.
- The impact of the improved (less conservative) Class 4 strength formulation for the sheet pile appears to be small for this case study as the design point is located near the transition of the Class 3 to Class 4 area. For other situations the impact may however be more significant.



- For this case study the analyses of different reference periods showed that the transition in time, in dominance by soil uncertainty to a dominance by structure uncertainty, largely depends on the used variation coefficient for the corrosion. The larger the variation coefficient the sooner the structure uncertainty becomes dominant on reliability.
- Using the higher plane-strain soil strength results in an increased reliability compared to the triaxial strength as expected. Interesting to note is that the relative impact of plane-strain soil strength on reliability seems larger in case the sheet pile has significant rotation capacity (which happens for relative low corrosion rates). The latter seems plausible as in this case the structure can mobilize the available extra soil strength.
- At present, the created probabilistic approach is (due to calculation times in the order of weeks) more of a research approach with which first test runs have been made as a proof of concept. The approach is currently fit for use in a pilot project, such as a calibration study for the next generation Eurocode 7.

#### Evaluatie en vooruitblik

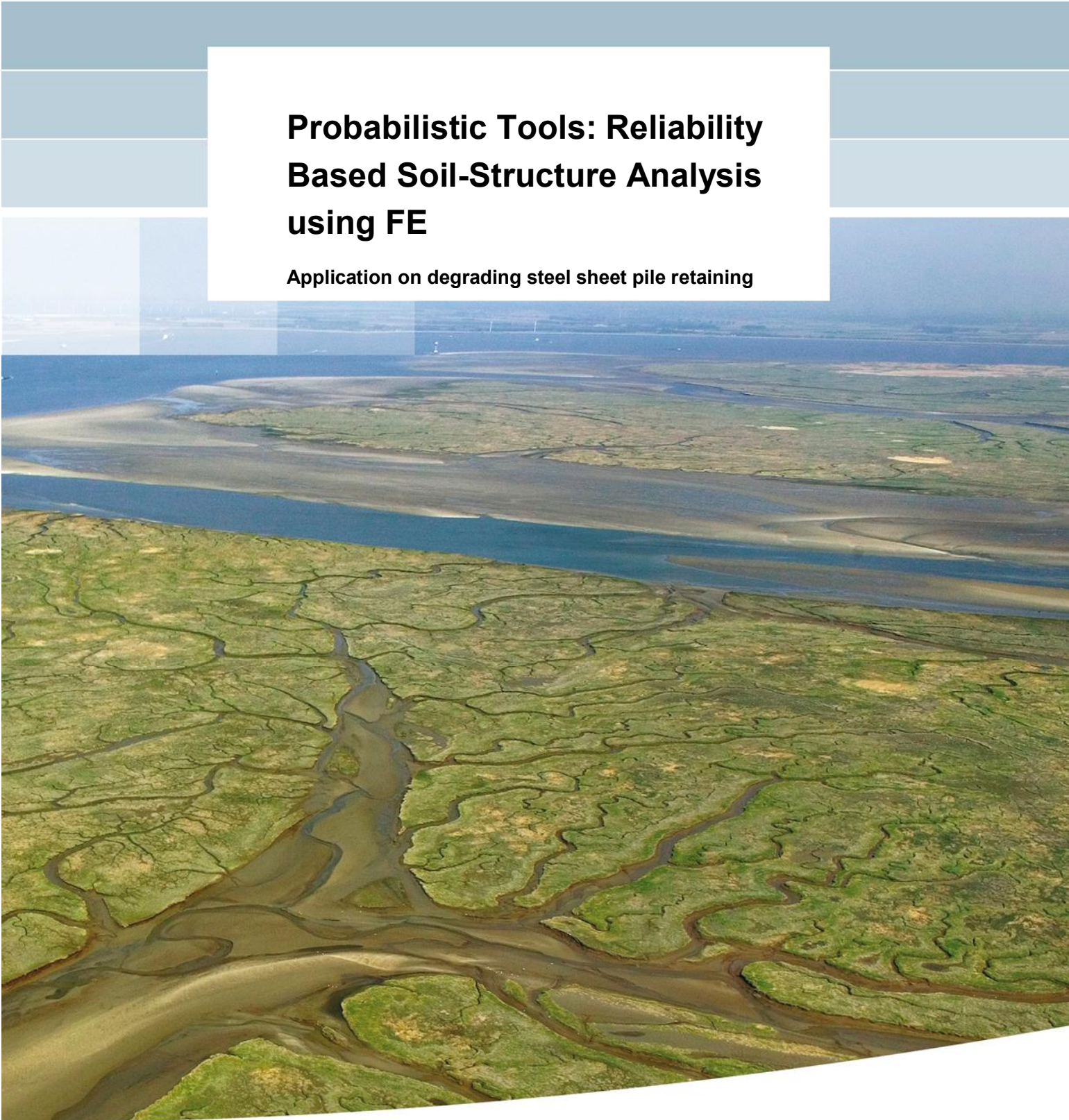
Main recommendation for the next phase of the research is to continue the development of the probabilistic approach/method and use it amongst others to:

- To investigate the potential of recently developed reliability analysis methods using surrogate (or response surface) modelling, allowing for a significant reduction of calculation times.
- To investigate the potential of using other (open-source) FE programs, such as the Kratos.GEO software developed by Deltares, allowing for large numbers of calculations at the same time instead of one by one calculations, reducing calculation times.
- To investigate the potential to derive annual reliability taking in account past performance of a degrading structure from a limited set of calculations with the reliability approach.
- To investigate the potential for reliability updating by incorporating survived loads and other performance or monitoring data.



**Probabilistic Tools: Reliability  
Based Soil-Structure Analysis  
using FE**

Application on degrading steel sheet pile retaining





# **Probabilistic Tools: Reliability Based Soil-Structure Analysis using FE**

**Application on degrading steel sheet pile retaining wall**

ir. M. Post  
ir. J. Brinkman

## Contents

<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Context	1
1.2 Previous studies on the subject	1
1.3 Objectives and scope of this report	3
1.4 Outline	5
<b>2 Coupling probabilistic library with FEM</b>	<b>7</b>
2.1 Introduction	7
2.2 Coupling the Probabilistic Toolkit and PLAXIS	7
2.3 Coupling: features	8
2.4 Coupling: version control	10
<b>3 Case study: retaining wall</b>	<b>12</b>
3.1 Introduction	12
3.2 Geometry, water levels and loads	13
3.3 Soil characterisation	14
3.4 Structure characterisation	15
3.5 Corrosion characterisation	16
3.6 Corrosion effect	18
3.7 Sheet pile parameters as function of corrosion	21
3.8 Plastic rotation capacity (softening)	24
<b>4 Random variables and correlations</b>	<b>27</b>
4.1 Introduction	27
4.2 Soil parameters	27
4.3 Water levels	28
4.4 Surcharge loads	29
4.5 Water bottom level	30
4.6 Corrosion	31
4.7 Yield stress	33
4.8 Summary of all stochastic variables	34
4.9 Correlations	35
<b>5 Limit state Functions</b>	<b>37</b>
5.1 Introduction	37
5.2 Subset A LSF for the sheet pile	38
5.3 Subset B LSF for the anchorage	42
5.4 Subset C LSF for the soil	42
5.5 Implementation in PTK	45
<b>6 Calculation results (2<sup>nd</sup> series)</b>	<b>48</b>
6.1 Introduction	48
6.2 Summary of results	48
6.3 Analyses of results	51
6.4 Additional runs	54
6.5 Verification of results	55

<b>7 Calculation results (3<sup>rd</sup> series)</b>	<b>56</b>
7.1 Introduction	56
7.2 Summary of results	56
7.3 Analyses of results	57
<b>8 Conclusions and recommendations</b>	<b>62</b>
8.1 Objective and scope	62
8.2 Results and conclusions	62
8.3 Recommendations	65
<b>9 References</b>	<b>66</b>
<b>Appendices</b>	
<b>A Background on soil properties</b>	<b>A-1</b>
A.1 Non associative soil properties	A-1
A.2 Model	A-1
A.2.1 Drained	A-1
A.2.2 Best Guess Equivalent model	A-2
A.2.3 Materiaal model	A-3
<b>B Corrosion</b>	<b>B-1</b>
B.1 Definition of corrosion zones [NEN-EN 1993-5 ]	B-1
B.2 Thickness reduction due to corrosion [RWS 2013]	B-2
B.3 Thickness reduction due to corrosion of soil embedded steel sheet pile sections [Deltares 2014]	B-2
<b>C The Probabilistic Toolkit</b>	<b>C-1</b>
C.1 Introduction	C-1
C.2 Theoretical background of reliability methods	C-1
C.3 Coupling the Probabilistic Toolkit and PLAXIS	C-3
C.4 Experiences using Directional sampling in the PTK	C-6
<b>D PLAXIS model</b>	<b>D-11</b>
D.1 PLAXIS base model	D-11
D.2 InputCommand file (i.e. change file)	D-12
D.3 PLAXIS settings	D-14
<b>E Plastic rotation capacity</b>	<b>E-16</b>
E.1 Classification of cross sections	E-16
E.2 Rotation capacity according to annex C of [EC3-5:2008]	E-18
E.3 Principles of softening: moment capacity vs rotation capacity	E-21
E.4 Implementation of Softening module	E-22
E.5 Calculation of rotation angle ( $\Phi_{max}$ ) from PLAXIS	E-24
<b>F Summary of results of [Deltares, 2018] (1<sup>st</sup> series)</b>	<b>F-25</b>
<b>G Results of calculations (2<sup>nd</sup> series)</b>	<b>G-26</b>
<b>H Verification of results</b>	<b>H-27</b>

H.1	Check on Input values	H-27
H.2	Check on output / softening values	H-30
H.3	Check on calculated rotations ( $\Phi_{\max}$ )	H-35
H.4	Check on LSF values	H-38
H.5	Check on influence yield stress	H-40
<b>I</b>	<b>Improved Class 4 strength in 3<sup>rd</sup> series of calculations</b>	<b>I-43</b>
<b>J</b>	<b>Results of calculations (3<sup>rd</sup> series)</b>	<b>J-45</b>

# 1 Introduction

## 1.1 Context

This report is part of the research programme on Hydraulic Structures (*Dutch: -Kennis programma Natte Kunstwerken (KpNK)-*). Objective of this research programme is to develop knowledge and tools allowing for an efficient and cost-effective replacement of over 200 Hydraulic Structures in the Netherlands in the coming decades. To reach this objective a transition is needed in engineering practice: from robust design of new structures to optimised assessment of existing structures.

The reliability of the concrete and steel foundations (the “chassis”) of the hydraulic structures determines to a large extent the end of technical service life of the complete hydraulic structure. Since the “chassis” is embedded in soil the analysis of the soil-structure interaction is relevant. Now-a-days FEM is the preferred tool to analyse soil-structure analysis as it allows to gain a deep insight into the (soil) mechanics involved. However, as typical in geotechnical engineering, the uncertainties in the properties influencing the soil-structural performance are large. In the past, the partial (safety) factors for the design of hydraulic structures [CUR 166, 2012], [CUR 211, 2013] were derived based on simple models, limited probabilistic calculations (e.g. [Calle, 1991]) and several conservative assumptions. The developments that link advanced FEM and probabilistic calculations started a number of years ago, e.g. [Schweckendiek, 2007] and [Wolters, 2012], and seem an ideal solution to quantify the implicit safety margins in the semi-probabilistic assessments.

Probabilistic methods are the basis to develop proper assessment tools to explicitly handle the different types of uncertainties. These techniques can be used for various types of engineering structures. This report is a continuation of previous work performed on coupling FEM and reliability libraries in the KpNK context and has been performed and reported in the period 2019 – 2021. ArcelorMittal was the partner from industry that participated in the research project<sup>1</sup>.

## 1.2 Previous studies on the subject

In [Deltares, 2016a] firstly a summary is presented of previous research, outside the KpNK context, about coupling probabilistic libraries with FEM. Studies mentioned are [Waarts et al., 2000], [Schweckendiek, 2007a en 2007b], [Wolters, 2012] and [Rippi, 2015]. In short, the following conclusions are drawn from these studies:

- All studies conclude that further research on the topic will contribute to design and optimization concepts and hopefully to a better understanding of the system behavior.
- Some studies point out the limitation (and conservatism) of the classical (mechanical) models and the higher efficiency of FEM.
- The main gaps detected so far are robust and efficient analysis for real-life problems and modelling of the structural elements closer to reality (plastic behaviour).

[Deltares, 2016a] furthermore indicates that the aim of the study is to make a step towards a “FEM – probabilistic library” connection in an “easy to use” way and applicable to general soil-structure interaction problems. In the study a connection was made between geotechnical

---

<sup>1</sup> ArcelorMittal provided the Class 4 strength for an AZ26 profile according to a critical stress calculation for several situations [ArcelorMittal, 2019]. Furthermore, AM provided feedback on the concept version of this document.

software *PLAXIS* and the open source probabilistic software *OpenTurns*. As case study a reliability analysis of an anchored sheet pile wall was carried out. Following conclusions are made:

- Instability of the structure could not robustly be analysed with First Order Reliability Methods (FORM). Directional Sampling (DS) was used and found to be more robust.
- Future research efforts should address:
  - Structural modelling closer to design practice.
  - Increasing robustness of the reliability analysis while decreasing computation times.
- A first exploration is made of including corrosion of the sheet pile wall as a stochastic variable. It is concluded that there is insufficient insight in the uncertainty for corrosion in fresh water conditions. A data gathering campaign is needed to provide further insight.
- It was recommended to improve and generalize the coupling, including testing other reliability libraries and more detailed post processing of the results of DS.
- It was recommended to extend the models used to match the degree of detail commonly used in practice, this includes a.o.: constitutive soil models used, structural modelling (e.g. plastic deformations), spatial variability of soil parameters and corrosion, influence of reliability as a function of time.

In [**Deltares, 2018**] the work of [Deltares, 2016a] was continued. In this study a first simplistic implementation of plastic hinges was added to the existing coupling between *PLAXIS* and *OpenTurns* allowing for plasticity and/or plastic hinges in the model. And an additional limit state function was added for deformations. Furthermore, a variation was made in strength parameters of the soil (between triaxial and plane strain parameters). Conclusions made:

- The dominant aspect of any assessment is the definition of the Limit State Function used. The calculated reliability for the case study with triaxial parameters and elastic section modulus capacity was  $\beta = 0.88$  and ranged up to  $\beta = 3.95$  using plain strain parameters and plastic hinges.
- Calculated reliability for the case study, with triaxial parameters, no softening, but with plastic section modulus capacity is  $\beta = 2.02$ ; and with plastic hinges, triaxial parameters and fixed value of softening  $\beta = 2.97$ .

The results of the previous study [Deltares, 2018] are summarised in appendix F and referred to hereafter as the 1<sup>st</sup> series of calculations.

In [**Deltares, 2019a and b**] sheet pile degradation measurements were collected and analysed to obtain a first indication of the uncertainty involved. Main conclusions made:

- For sheet pile walls the average value of the degradation in a horizontal plane<sup>2</sup> over the width  $L_B$  of a failure mechanism,  $\Delta \bar{t}$  is the key degradation parameter. The length  $L_B$  represents the width of a failure mechanism for the sheet pile structure and this always concerns a significant width. The length  $L_B$  is furthermore not a fixed number but is case dependent. Also see Figure 1.1.

<sup>2</sup> The mechanism washout (soil transport through a hole) is an exception, for that mechanism the maximum corrosion in a specific point/small area is of relevance.

- The observed coefficient of variation of this average degradation over the width  $L_B$  was on regional scale  $V_{\Delta\bar{\epsilon};reg} = \sim 0.5 - 0.65$  and at local scale  $V_{\Delta\bar{\epsilon};loc} = \sim 0.2 - 0.3$ .
- There is a vast potential for inspection by reducing the high a-priori  $V_{\bar{\epsilon};reg}$  to the lower local values as for most of the cases the a-priori conditions based on regional data sets will be conservative.

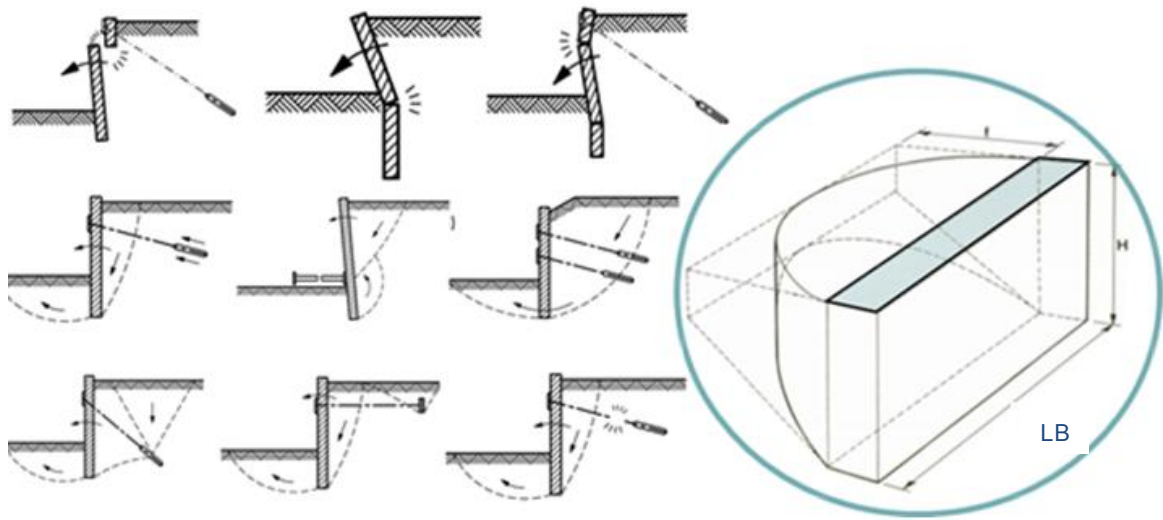


Figure 1.1. The length  $L_B$  represents the width of a failure mechanism for the sheet pile structure and this always concerns a significant width

### 1.3 Objectives and scope of this report

The ultimate research objective is:

*To enable probabilistic analyses with the Finite Element Method (FEM) using a probabilistic library/toolkit in an 'easy to use' way, and applicable to realistic soil-structure interaction problems.*

It is believed that by integrating mechanical (deterministic) understanding of the problem on one hand, and a probabilistic approach for dealing with (and quantifying) the uncertainties on the other hand, an overall better insight is obtained in the (safety of) the structure, see Figure 1.2.

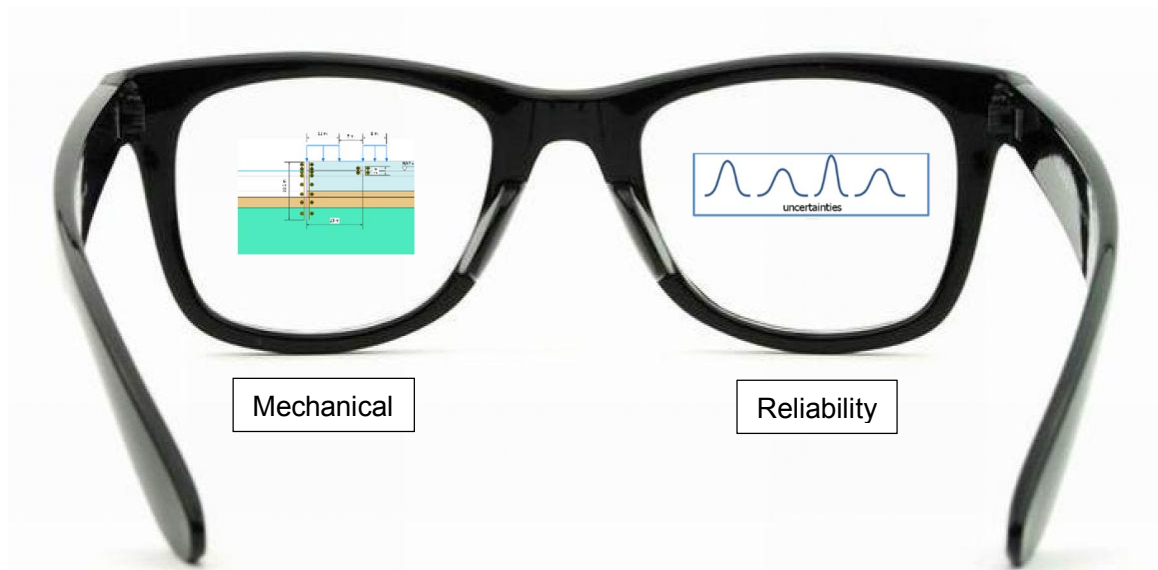


Figure 1.2 Integration of mechanics and reliability theory for designing or assessing (geotechnical) structures

The scope of this study is:

To keep focus on anchored sheet piles by means of the case study as presented in [Deltares, 2016a] and to continue and extend the work done in [Deltares, 2018]. Effectively the following scope is foreseen:

- To set-up and gain experience with a more generic and “easy to use” coupling between the program PLAXIS and the Deltares software Probabilistic Toolkit<sup>3</sup>. This approach enables the coupling to the PLAXIS model and application of advanced probabilistic techniques. The principle of the coupling is explained in Figure 1.3.
- To make use of the Directional Sampling method (DS) due to its robustness.
- To gain experience with the impact of modelling corrosion as a stochastic variable and to incorporate the results of a first analysis of corrosion data gathered from sheet pile structures on fresh water in the Netherlands [Deltares, 2019b].
- To improve the mechanical modelling by including plastic hinges and rotation capacity (i.e. softening), which is expected to positively influence reliability of existing structures.
- To gain experience with the impact of modelling the yield stress as a stochastic variable.
- To gain insight in the development of reliability over the lifespan of the structure as a function of different reference periods for the time-dependent variables.
- To report the experiences such that these can be of benefit to the geotechnical practice.

<sup>3</sup> In this study it is proposed to use the Deltares software Probabilistic Toolkit instead of the open source software OpenTurns previously used. The arguments for this choice have been further elaborated in Chapter 2.



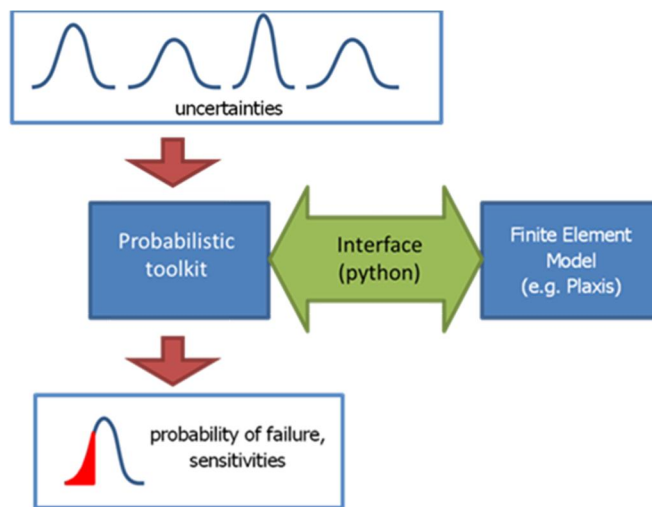


Figure 1.3 Principle of the coupling between PTK and PLAXIS

The case study as presented in [Deltares, 2016a] refers to an anchored retaining wall, as encountered frequently in hydraulic structures such as quay walls or locks. This case study is still considered suitable here because:

- In the coming years, several retaining walls must be re-assessed in the Netherlands.
- For several hydraulic structures additional measures are required (e.g. a more detailed assessment) due to insufficient safety of the steel sheet piles.
- The behaviour of a sheet pile structure is strongly influenced by soil-structure interaction and is therefore a good example to study the class of soil-structure interaction problems.
- More specifically, the case study presented in this research, is the wall of a lock chamber in fresh water. Specific for this application is the high fluctuation of water levels, causing significant corrosion during the service life.

#### 1.4 Outline

Subsequent to this introduction, this report is structured as follows:

- **Chapter 2** describes the setup of the coupling between PLAXIS and the Probabilistic Toolkit
- **Chapter 3** presents the case study and corresponding data and assumptions
- **Chapter 4** presents the stochastic variables, as used in the case study, and their mutual correlations
- **Chapter 5** presents the limit state functions used in the case study
- **Chapter 6** presents the calculation results of the 2<sup>nd</sup> series of calculations performed in 2019 and the analyses of these results
- **Chapter 7** presents the calculation results of the 3<sup>rd</sup> series of calculations performed in 2020 and the analyses of these results
- finally, **Chapter 8** summarizes the most important findings and recommendations.

Furthermore note:

- 1<sup>st</sup> series of calculations: these are the calculations separately reported in [Deltares, 2018] and for which results are summarised here in appendix F. These are calculations made in which corrosion is a deterministic value, using rotation capacity in a simplified form and for the final year of a fixed reference period of 50 years;

- 2<sup>nd</sup> series of calculations: these are the calculations reported in this document and for which corrosion is a stochastic variable, using rotation capacity in a more realistic general form and for the final year of a fixed reference period of 50 years;
- 3<sup>rd</sup> series of calculations: these are the calculations reported in this document and for which corrosion is a stochastic variable, using rotation capacity in a more realistic general form, using a more realistic Class 4 strength formulation and for the final year of different reference periods.

This report is mainly written for the research and development community, i.e. reporting technical details and findings in order to reproduce and incrementally improve the accomplished work. Readers interested in the main results and impact of this research should refer to the summary and conclusions and recommendations.

## 2 Coupling probabilistic library with FEM

### 2.1 Introduction

When considering the reliability of an element or structure (reliability analysis), the determination of the probability of failure is the central issue, as well as the determination of the influence coefficients. The limit between failure and non-failure is defined as a “limit state” and the reliability is given by the probability that this limit state is not exceeded.

In the case of hydraulic structures, as studied in this report, the limit state evaluations are carried out with the commercial software *PLAXIS 2D*, which is a two-dimensional finite element method (FEM) software used to perform deformations and stability analysis for various types of geotechnical applications (e.g. plane strain and axi-symmetric modelling of soil and rock behaviour).

The reliability analysis is carried out through a probabilistic and reliability analysis library, called the Probabilistic Toolkit or PTK. The PTK is developed by Deltares. The PTK has a library with all common reliability distributions (i.e. normal or Gumbel) and reliability integration methods (e.g. Monte Carlo, directional sampling). Important advantage of the PTK is that it is used for implementing novel developments regarding reliability analysis. One such development is a reliability analysis method using surrogate (or response surface) modelling which may allow for a significant reduction of calculation times [Van den Eijnden, 2019]. Some (theoretical) background information on the PTK is presented in Appendix C. For more detailed information on the PTK the reader is referred to the PTK manual [Deltares, 2016b].

This chapter presents a description of the coupling between the PTK and PLAXIS.

### 2.2 Coupling the Probabilistic Toolkit and PLAXIS

The coupling of the PTK with PLAXIS requires an interface for the communication between both programs. The communication between both programs consists of modifying PLAXIS' inputs and read its outputs for important variables such as material parameters, pore pressures generation and stresses development and corresponding deformations inside the soil body. PLAXIS has to be able to obtain the (new) values that are set (simulated) by the probabilistic library for the variables (inputs) that are treated as stochastic during an iterative process, according to the chosen reliability analysis method.

In Figure 2.1, an illustration of the coupling is shown. In principle a reliability run has to be prepared inside the PTK, the user sets (1) the preferable reliability analysis (RA) method, (2) the stochastic/random input parameters and their probability distributions, (3) the corresponding correlation matrix and finally (4) the limit state function(s) depending on the situation. These required inputs, used for the case study, are further elaborated in chapter 3 and 4.

Based on the prepared reliability run the PTK will prepare a PLAXIS simulation that has to be sent to PLAXIS. For this transmission an “input interpreter” (script in python) is required. The interpreter sends the input to PLAXIS and a new PLAXIS run is started. After the calculation is finished an “output interpreter” (python scripts) extracts the desired output variables and sends them to the PTK. The PTK evaluates the results and prepares a new simulation, which is again send, etcetera. This iterative loop continues until some convergence criteria are met and the loop is stopped. A more detailed step wise explanation is given in appendix C.3.

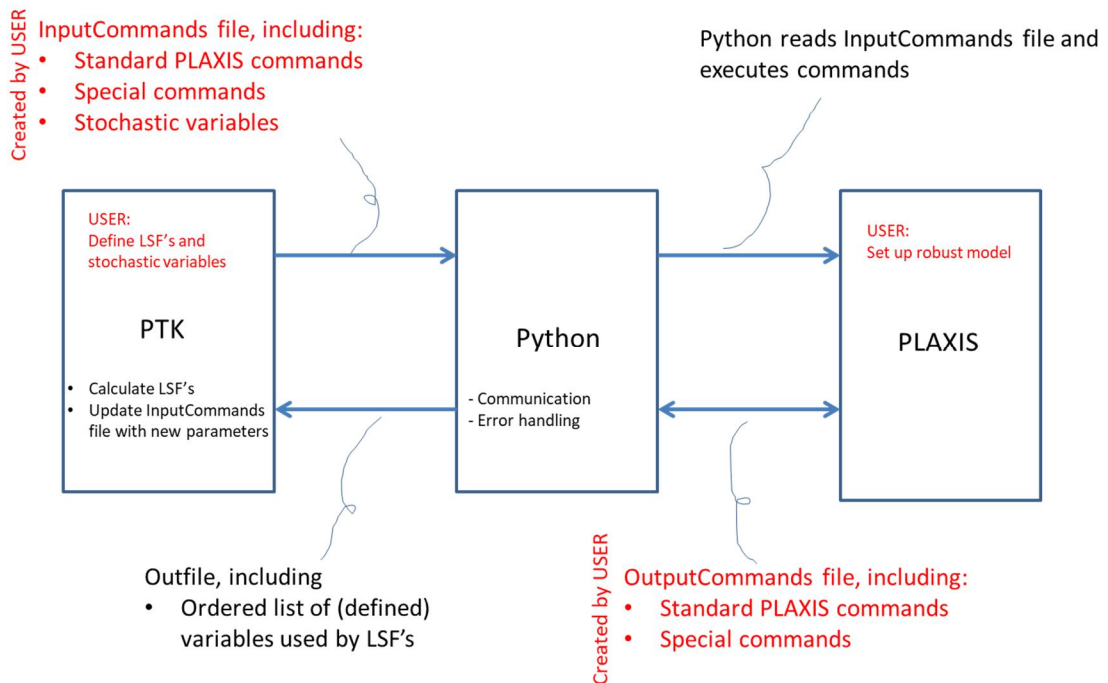


Figure 2.1 Coupling scheme as implemented: Probabilistic Toolkit-PLAXIS. In red all the required user input and in black the automated features. Also see paragraph 2.3 for further explanation on the terms used

### Set up of a robust PLAXIS model

Essential in the preparation of the probabilistic analysis is the preparation of the PLAXIS model. This preparation should include:

- Make the PLAXIS model as robust as possible (i.e. least amount of numerical errors) by entering more extreme parameter combinations to see if any numerical issues are to be expected. If numerical issues occur, they can in general be handled by making changes to for example: tension cut-off, adding small amount of cohesion, simplifying geometry/phases, adjusting numerical settings (e.g. switching off arc length control). Adjustments should be made without compromising the main results.
- Reduce calculation times by removing non-essential phases.
- It should be judged to what extent failure is expected during the “construction phases”.

## 2.3 Coupling: features

To explore the features and limitations of the PLAXIS software reference is made to the PLAXIS manuals, these can be downloaded from the PLAXIS website: [www.PLAXIS.com](http://www.PLAXIS.com).

To explore the features and limitations of PTK reference is made to the PTK manual. An introduction to the PTK as well as experiences gained during this study are presented in Annex C.

The PTK includes the following features which have been developed within this project:

- To be able to read and write general text files allowing for generic coupling with external models, such as PLAXIS.

- Introduced a so-called block function for DS which allows for a more efficient interpolation around  $z = 0$ .
- More robust execution of external models (PLAXIS) by the PTK. Since random errors happen now and then on the PLAXIS side, an efficient way of recalculating the same PLAXIS input is introduced, without having to recalculate all previous results.
- Introduced the option for live update of calculation results, so the user can inspect progress of the calculation.
- A more detailed logging function is introduced, including reference to the failed PLAXIS calculation, allowing for more efficient bug fixing.
- An automatic backup function (every hour) is introduced. In case of a crash of the PTK the maximum loss of data is limited to one hour.

Within the project several generic python files have been developed that deal with the communication between PTK and PLAXIS. The features of the developed generic python files have been explained in Table 2.1.

Python file	Does what?
PLAXISController	Called by PTK. File management system, calls PLAXISInterface, fires commands and handles them.
PLAXISInterface	Called by PLAXISController. Opens PLAXIS, deals with password, deals with arc length control, reads InputCommands file, calls special commands from the Special Commands file
SpecialCommands	<p>Library of special commands to handle more complicated tasks that the PLAXIS command line cannot handle. User can call these commands through the InputCommands file</p> <p>Special commands developed and used for the case study in this report:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- MaxAngularDestortionSheetPile</li> <li>- MaxBendingMoment</li> <li>- CorrosionReductionSheetPile</li> <li>- CorrosionReductionAnchor</li> <li>- SofteningModule</li> <li>- Corrosion ReductionSheetPileElastic</li> <li>- OutputValues</li> </ul> <p>Existing special commands can be adjusted by USER if needed, or new special commands can be added to the library, dependent on the project at hand.</p>
Distortion	Algorithm that generates rotations from the PLAXIS output of plates (x,y,dx,dy). Is called by the special command "MaxAngularDestortionSheetPile".

Table 2.1 Features of the developed generic python coupling files

Next to the python coupling files several other files are used for the communication between PTK and PLAXIS, see Table 2.2. Most importantly there is a file called InputCommands. This is a neutral (text) file and can be filled by the USER with the relevant PLAXIS commands for his/her project at hand just like it may done in the PLAXIS commands line. Special commands can be added in the InputCommands file to allow for more complicated tasks not directly possible with the PLAXIS command line. These special commands have to be created for the specific project at hand. But it is feasible that a database with special commands is created allowing for re-using these commands. The special commands which have been developed for the case study presented in this study have been further elaborated in appendix C.3.

File	Who creates?	Content
InputCommands.in  <i>See appendix D.2 for the file used in the case study</i>	USER	<ul style="list-style-type: none"> <li>This file contains all the relevant PLAXIS commands to make changes to the PLAXIS model (i.e. change file) as well as the commands to extract the relevant output</li> <li>Using flags %..% the PTK recognizes the stochastic variables that can be read/edited by the PTK</li> <li>Using flags * to indicate a special command from Python library follows in order to perform complicated tasks (e.g. determining new properties per sheet pile section based on corrosion value or sorting and finding max values from output)</li> <li>The input file also contains all the initial (deterministic) properties of soil and structure</li> <li>File is read by Python script PLAXISInterface which “fires” the commands to PLAXIS Input or Output.</li> </ul>
PLAXIS.out  <i>See Table 5.2 for the outfile used in the case study</i>	Python	<p>This file contains the output results of the PLAXIS analysis. File is read by the PTK.</p> <p>For the case study in this report per section of the sheet pile frontwall the following output is listed:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Mmax;i (max calculated in PLAXIS per section)</li> <li>Mpl;max;i (max. allowable Mpl;hinge per section)</li> <li>Mel;corr;i (max allowable Mel per section)</li> <li>Phi;max;i (max calculated in PLAXIS per section)</li> <li>Phi;CD;i (max allowable plastic rotation per section)</li> <li>Rho;max;i (the reached reduction value Rho per section) (not directly used in LSF’s, but for information)</li> <li>SUMMstage (of last phase)</li> <li>Mmax;anchorwall</li> <li>Nmax;anchor</li> </ul>
Temporary files	PTK	The PTK generates intermediate temporary files during calculation

Table 2.2 Other files used in the PTK – PLAXIS coupling

### Challenges and limitations to consider

An overview of the challenges and limitations to consider is presented in appendix C.3.

A main challenge identified are the long calculation times when using the numerical integration method Directional Sampling. This method has been chosen here due to its robustness, however calculation times are in de order of weeks. Interesting to note is the ongoing developments relating to reliability analysis methods using surrogate (or response surface) modelling allowing for significant reductions of calculation times. Such a technique is reported in [Van den Eijnden, 2019] and this technique is expected to become available in the PTK soon.

### 2.4 Coupling: version control

In this study use is made of the following versions:

- PLAXIS 2D v2018.00.
- Probabilistic Toolkit v1.9.x.x.

- Python v3.4 (as installed with PLAXIS 2D v2018.00).  
Within Python a number of scripts are developed. These scripts have been regularly updated throughout the project in 2018 and 2019. Version control is done by means of a Deltares repository<sup>4</sup>. The version of the scripts used for the case study within the project have been listed in Table 2.3 and Table 2.4.

Python file	Version
PLAXISController	8.1
PLAXISInterface	8.1
SpecialCommands	8.1
Distortion	8.1

Table 2.3 Version control of generic Python coupling scripts developed

File	Version
InputCommands.in	No specific version, created by USER for project at hand
PLAXIS.out	Automatically created per project
Temporary files	Automatically created per project

Table 2.4 Version control of other relevant files used

<sup>4</sup> <https://repos.deltares.nl/repos/ProbPLX>

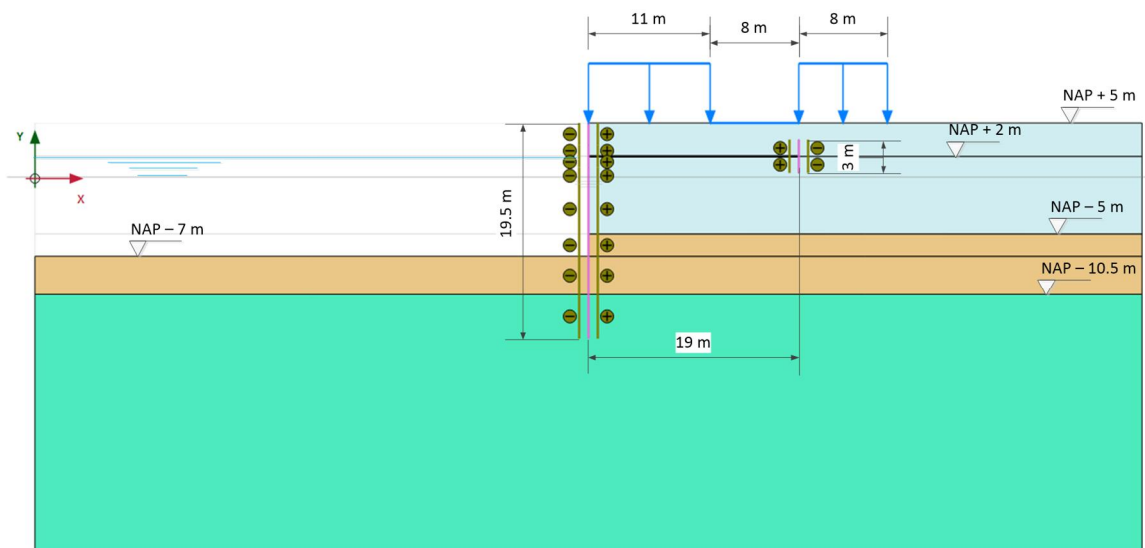
### 3 Case study: retaining wall

#### 3.1 Introduction

The case study as presented in [Deltares, 2016a] refers to an anchored retaining wall and has also been used in this report based on the following considerations:

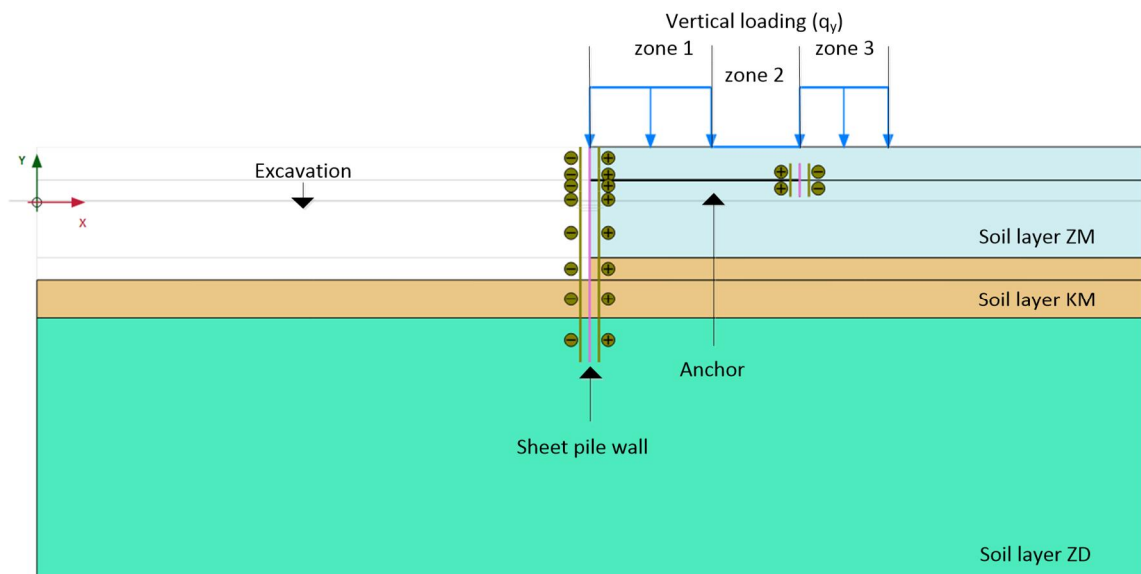
- Currently and in the coming years, many sheet pile walls have to be re-assessed in the Netherlands.
- The behaviour of a sheet pile structure is strongly influenced by soil-structure interaction and is therefore a good example to study this problem.
- The case study presented is the wall of a lock chamber in fresh water. Specific for this application is the high fluctuation of water levels, causing significant corrosion during the service life.
- The case study allows for dealing with all relevant failure mechanisms relevant for an anchored sheet pile wall.

A detailed description of the case study is presented in this chapter. The geometry and various elements of the case study are presented in Figure 3.1. It is assumed that the lock is 25 years old and should function for another 50 years, thus until a service life of 75 years. Or in other words the reference period considered is 50 years. This aspect is relevant because reliability is always related to a certain reference period. The reference period is considered in the distributions for the time-dependent variables in load (i.e. waterlevels, surface load) and strength (corrosion) parameters.



a) dimensions





a) elements and names

Figure 3.1 Schematisation of the case study

**Note on Case Study**

It should be recognised that although the Case Study was based on a real situation the sheet pile type used here, an AZ26, is a less strong profile than might be used in reality due to design conservatism 25 years ago. The choice for a less strong profile was made to achieve lower reliability values and thus reduce calculation times and as such better allowing to highlight effects of different assumptions. As a result, no absolute conclusions can be drawn for this situation. Focus should be on relative effects.

**3.2 Geometry, water levels and loads**

The soil is built up of three horizontal layers, with the ground surface level at NAP +5 m. The soil layering is presented in Table 3.1.

Layer	Top	Code	Soil
[#]	[m NAP]	[-]	[-]
1	+5,0	ZM	Medium dense sand
2	-5,0	KM	Medium stiff / Firm clay
3	-10,5	ZD	Dense/very dense sand

Table 3.1 Soil layering used in case study

Concerning the water levels the following assumptions are made:

- The original water level, at the time of installation of the sheet pile was at NAP +1.0 m.
- The ground water level and the ground water potential of the sand layer ZD were in the past at NAP -1.0 m.
- The expected value of the ground water potential (layer ZD) is NAP 0.0 m.
- The expected value of the average water level is NAP +1.0 m.

- the expected value of the lowest water level, which is reached once in 50 years, is NAP – 1.0 m and the *decimeringshoogte*<sup>5</sup> is 0.3 m, these characteristics are necessary to define the distribution of the water level of the problem with extreme minima.
- There is a vertical linear gradient between the (ground) water pressures directly above and directly below the clay layer KM.

Concerning the surcharge loads on the ground surface, 3 zones are defined (as shown in Figure 3.1). The maximum expected value of the load is 30 kPa, which can be integrally present in the 3 zones or only locally. We consider zone 1 the one closest to the sheet pile (11 m length). Zones 2 and 3 are next to zone 1 and have a length of 8 m each. Each load/zone is characterized by its maximum value (30 kPa) and the fact that it can be present 10% of the time (in each zone). The loads are assumed to be uncorrelated.

### 3.3 Soil characterisation

The material model used in this study is the so-called ‘Mohr-Coulomb’ soil model. Here only one stiffness parameter is necessary. Nevertheless, the characteristics of the three soil layers (taken as in [Wolters, 2012]), considering the non-associative parameter-set ( $\phi \neq \psi$ ) for the ‘Hardening soil’, model for non-plain strain conditions (as found in triaxial tests) are summarised in Table 3.2 while in Table 3.3 the associative set is presented.

The transformation from non-associative to associative is done using the so-called best-guess equivalent model. More information on non-associative, associative and best-guess equivalent model is given in Appendix A. The sheet pile wall is a plain strain situation. In case of plain strain conditions in FEM calculations the best estimate angle of internal friction derived from triaxial test results has to be increased by a factor 9/8 to get the correct best estimate value. The by the factor 9/8 increased values of  $\phi$  and  $\psi$  for the Hardening Soil model in plain strain condition are presented in Table 3.4.

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi'$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	SM	18.5	20.7	0.0	38.9	8.9	69.2	69.2	207.7	0.90	0.5
2	CM	-	17.4	14.8	26.9	-	7.69	5.27	15.38	0.67	1.0
3	SD	-	21.8	0.0	41.9	11.9	115.4	115.4	346.2	0.90	0.5

Table 3.2 *Non-associative soil parameters for non-plain strain conditions, average values of each layer, for Hardening soil*

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\phi_a^*$	$\psi_a^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	SM	18.5	20.7	1.0	37.0	37.0	69.2	69.2	207.7	0.90	0.5
2	CM	-	17.4	14.1	25.8	25.8	7.69	5.27	15.38	0.67	1.0
3	SD	-	21.8	1.0	39.8	39.8	115.4	115.4	346.2	0.90	0.5

Table 3.3 *Associative soil parameters for non-plain strain conditions, average values of each layer, for Hardening soil*

<sup>5</sup> A measure of the increase or decrease of the height of the water level as a result of the respective increase or decrease of the frequency of occurrence of this water level with an increment factor of 10

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\phi_{\alpha}^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oad};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	SM	18.5	20.7	1.0	41.6	41.6	69.2	69.2	207.7	0.90	0.5
2	CM	-	17.4	14.1	29.1	29.1	7.69	5.27	15.38	0.67	1.0
3	SD	-	21.8	1.0	44.7	44.7	115.4	115.4	346.2	0.90	0.5

Table 3.4 Associative soil parameters for plain strain conditions, average values of each layer, for Hardening soil

The non-associative parameter-set ( $\phi=\psi$ ) in non-plain strain conditions for 'Mohr-Coulomb' soil model is given in Table 3.5 and the associative parameter-set is given in Table 3.6.

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\phi_{\alpha}^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E'$	$R_{\text{int}}$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]
1	SM	18.5	20.7	1.0	37.0	37.0	50	0.90
2	CM	-	17.4	14.1	25.8	25.8	6.5	0.67
3	SD	-	21.8	1.0	39.8	39.8	125	0.90

Table 3.5 Associative soil parameters for non-plain strain conditions, average values of each layer, for Mohr-Coulomb. This parameter set is used in this study

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\phi_{\alpha}^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E'$	$R_{\text{int}}$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]
1	SM	18.5	20.7	1.0	41.6	41.6	50	0.90
2	CM	-	17.4	14.1	29.1	29.1	6.5	0.67
3	SD	-	21.8	1.0	44.7	44.7	125	0.90

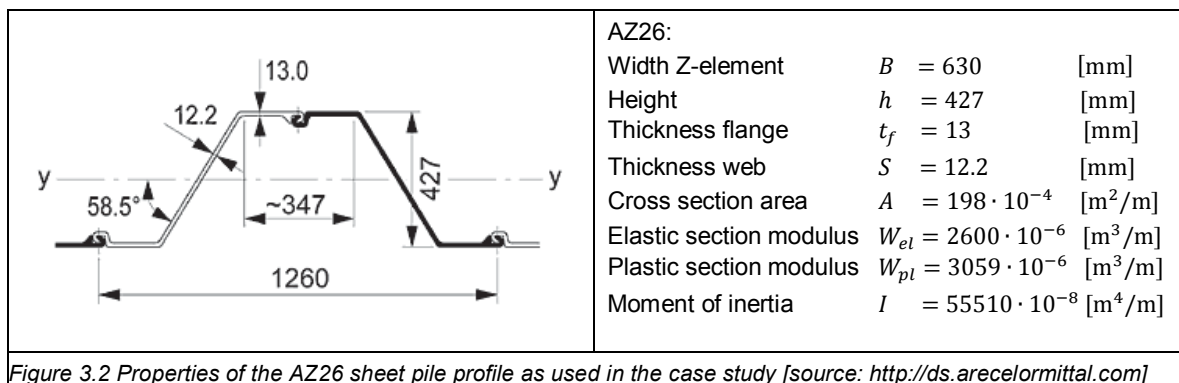
Table 3.6 Associative soil parameters for plain strain conditions, average values of each layer, for Mohr-Coulomb

For this case study a drained analysis is carried out with the associative non-plain strain parameter-set just like [Deltares, 2016a] and [Deltares, 2018], see Table 3.5.

The main argument in this research phase for choosing the lower non-plain strain values was calculation time of the runs. Another argument for not using the high plain strain values (compared with non-plane strain values) is that the (potential) softening of the soil also needs to be taken into account when allowing for softening in the sheet pile structure (as described in paragraph 3.8). Basically, a strain analysis needs to be made to see if using peak strength parameters of the soil is allowed in combination with large deformations/strains due to softening of the front wall. If this is not allowed lower strength parameters must be used. These types of analyses are however considered to be outside the scope of this research. Generically speaking an engineer needs always to assess per situation which parameters are applicable.

### 3.4 Structure characterisation

For both the sheet pile front wall and the anchor sheet pile wall, an AZ26 profile is chosen. The dimensions of the AZ26 profile are presented in Figure 3.2). For the steel quality S240 GP is chosen with a yield stress of  $f_y = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$



For the anchor rod connecting the front wall and the anchor wall an initial diameter of  $63.4 \cdot 10^{-3}$  m (area  $3156 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>) is chosen with a yield stress of  $f_y = 355 \cdot 10^3$  [kN/m<sup>2</sup>]. For the spacing between the anchors a distance of 1.6 m is chosen.

Note that relevant for the Class definition according to Eurocode 3-5 is the value 'b', this value is a measure of the width of the flange. In this width part of the curvature from flange to web is included. According to [ArcelorMittal, 2017] this value is 356 mm. Also see appendix E.1 for more information on the principle of Class definitions.

### 3.5 Corrosion characterisation

#### Sheet pile vertical zone discretization

In practice, the effect of corrosion on the sheet pile and anchor reliability is incorporated in the analysis by applying a deterministic value of the corrosion, leading to a reduced cross section. Various thickness reduction(s) can be assigned to different sections of the retaining structure, depending on the 'zone' (i.e. contact with air, soil and/or water). In this study it was chosen to use the degree of discretisation (i.e. the nr. of zones) in accordance with the proposal in EN 1993-5:2008, also see appendix B.1.

As the zone D between NAP -0,5 m and NAP -7.0 m is the zone that is expected to be the governing one with the highest moment and high reduction of wall thickness reduction due to corrosion for the probabilistic analysis this zone will be split in 3 sections:

- Zone D1 between NAP -0,5 m and NAP -1.5 m.
- Zone D2 between NAP -1,5 m and NAP -5.0 m.
- Zone D3 between NAP -5 m and NAP -7.0 m.

In zone A, B, C and E no additional discretisation is to be applied.

#### Thickness reduction due to corrosion

In appendix B.2 and B.3 the recommend (deterministic) values for corrosion as currently used in geotechnical practice are presented. This includes recommended values for thickness-reduction on the side of the soil by Deltares [ENW, 2104], while thickness-reduction on the side without soil are recommended by [RWS, 2013]. In this study it has been chosen to consider the presented values as mean corrosion values to be expected. Based on the analyses of the collected degradation data [Deltares, 2019b] this seems a reasonable assumption as in 50 % of the about 80-year-old cases these deterministic corrosion values were exceeded.

In Table 3.7 and Table 3.8 the mean thickness reduction of the various vertical sections or zones of the sheet pile are presented at  $T = 75$  years, these values will be the basis for the

calculations in line with EN 1993-5:2008, for a specific design service life (i.e. to include the degradation effect at the end of the service life).

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>A:</b> Above upper lockage level	+5.0	+3.0	0.75	1.70	2.45
<b>B:</b> Upper lockage level-GWL	+3.0	+1.0	1.50	1.70	3.20
<b>C:</b> GWL- lower lockage level	+1.0	-0.5	1.50	0.90	2.40
<b>D:</b> Lower lockage level-bottom	-0.5	-7.0	3.75	0.90	4.65
<b>E:</b> Below bottom	-7.0	-14.5	0.90	0.90	1.80

Table 3.7 Mean thickness reduction of sheet pile after 75 years (mean values per zone)

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>F:</b> Top -GWL	+3.5	+1.0	1.7	1.7	3.4
<b>G:</b> GWL- tip (*)	+1.0	-0.5	0.9	0.9	1.8

Table 3.8 Mean thickness reduction of the anchor wall after 75 years (mean values per zone)

(\*) note: the anchor wall is positioned from NAP +3.5 m to NAP +0.5 m. The part of the anchor wall between NAP +1 m and NAP +0.5 m will have a smaller thickness reduction according to the above definition. This is ignored in this study. Thickness reduction values according to zone F are also used in zone G.

In this study also, some additional calculations are made taking the time depending effect of the corrosion in account. As such two alternative sets for the corrosion are presented:

- At the beginning of the chosen reference period  $T = 25$  years, Table 3.9 and Table 3.10.
- In the middle of the chosen reference period at  $T = 50$  years, Table 3.11 and Table 3.12.

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>A:</b> Above upper lockage level	+5.0	+3.0	0.5	1.2	1.7
<b>B:</b> Upper lockage level-GWL	+3.0	+1.0	1	1.2	2.2
<b>C:</b> GWL- lower lockage level	+1.0	-0.5	1	0.6	1.6
<b>D:</b> Lower lockage level-bottom	-0.5	-7.0	2.5	0.6	3.1
<b>E:</b> Below bottom	-7.0	-14.5	0.6	0.6	1.2

Table 3.9 Mean thickness reduction of sheet pile after 50 years (mean values per zone)

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>F:</b> Top -GWL	+3.5	+1.0	1.2	1.2	2.4

<b>G:</b> GWL- tip	+1.0	-0.5	0.6	0.6	1.2
--------------------	------	------	-----	-----	-----

Table 3.10 Mean thickness reduction of the anchor wall after 50 years (mean values per zone)

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>A:</b> Above upper lockage level	+5.0	+3.0	0.25	0.6	0.85
<b>B:</b> Upper lockage level-GWL	+3.0	+1.0	0.5	0.6	1.1
<b>C:</b> GWL- lower lockage level	+1.0	-0.5	0.5	0.3	0.8
<b>D:</b> Lower lockage level-bottom	-0.5	-7.0	1.25	0.3	1.55
<b>E:</b> Below bottom	-7.0	-14.5	0.3	0.3	0.6

Table 3.11 Mean thickness reduction of sheet pile after 25 years (mean values per zone)

Zone	Level		Mean thickness reduction due to corrosion		
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	Left [mm]	Right [mm]	Total [mm]
<b>F:</b> Top -GWL	+3.5	+1.0	0.6	0.6	1.2
<b>G:</b> GWL- tip	+1.0	-0.5	0.3	0.3	0.6

Table 3.12 Mean thickness reduction of the anchor wall after 25 years (mean values per zone)

In the calculations for this case study, a uniform (i.e. not differentiating within a vertical zone) corrosion rate  $\Delta t_i$  is assumed along a vertical section of the sheet pile, as a random variable. The thickness loss due to corrosion is considered truncated normally distributed, with a mean value as presented in Table 3.7 to Table 3.12. Truncation is done on a minimum value of 0 mm (logically) and a maximum value of 13 mm (thickness of flange AZ26). The coefficient of variation of the thickness loss is a variable. The approach how to deal with corrosion as a stochastic variable in relation to the different zones is further elaborated in chapter 4.6.

### 3.6 Corrosion effect

The effect of a thickness reduction on the mechanical behaviour of the sheet pile is non-linear with respect to the moment and plastic rotation capacity.

In Figure 3.3 the linear part of the effect of a thickness reduction on the plastic and elastic section moduli are presented. Effectively the program presents 5.09 mm corrosion as the upper limit of Class 2. In this study for the end of Class 2 a value of 45 is used. Also see appendix E.1 for more background information on the principle of Classes of sheet pile cross-sections.

$$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq \sim 45 \quad [-] \quad (1)$$

with

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad [-] \quad (2)$$

Furthermore, the program presents 7.59 mm as the upper limit of Class 3. For the end of Class 3 a value of 66 is used in this study.

$$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq \sim 66 \quad [-] \quad (3)$$

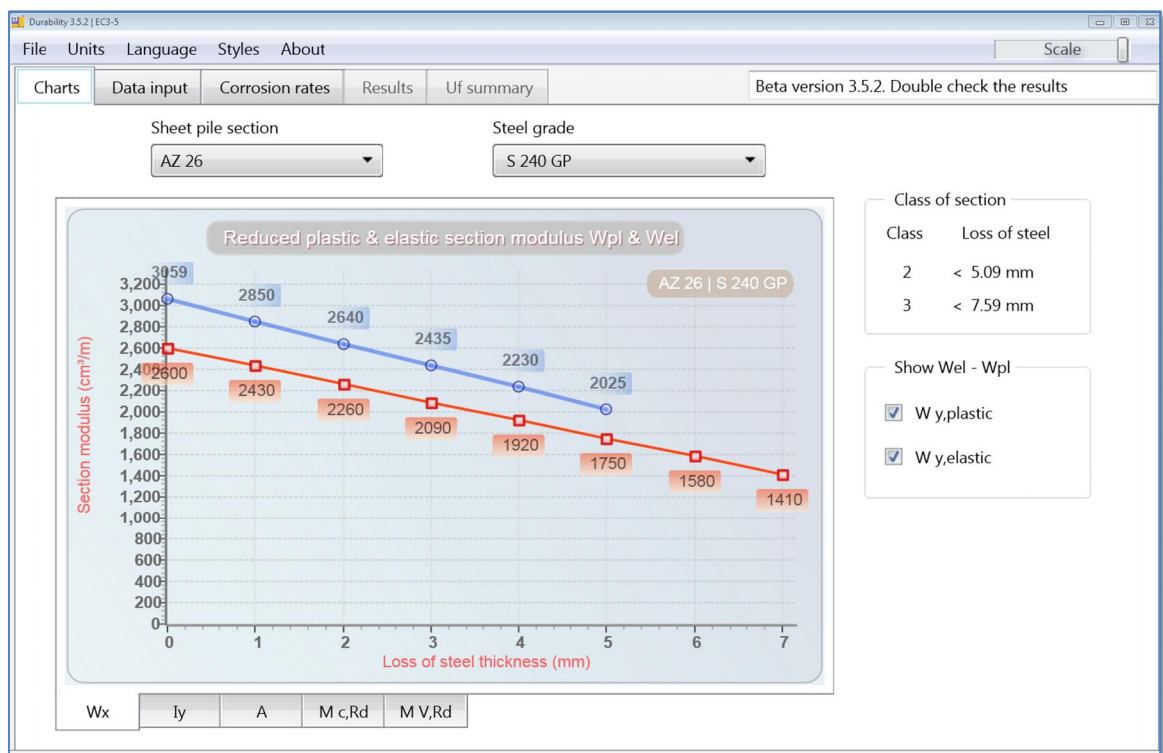


Figure 3.3 For loss of steel thickness reduced plastic and elastic section moduli of a AZ26 S240GP by [ArcelorMittal, 2017]

In this research the nonlinear effect on the plastic section modulus for wall thickness reduction beyond 5 mm is taken in account as well as the nonlinear effect on Plastic rotation angle capacity by using [EN1993-5:2008] Figure C-1b, see Figure 3.4. In this research a linear interpolation will be applied in between the lines in Figure 3.4.

EN1993-5:2008 allows for taking plastic rotation capacity into account. Even for a Class 3 sections some plastic rotation capacity is allowed albeit that the allowed stress level in the section should be lowered such that basically a Class 1 or 2 is found. Or in other words EN 1993-5:2008 allows that some strength (bending moment capacity) is exchanged with some rotation capacity (within certain limits).

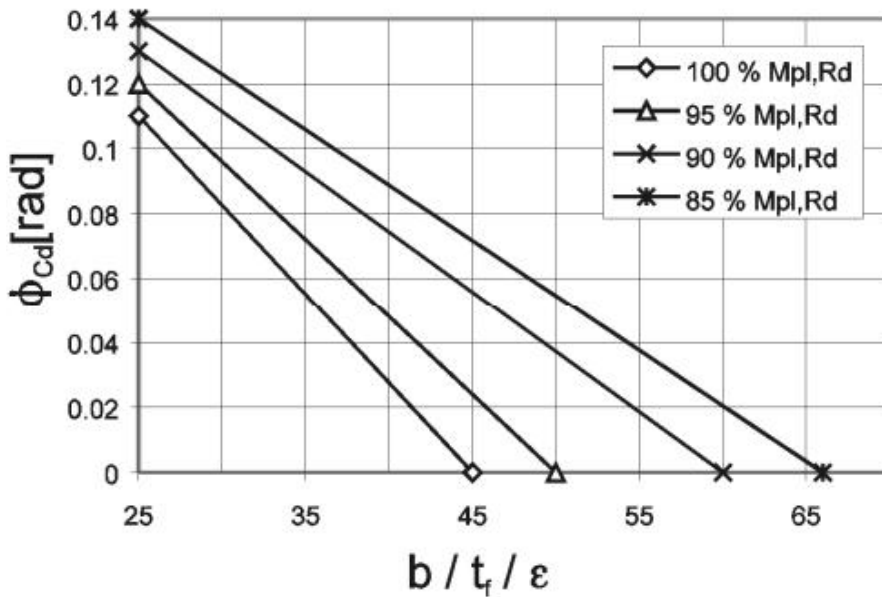


Figure 3.4 Plastic rotation angle of a z-section  $\phi_{cd}$  provided by the cross-section at different levels of reduced plastic moment capacity  $M_{pl,Rd}$  [EN 1993-5:2008] Figure C-1b

When combining the information in Figure 3.3 and Figure 3.4 it is possible to create Figure 3.5. Figure 3.5 presents for an AZ26 with steel grade S240GP (as used in this case study) the (nonlinear) relation between bending moment capacity and plastic rotation capacity vs the wall thickness reduction of the flange. To create this figure use has to be made of the principles explained in the paragraphs 3.7 and 3.8. More background information can also be found in appendix E.

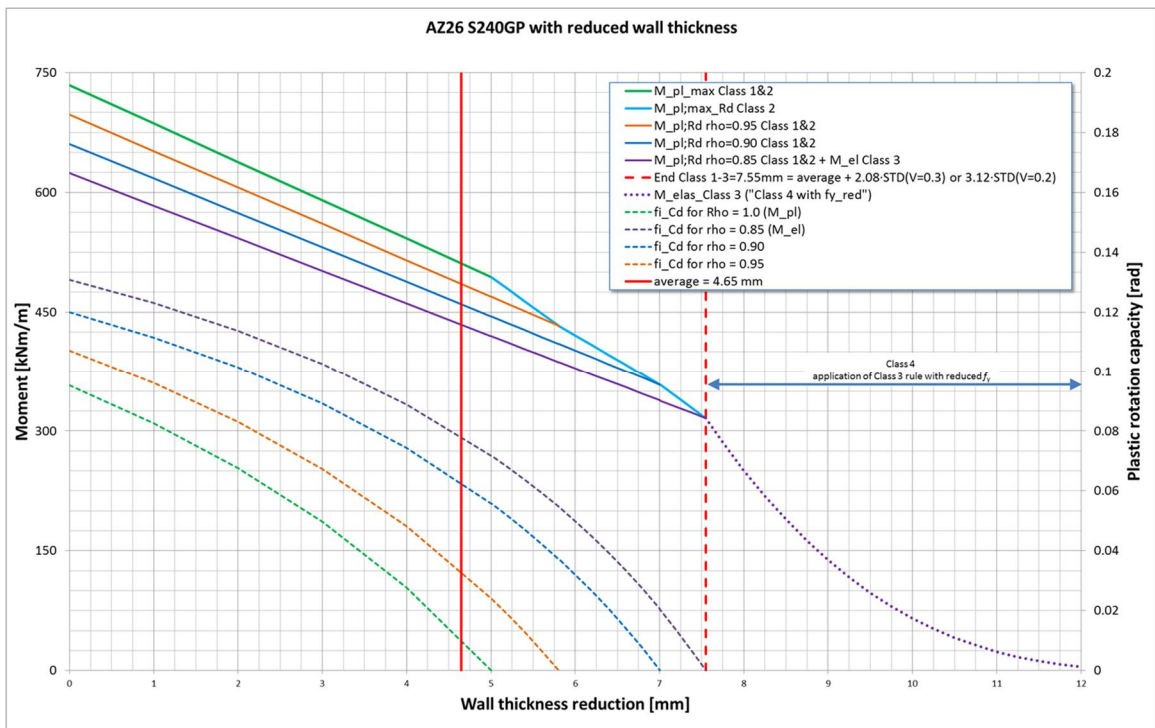




Figure 3.5 Effect of thickness reduction on moment capacity and plastic rotation capacity of an AZ26 S240GP. Note that due to switching from the  $b/t_f/\epsilon$ -axis to a wall thickness reduction axis a non-linear trend is found for  $\phi_{cd}$

### 3.7 Sheet pile parameters as function of corrosion

In this paragraph for the AZ26 the relations as function of thickness reduction  $\Delta t_i$  for the cross-sectional area, section moduli and moment of inertia are presented. Some of the relations use the reduced thickness of the flange of the sheet pile section,  $t_{f_i}$ :

$$t_{f_i} = t_f - \Delta t_i \quad (4)$$

Where:

$t_f$	[mm]	initial thickness of flange of the sheet pile (see Figure 3.2)
$\Delta t_i$	[mm]	thickness reduction due to corrosion of sheet pile section, i
$t_{f_i}$	[mm]	corroded thickness of flange of sheet pile section, i

#### Cross sectional area

The Cross sectional area given the thickness reduction,  $\Delta t_i$ , is:

$$A_{\Delta t_i} = (198 - 14 \cdot \Delta t_i) \cdot 10^{-4} \quad [m^2/m] \quad (5)$$

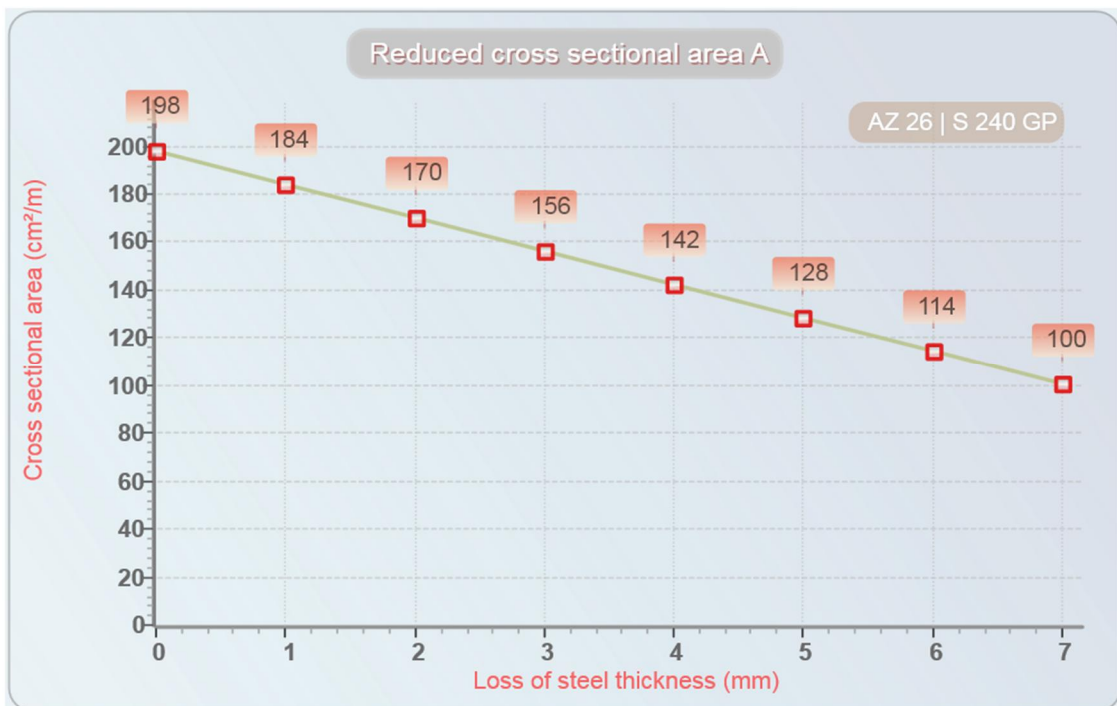


Figure 3.6 For loss of steel thickness reduced cross sectional area of a AZ26 S240GP by [ArcelorMittal, 2017]

#### Moment of inertia

The Moment of inertia given the thickness reduction,  $\Delta t_i$ , is:

$$I_{\Delta t_i} = (55510 - 3680 \cdot \Delta t_i) \cdot 10^{-8} \quad [m^4/m] \quad (6)$$



Figure 3.7 For loss of steel thickness reduced moment of inertia of a AZ26 S240GP by [ArcelorMittal, 2017]

### Elastic and full plastic section modulus

The elastic section modulus given the thickness reduction,  $\Delta t_i$ , is:

$$W_{el;\Delta t_i} = (2600 - 170 \cdot \Delta t_i) \cdot 10^{-6} \quad [m^3/m] \quad (7)$$

The full plastic section modulus is:

$$W_{pl;i} = \left( \frac{W_{el;\Delta t_i}}{0.85} \right) \quad [m^3/m] \quad (8)$$

Note that formula (8) is an approximation of the  $W_{pl}$  as presented in Figure 3.8. The value 0.85 is based on the initial ratio between  $W_{el}$  and  $W_{pl}$  for no thickness reduction, i.e. loss of steel is 0 mm.

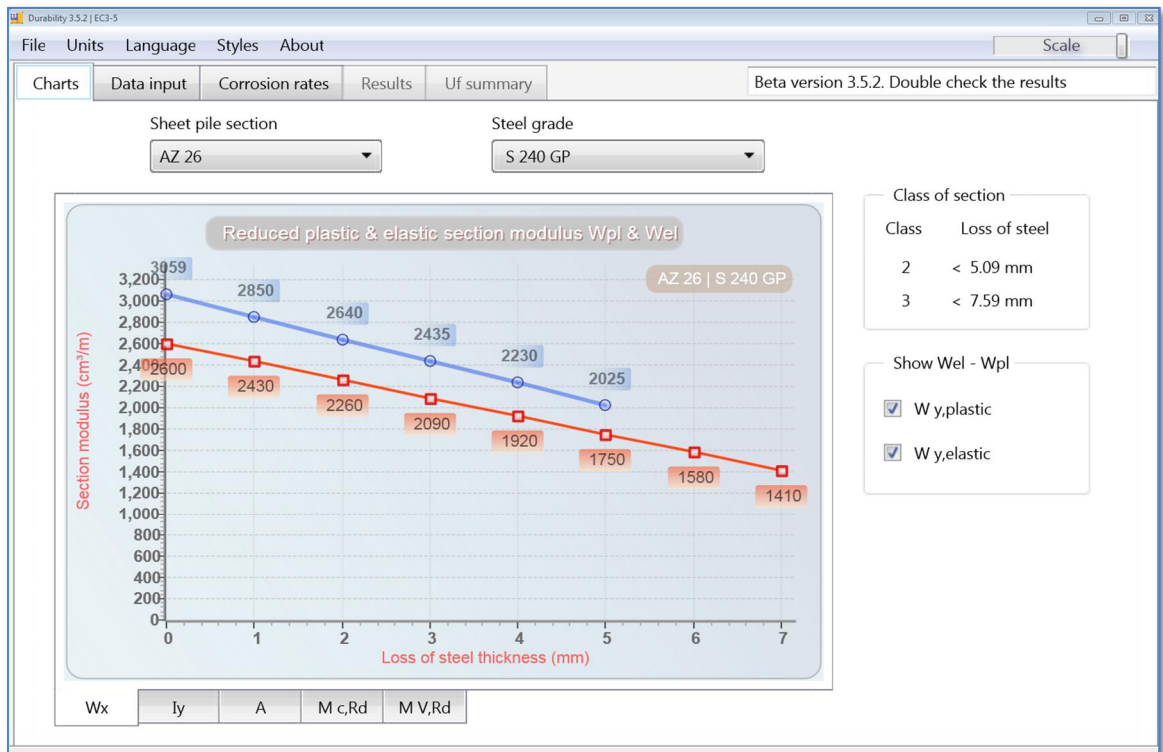


Figure 3.8 For loss of steel thickness reduced plastic and elastic section moduli of a AZ26 S240GP by [ArcelorMittal, 2017]

### Plastic section moduli, $(b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 66$

For sheet pile sections with a thickness reduction  $(b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 66$  the maximum reduced plastic section modulus, given the thickness reduction,  $\Delta t_i$  is based on a linear interpolation for  $(b/t_{f_i}/\epsilon)$  in between the maximum value of plastic section modulus at 45, 50, 60 and 66. with a  $\rho_c = 1; 0.95; 0.9$  and  $0.85$  for no plastic rotation capacity (Class 2) based on  $\phi_{Cd,i} = 0$  in EN 1993-5:2008 fig C-1, see Figure 3.4.

$$W_{pl,max;i} = \rho_{C,max;i} \cdot W_{pl,i} \quad [m^3/m] \quad (9)$$

For  $(b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 45$  the maximum reduction factor is  $\rho_{C,max;\leq 45;i}$ :

$$\rho_{C,max;\leq 45;i} = 1 \quad [-] \quad (10)$$

For  $45 \leq (b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 50$  the maximum reduction factor is  $\rho_{C,max;45-50;i}$ :

$$\rho_{C,max;45-50;i} = 1 + \left( \frac{\left( \frac{b}{\epsilon \cdot t_{f_i}} - 45 \right) \cdot (0.95 - 1)}{(50 - 45)} \right) [-] \quad (11)$$

For  $50 \leq (b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 60$  the maximum reduction factor is  $\rho_{C,max;50-60;i}$ :

$$\rho_{C;max;50-60;i} = 0.95 + \left( \frac{\left( \frac{b}{\epsilon \cdot t_{fi}} - 50 \right) \cdot (0.9 - 0.95)}{(60 - 50)} \right) [m^3] \quad (12)$$

For  $60 \leq (b/t_{fi}/\epsilon) \leq 66$  the maximum reduction factor is  $\rho_{C;max;60-66;i}$  :

$$\rho_{C;max;60-66;i} = 0.90 + \left( \frac{\left( \frac{b}{\epsilon \cdot t_{fi}} - 60 \right) \cdot (0.85 - 0.9)}{(66 - 60)} \right) [m^3] \quad (13)$$

### 3.8 Plastic rotation capacity (softening)

Annex C from [EC3-5:2008] gives guidelines for incorporating plastic hinges and rotation capacity in the design and/or assessment of steel sheet pile structures. It also allows to make use of a reduced yield strength (resulting in a reduced  $M_{pl,Rd}$ ) effectively shifting the boundaries of the Class 1 and 2 area. As such also within Class 3 (according to the definition of EN 1993-5:2008 Table 5-1) use can be made of rotation capacity. Basically EN 1993-5:2008 allows to exchange bending moment capacity and rotation capacity.

#### Principle of softening

The principle of softening is explained in Figure 3.9. The figure shows that the sheet pile has a certain maximum (peak) capacity. After reaching this maximum capacity the capacity will start to decrease (softening), however the decrease of the capacity happens in a trustworthy manner. Based on tests it is shown that the sheet pile has a certain minimum bending moment capacity ( $M_{pl,Rd}$ ) in combination with a certain minimum rotation capacity ( $\phi_{Cd}$ ).

Note that softening of the sheet pile is only possible in case  $(b/t_{fi}/\epsilon) < 66$ . When this condition is not met this basically means the sheet pile is a Class 4 section profile without any rotation capacity. In appendix E more background information can be found on plastic rotation capacity.

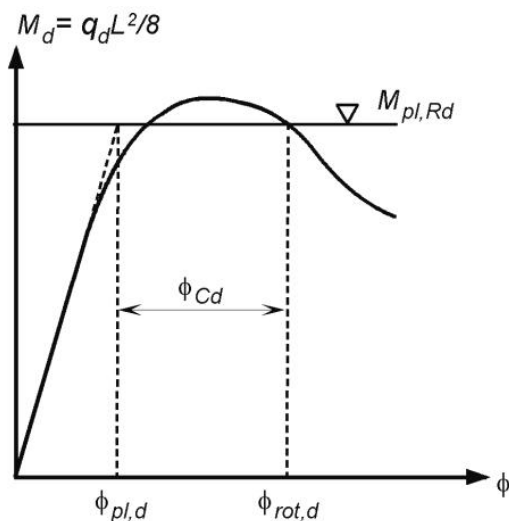


Figure 3.9 Interaction between bending moment capacity (vertical axis) and rotation capacity (horizontal axis).  $\phi_{Cd}$  is the available rotation capacity of the sheet pile section at a certain bending moment capacity ( $M_{pl,Rd}$ )

It should be noted that the rotation capacity of the sheet pile profile ( $\phi_{Cd}$ ) is defined as the rotation attributed to the plastic (non-reversible) deformations. In the current implementation of

the python SofteningModule (see Table C.1) however all rotations (elastic + plastic) are extracted from PLAXIS and used in the LSF. This is a conservative approach. In general, however the elastic rotations are relatively small compared with the plastic rotations.

#### Illustration of softening

The above described Softening process has been illustrated in Figure 3.10 and Figure 3.11. Figure 3.10 may be seen as a 3D plot. The third axis in this case is then perpendicular to the figure and displays the bending moment capacity  $M_{pl,Rd}$ . If 4 cross-sections were made of this 3D figure (i.e. the 4 coloured lines in the figure) these would look like the lines in Figure 3.11. In Figure 3.11 use has been made of “softening steps” of 1% just like the way it has been implemented into the python script SofteningModule (see Table C.1).

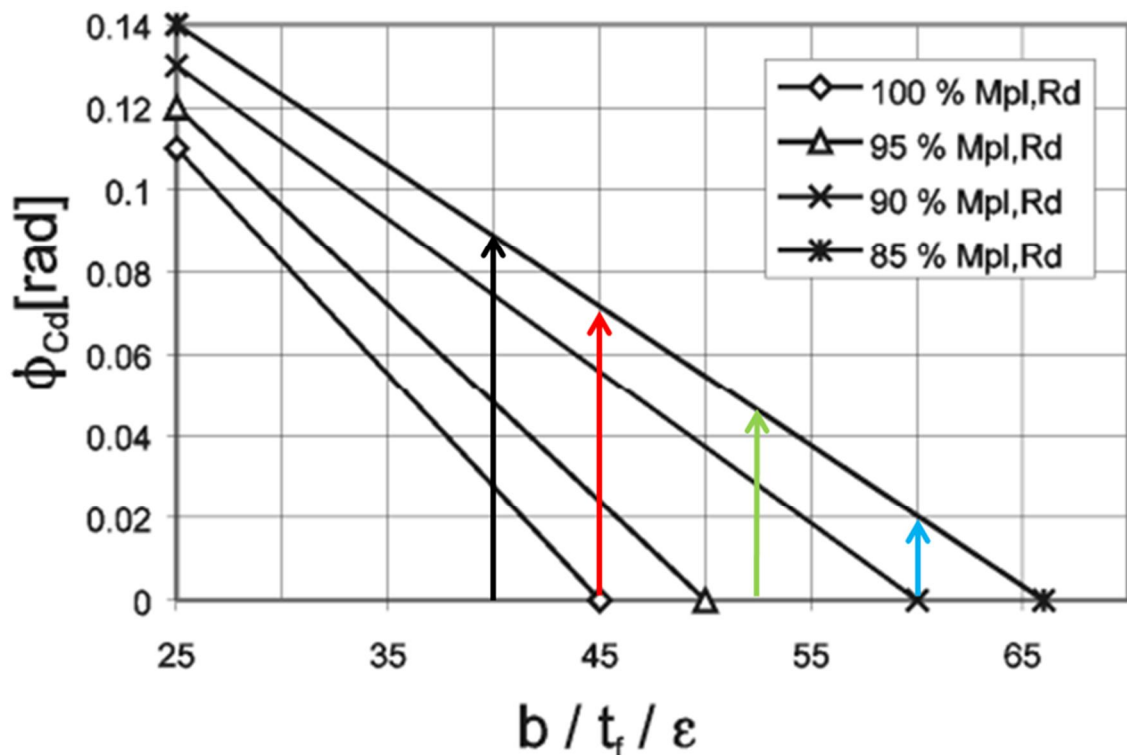


Figure 3.10 This figure is a copy of Figure 3.4. showing the plastic rotation angle of a z-section  $\phi_{cd}$  provided by the cross-section at different levels of reduced plastic moment capacity  $M_{pl,Rd}$  [EC3-5:2008] Figure C-1b. Indicated are four coloured lines which are cross-sections of the 3D figure that can be imagined

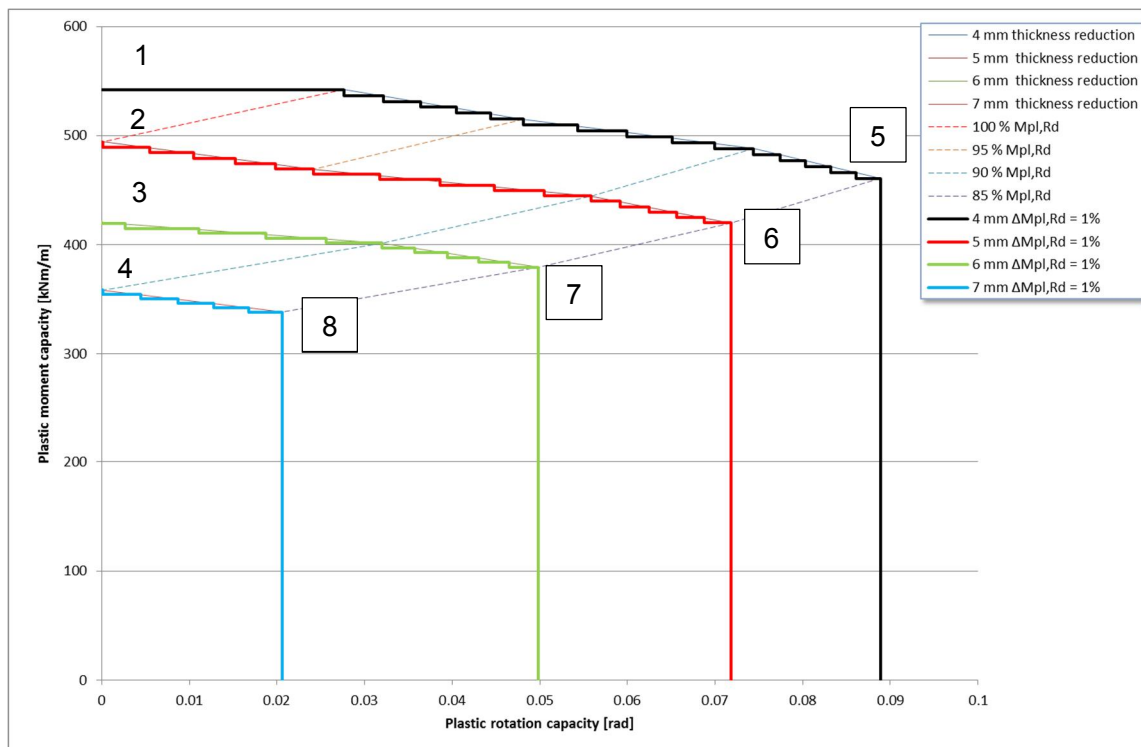


Figure 3.11 The relationship between plastic rotation capacity and plastic bending moment capacity, using softening steps of 1%, for the four cross-sections shown in Figure 3.10

The values of the bending moment capacity indicated within the graph with the numbers 1 - 8 are quantified in Table 3.13. The values of the numbers 1 – 4 can be calculated using the formulas in paragraph 3.7. The values for numbers 5 – 8 follow from numbers 1 – 4 using a factor of 0.85.

Nr	Bending moment [kNm/m]	Nr	Bending moment [kNm/m]
1	542	5	$542 * 0.85 = 461$
2	494	6	$494 * 0.85 = 420$
3	$446 * 0.943 = 421$	7	$446 * 0.85 = 379$
4	$398 * 0.90 = 358$	8	$398 * 0.85 = 338$

Table 3.13 Quantification of the bending moment capacities at numbers 1 – 8 in Figure 3.11

## 4 Random variables and correlations

### 4.1 Introduction

Although all parameters have a stochastic nature, a high number of stochastic variables leads to less robust probabilistic calculation and a significant increase in necessary computation time. Furthermore, it is also unnecessary to consider uncertainties that do not have significant influence in the probability of failure, although it may not always be directly clear whether a parameter is relevant or not. For this case study the choice made regarding the stochastic variables and their correlations is partly based on [Deltares, 2016a]. Different assumptions are made regarding the surcharge loads, corrosion and yield stress.

### 4.2 Soil parameters

For this case study the soil parameters that are expected to have the most influence have been selected as stochastic variables and are presented in Table 4.1. The relevant soil layering has been repeated in Figure 4.1. The soil parameters are assumed to be time independent.

Stochastic variable	symbol	Unit	25-75 year period			distribution
			$\mu$	$\sigma$	var	
sand medium (SM), unsaturated weight	$\gamma_{unsat\_SM}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.7	1.04	0.06	normal
sand medium (SM), saturated weight	$\gamma_{sat\_SM}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.7	1.04	0.05	normal
sand medium (SM), friction angle	$\varphi_{a^*\_SM}$	[°]	37.0	3.70	0.1	truncated normal [0;60]
sand medium (SM), effective stiffness	$E^*\_SM$	[MN/m <sup>2</sup> ]	50.0	15.00	0.3	lognormal
clay medium (CM), friction angle	$\varphi_{a^*\_CM}$	[°]	25.8	2.58	0.1	truncated normal [0;60]
clay medium (CM), stiffness	$E^*\_CM$	[MN/m <sup>2</sup> ]	6.5	1.95	0.3	lognormal
clay medium (CM), cohesion	$c_{a^*\_CM}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	14.8	2.96	0.2	lognormal
sand dense (SD), friction angle	$\varphi_{a^*\_SD}$	[°]	39.8	3.98	0.1	truncated normal [0;60]

Table 4.1 The selected soil parameters for this case study with their mean values, standard deviations and reliability distribution

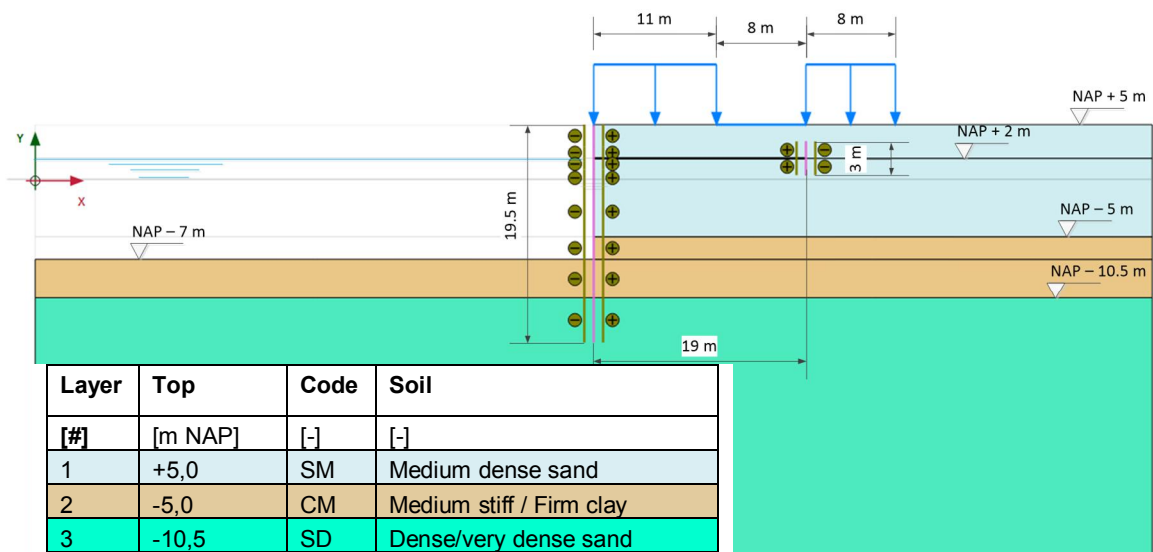


Figure 4.1 Geometry and soil layering used in the case study

### 4.3 Water levels

For the water level it is known that the value which is exceeded once in 50 years is NAP –1.0 m and once in 500 years is NAP -1.3 m. From this knowledge we can find a ‘decimeringshoogte’ of 0.3 m. In Figure 4.2 one can see the resulting extreme value fit and the parameters corresponding to this extreme minima (Gumbel) distribution.

Water level:

- 1/50y = NAP -1 m
- 1/500y = NAP -1.3 m
- extreme value fit
  - Mean - 0.5685**
  - Std dev 0.1664**
  - a (loc) = - 0.4936
  - b (disp) = 0.1298

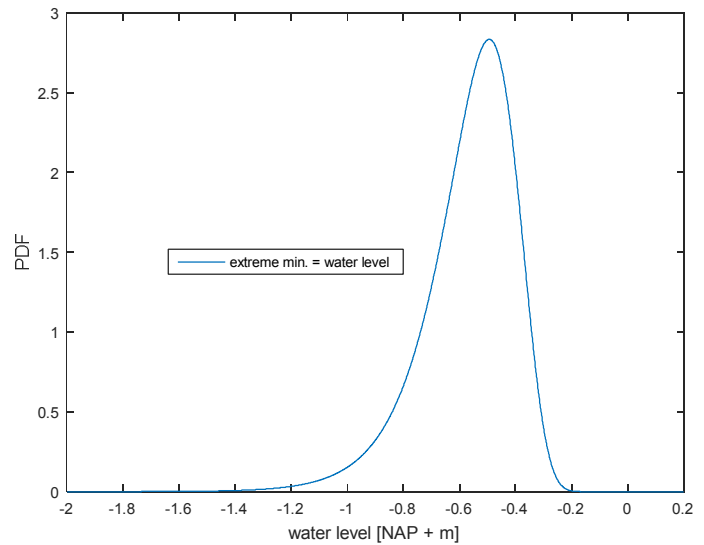


Figure 4.2 Characterisation of the water level uncertainty (per year). PDF on the vertical axis stand for Probability Density Function

It should be noted that the distribution in Figure 4.2 provides a resulting probability of failure **per year**. However, in the design codes (norms) like the Eurocode and CUR, requirements are specified per lifetime of the structure. Then, if one needs to have a resulting probability of failure per e.g. 50 years (reference period used in the case study), one should build a PDF/CDF such that the expected value in 50 years corresponds to the 1/50 frequency water level, i.e.:

- 1/1 lifetime (50y) = NAP –1.0 m.
- 1/10 lifetime (500y) = NAP –1.3 m.
- Keeping the ‘decimeringshoogte’ of 0.3 m.

In this case the probability that the water level is lower than NAP –1.0 m within the lifetime is given by:

$$P_{50yr} = 1 - (1 - P_{1yr})^{50} \quad (14)$$

Then:

$$P[h < -1.0] = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^{50} = 0.636 \quad (15)$$

Contrarily to what one might think,  $P[h < -1.0]$  is not given as  $P[h < -1.0] = 1.0$ . Likewise:

$$P[h < -1.3] = 1 - \left(1 - \frac{1}{500}\right)^{50} = 0.095 \sim 1/10 \quad (16)$$



Note that the ‘decimeringshoogte’ is not always a constant, regardless the level of (small) probabilities of exceedance. Also, it does not necessarily remain unchanged if one transfers from a 1 year distribution to an N year distribution. However, for the Gumbel type distribution the ‘decimeringshoogte’ is a constant, and the transition from 1 year to N year distribution involves a shift of the location parameter of  $d \cdot \log(N)$ , where  $d$  is the ‘decimeringshoogte’ (positive shift for extreme max and negative shift for extreme min). As such, roughly, one needs to fit a PDF of the maximum water level in the lifetime on the annual water level PDF. Based on this, the following uncertainties are defined to achieve a probability of failure for  $N = 50$  years:

Water level (h):

- $P[h < -1.0] = 0.636$
- $P[h < -1.3] = 0.1$
- $d \cdot \log(N) = 0.3 \cdot \log(50) = 0.51$
- extreme value fit
  - Mean -1.0782**
  - Std dev 0.1664**
  - a (loc) = -1.0033
  - b (disp) = 0.1298

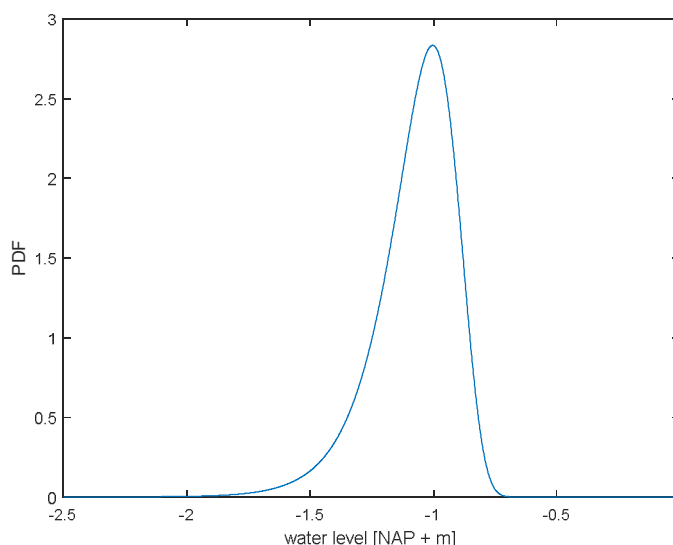


Figure 4.3 characterisation of the water level uncertainty (per 50 years)

The method elaborated in this paragraph to scale the water level uncertainty for a certain reference period can also be used to come to values for other reference periods. In Table 4.2 values are shown for other reference periods.

Reference period from T=25 y to	Mean [m NAP]	Standard deviation [m NAP]
Tc = 75 (Tref = 50 y)	-1.078	0.1664
Tc = 50 (Tref = 25 y)	-0.988	0.1664
Tc = 26 (Tref = 1 y)	-0.569	0.1664

Table 4.2 Characterisation of the water level uncertainty using a Gumbel distribution for different reference periods

The groundwater level and the water pressures in the deeper layers are considered to be deterministic values and hence are not varied in the case study.

#### 4.4 Surcharge loads

In previous analyses [Deltares, 2016a] the surcharge loads were modelled using a Gumbel (extreme maxima) distribution. In effect this caused a large load to be present in all three zones all of the time. During this study it was decided this does not reflect the intended behaviour of the surface loads, namely a load that is only present in 10% of the time and the three zones being uncorrelated (meaning in one zone there can be a large load while the other two zones have no loading). This behaviour is for example relevant for failure of the passive wedge in

front of the sheet pile anchor wall. In case there is a constant high surcharge load in front of the anchor wall this creates a more stable situation for this specific failure mechanism.

To be able to model the intended behaviour of the surcharge loads ideally an “on/off” switch would be implemented in the code that would allow for the surface load per zone to be switched on or off during the analysis. Although this would seem feasible to implement it was believed to be outside the scope of this project and hence a different (simpler) approach was chosen.

The approach chosen here was to use a truncated normal distribution. Relevant parameters chosen are mean = 0 kPa and standard deviation = 10 kPa on a truncated range of [0,100]. An example of the corresponding PDF and CDF is shown in Figure 4.4. This approach results in a behaviour where with a large probability a small surface load (~0 to 10 kPa) is present and with a small probability a large value (~20 to 40 kPa). The distribution was tuned such that the probability of exceeding a surface load of 20 kPa during a reference period of 50 years is 5%. Assumed is then that the surcharge loading per year is independent.

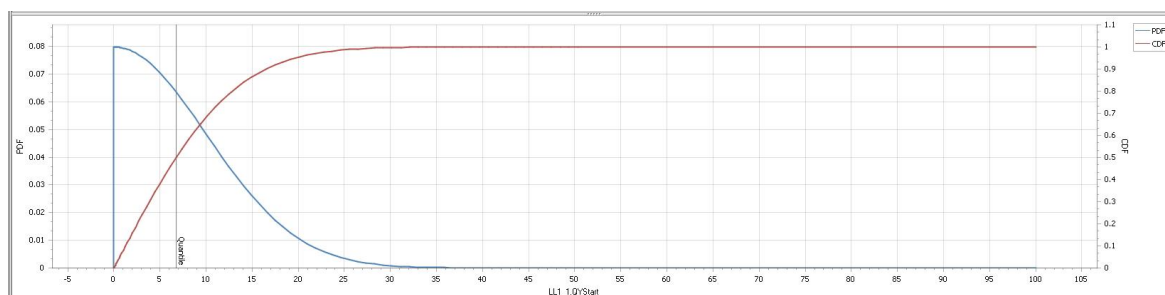


Figure 4.4 Probability Density Function (PDF) and Cumulative Density Function (CDF) of truncated normal distribution assumed for surface load (per 50 years)

With the mentioned assumptions rough fits were made for other reference periods for the PDF and CDF of the surcharge loads, leading to characterisation of the surcharge load uncertainty for different reference periods in Table 4.3.

Reference period from $T=25y$ to	Mean [kPa]	Standard deviation [kPa]
$T_c = 75$ ( $T_{ref} = 50$ y)	0	10.0
$T_c = 50$ ( $T_{ref} = 25$ y)	0	9.0
$T_c = 26$ ( $T_{ref} = 1$ y)	0	6.0

Table 4.3 Characterisation of the water level uncertainty using a truncated normal distribution for different reference periods

#### 4.5 Water bottom level

Concerning the bottom of the lock it is assumed its uncertainty follows a normal distribution with a mean value of NAP  $-7$  m and a standard deviation of 0.15 m. Since it is assumed that the water bottom level is independent of time the characteristics are independent of the reference period. The resulting distribution has been shown in Figure 4.5. The water bottom level is assumed to be time independent in this case study<sup>6</sup>.

<sup>6</sup> It may however be argued that the water bottom level is not a deterministic value throughout the service life of a sheet pile structure. If the water bottom is unprotected, then currents or propeller jets of passing ships may have significant erosion effects.

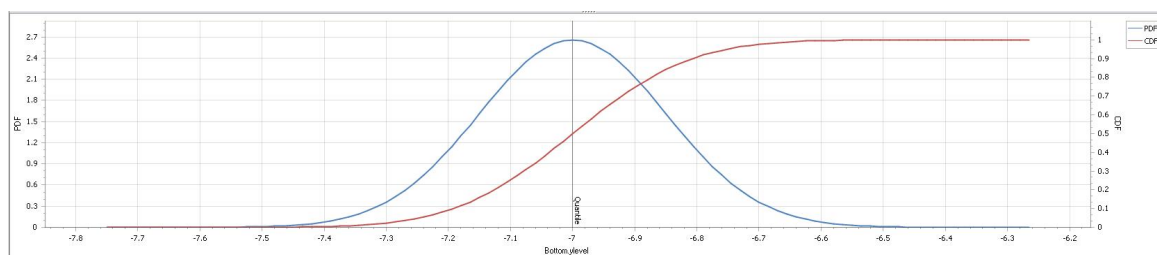


Figure 4.5 PDF and CDF for the normally distributed water bottom level as used in the case study

## 4.6 Corrosion

In paragraph 3.5 the distinguished corrosion zones for the sheet pile structure have been elaborated. Furthermore, mean values for the corrosion are presented for the specified zones of the sheet pile structure: zones A, B, C, D1, D2, D3, E and F. The mean values for the corrosion per zone are repeated here in Table 4.4 and Table 4.5.

Zone	Level		Mean corrosion value $\Delta t_{\text{mean}_i}$ [mm]
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	
<b>A:</b> Above upper lockage level	+5.0	+3.0	2.45
<b>B:</b> Upper lockage level-GWL	+3.0	+1.0	3.20
<b>C:</b> GWL- lower lockage level	+1.0	-0.5	2.40
<b>D1:</b> Lower lockage level-bottom	-0.5	-1.5	4.65
<b>D2:</b> Lower lockage level-bottom	-1.5	-5.0	4.65
<b>D3:</b> Lower lockage level-bottom	-5.0	-7.0	4.65
<b>E:</b> Below bottom	-7.0	-14.5	1.80

Table 4.4 Mean thickness reduction of sheet pile after 75 years (mean values per zone)

Zone	Level		Mean corrosion value $\Delta t_{\text{mean}_i}$ [mm]
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]	
<b>F:</b> Top -GWL	+3.5	+1.0	3.4
<b>G:</b> GWL-tip (*)	+1.0	-0.5	1.8

Table 4.5 Mean thickness reduction of the anchor wall after 75 years (mean values per zone)

(\*) as explained in paragraph 3.5 section G is not further used here for reasons of simplicity.

Here it is assumed that two corrosion stochastic variables exist, i.e.  $\Delta t_{D1}$  belonging to section D1 and  $\Delta t_{D2}$  belonging to section D2. So, both stochastic variables have a mean value of 4.65 mm. It is assumed that these two corrosion variables are largely correlated (but not fully) by using a correlation value of 0.75<sup>7</sup>. It is furthermore assumed that sections A, B, C, D3, E and F are fully correlated with section D1. The corrosion in these zones is scaled in the same relative manner as in zone D1.

So, for sheet pile section  $i$  the (stochastic) thickness reduction is calculated as:

<sup>7</sup> Since it is not considered realistic that the corrosion is fully correlated over the full height of the sheet pile, in this exploratory study it was assumed that two (strongly correlated) stochastic variables exist simulating the thickness reduction in the critical part of the sheet pile.

$$\Delta t_i = \Delta t_{\text{mean}_i} \left[ \frac{\Delta t_{D1}}{\Delta t_{\text{mean}_{D1}}} \right] \quad [m] \quad (17)$$

The variation coefficient (V) used for the corrosion is based on results obtained by [Deltares, 2019b]. The a-priori uncertainty results in a large  $V = 0.5$ . Due to inspection it is expected that the uncertainty can be reduced to a value of  $V = 0.2$  a  $0.3$ .

Furthermore, the results obtained by [Deltares, 2019] suggest that a normal distribution seems to reasonably match the gathered data. It should be noted that further research based on significant more field observations is needed to determine the “actual” distribution. In order to prevent unrealistic stochastic values (i.e. negative values or values larger than the initial thickness of the sheet pile) a truncated normal is used with limits  $[0, 13]$ . The resulting distributions have been shown for the different variation coefficients in Figure 4.6 to Figure 4.8.

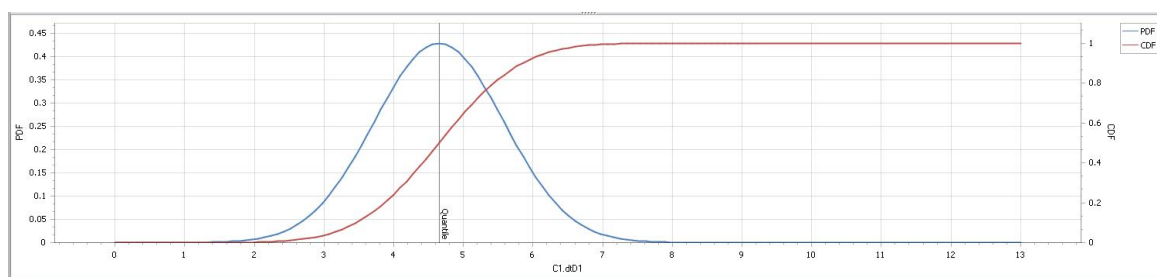


Figure 4.6 PDF and CDF of stochastic variable  $dt_{D1}$  and  $dt_{D2}$ , truncated normal distribution with a mean value of 4.65 mm and a variation coefficient (V) of 0.2

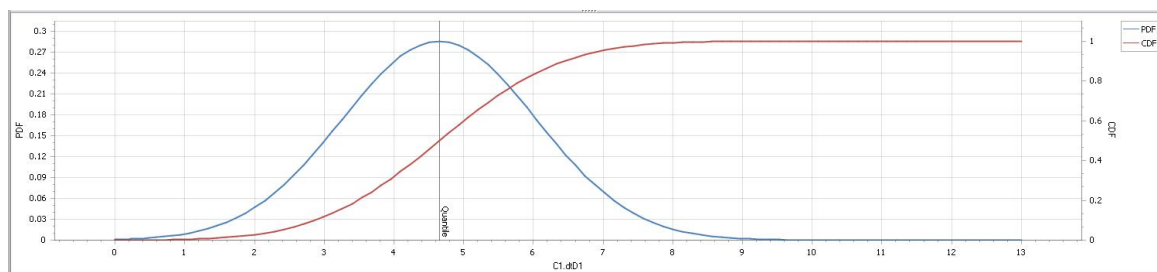


Figure 4.7 PDF and CDF of stochastic variable  $dt_{D1}$  and  $dt_{D2}$ , truncated normal distribution with a mean value of 4.65 mm and a variation coefficient (V) of 0.3

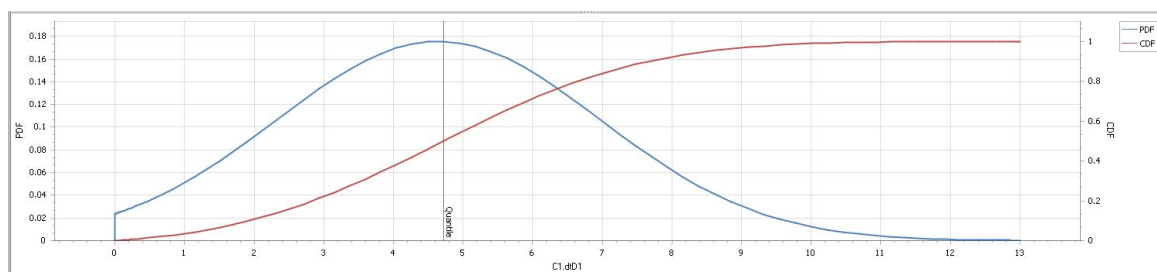


Figure 4.8 PDF and CDF of stochastic variable  $dt_{D1}$  and  $dt_{D2}$ , truncated normal distribution with a mean value of 4.65 mm and a variation coefficient (V) of 0.5

In Table 4.7 corrosion values are presented for zone D1, 2 and 3 for different reference periods. The standard deviation is not shown but can be calculated based on the chosen variation coefficient of  $V = 0.2, 0.3$  or  $0.5$ .

Reference period from $T=25$ y to	Mean [mm] at end of reference period
$T = 75$	4.65
$T = 50$	3.10
$T = 26$	1.61

Table 4.6 Characterisation of the mean corrosion in zone D1, 2 and 3 using a truncated normal distribution for different reference periods

#### 4.7 Yield stress

Throughout all the calculations the yield stress for the anchor rod ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ) and the anchor wall ( $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ ) is set as a deterministic value.

The yield stress for the sheet pile wall is taken as deterministic (with  $f_y$  is  $240 \text{ N/mm}^2$ ) throughout the first calculations and in following calculations the yield stress was set as a stochastic variable. This has been explicitly indicated for each calculation in the presentation of results in chapter 6. The yield stress is assumed to be time independent.

To obtain a realistic distribution of the yield stress use was made of the information on page 104 in [Houyoux, C, 2004]. For this S320 steel grade a distribution is presented, also see Figure 4.9. A curve fit was made of this data (and also plotted in Figure 4.9). The curve fit resulted in the next stochastic parameters for a S320 steel grade:

- Lognormal distribution with
  - Mean =  $383 \text{ N/mm}^2$
  - Variation coefficient =  $0.08$  ( $\sigma = 30.64 \text{ N/mm}^2$ )
  - Shift =  $319.6 \text{ N/mm}^2$

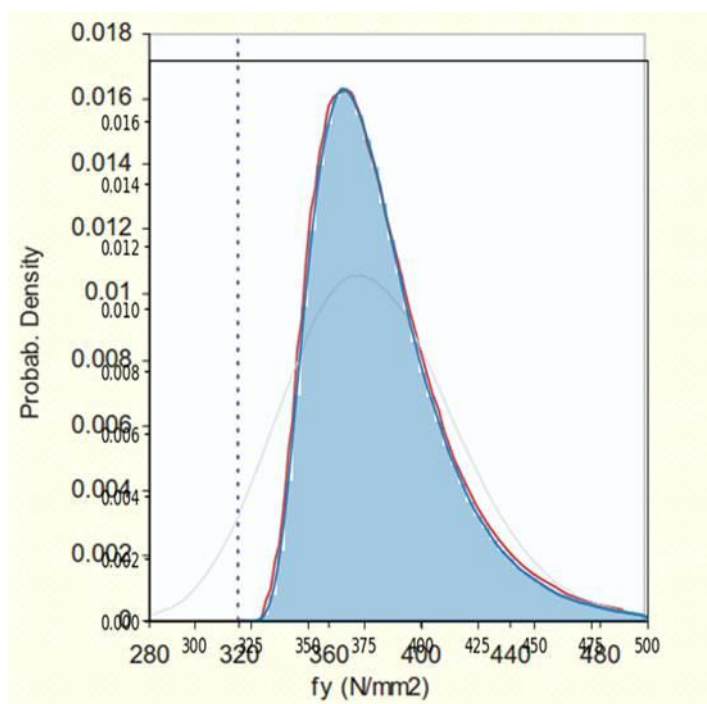


Figure 4.9 PDF plot of yield stress distribution for a S320 steel grade. This figure is taken from [Houyoux, C, 2004]. Plotted on top of this figure is the curve fit made for the case study

To obtain the parameters for a S240 steel grade the mean, standard deviation and shift were multiplied with a factor 240/320. This resulted in the following parameters for the calculation:

- Mean =  $(240/320) * 3.83E5 = 2.87E5 \text{ kN/m}^2$
- Deviation =  $(240/320) * 0.08 * 3.83E5 = 2.3E4 \text{ kN/m}^2$
- Shift =  $(240/320) * 3.196E5 = 2.4E5 \text{ kN/m}^2$

The resulting distribution is presented in orange (S240GP) in Figure 4.10.

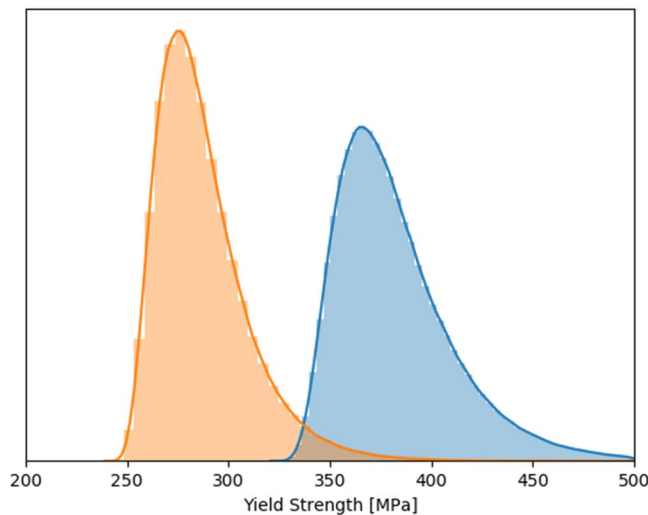


Figure 4.10 PDF distributions of the S320 steel grade presented in [Houyoux, C, 2004] (in blue) and the derived distribution for a S240 as used in this case study (in orange)

#### 4.8 Summary of all stochastic variables

For the probabilistic calculations a resume of the stochastic parameters and their chosen properties are presented in Table 4.7. These are the ones assumed for the case study and are mainly chosen based on expert judgment and might not be generalized.

#	Stochastic variable	symbol	Unit	25-75 year period			distribution
				$\mu$	$\sigma$	var	
1	sand medium (SM), unsaturated weight	$\gamma_{\text{unsat\_SM}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.7	1.04	0.06	normal
2	sand medium (SM), saturated weight	$\gamma_{\text{sat\_SM}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20.7	1.04	0.05	normal
3	sand medium (SM), friction angle	$\varphi_a^*_{\text{SM}}$	[°]	37.0	3.70	0.1	truncated normal [0;60]
4	sand medium (SM), effective stiffness	$E'_{\text{SM}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	50.0	15.00	0.3	lognormal
5	clay medium (CM), friction angle	$\varphi_a^*_{\text{CM}}$	[°]	25.8	2.58	0.1	truncated normal [0;60]
6	clay medium (CM), stiffness	$E'_{\text{CM}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	6.5	1.95	0.3	lognormal
7	clay medium (CM), cohesion	$c_a^*_{\text{CM}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	14.8	2.96	0.2	lognormal
8	sand dense (SD), friction angle	$\varphi_a^*_{\text{SD}}$	[°]	39.8	3.98	0.1	truncated normal [0;60]
9	lock bottom	z	[NAP m]	-7.00	0.15	-0.02	normal

10	outside waterlevel	$h$	[NAP m]	-1.078	0.1664	-0.15	gumbel (ext min)
11	load zone 1	$q1$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.00	10		truncated normal [0;100]
12	load zone 2	$q2$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.00	10		truncated normal [0;100]
13	load zone 3	$q3$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.00	10		truncated normal [0;100]
14	thickness reduction D1	$\Delta t_{D1}$	[mm]	4.65	1.395	0.3	truncated normal [0;13]
15	thickness reduction D2	$\Delta t_{D2}$	[mm]	4.65	1.395	0.3	truncated normal [0;13]
16	steel yield stress	$f_y$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.87E+05	2.30E+04	0.08	lognormal
17	time	$T$	[yr]	5.00E+01	2.50E+01		uniform

Table 4.7 Assumed distribution type, mean value, standard deviation and coefficient of variation for the defined stochastic variables at  $T = 75$  years

Note 1: the variation coefficient for loss of thickness due to corrosion will be varied over values of 0.2, 0.3 and 0.5.

Note 2: stochastic variable nr. 17 is time and has not been discussed before in this chapter. Time is added as a stochastic variable to allow for a calculation in which time is also a "stochastic variable". This approach and the results of the calculation made are discussed in paragraph 6.4.

#### 4.9 Correlations

The correlation matrix for the chosen stochastic parameters is presented in Table 4.8. As one can see correlations are assumed in between soil parameters of the same soil layer. Furthermore, a correlation is assumed between the two corrosion values. In between different soil layers, geometry, water level, loads and corrosion parameters no correlations are used (they are considered independent from each other).

#	symbol	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17
1	$\gamma_{\text{unsat\_SM}}$	1																
2	$\gamma_{\text{sat\_SM}}$	1	1															
3	$\varphi_a^*_{\text{SM}}$	0	0.5	1														
4	$E'_{\text{SM}}$	0	0.5	0.25	1													
5	$\varphi_a^*_{\text{CM}}$	0	0	0	0	1												
6	$E'_{\text{CM}}$	0	0	0	0	0.25	1											
7	$c_a^*_{\text{CM}}$	0	0	0	0	-0.65	0.12	1										
8	$\varphi_a^*_{\text{SD}}$	0	0	0	0	0	0	0	1									
9	$z$	0	0	0	0	0	0	0	0	1								
10	$h$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
11	$q1$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1						
12	$q2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1					
13	$q3$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1				
14	$\Delta t_{\text{D1}}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
15	$\Delta t_{\text{D2}}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.75	1		
16	$f_y$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
17	$T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Table 4.8 Defined stochastic variables and their correlations



## 5 Limit state Functions

### 5.1 Introduction

The Limit State Functions (LSF) describe the situation wherein the acting (extreme) loads are just balanced by the (extreme) strength of the construction. If the limit state is exceeded it is assumed the construction will lose its functionality and thus collapse or fail. The LSF is a mathematical function generally represented in a form of  $Z = R - S$ . Here  $Z$  is the LSF value,  $R$  is a measure for the resistance or strength and  $S$  is a measure for the load in the structure.

The fault-tree as presented in Figure 5.1 is relevant for retaining structures and indicates the relevant failure mechanisms:

- A. The sheet pile front wall.
- B. The anchorage, i.e. the anchor rod and/or the anchor sheet pile wall.
- C. The soil.

In this study it was decided to proceed with the reliability analysis that considers the three mechanisms simultaneously (i.e. system reliability analysis), i.e. if one of the failure mechanisms occurs it is assumed the system fails.

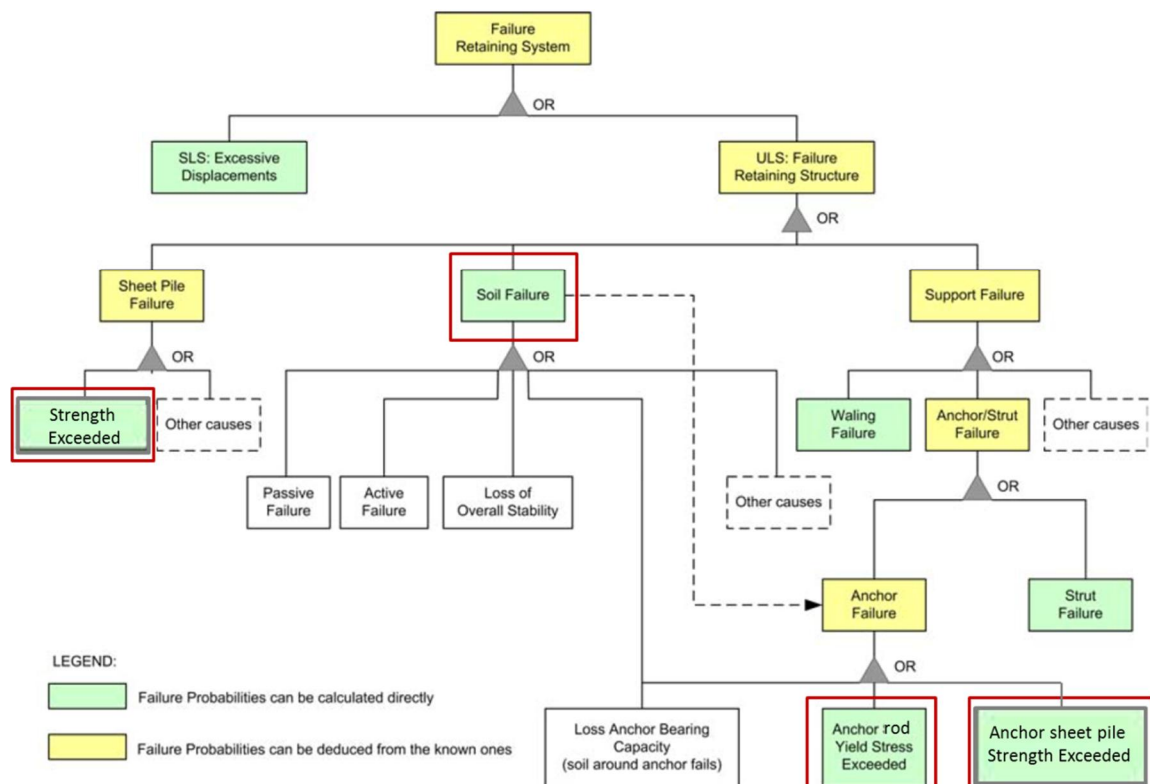


Figure 5.1 Fault-tree for retaining structures using sheet piles, after [Schweckendiek, 2007a]

When modelling the LSF it is important to keep in mind:

- Ideally the LSF is a continuous mathematical function.

- When analysing the separate LSF functions preference is given to a formulation in a dimensional manner as the resulting numbers have an actual physical and are therefore a “measure” for how safe/unsafe the construction is. This is relevant since the outcome of the LSF is used by the reliability integration method in finding  $z = 0$ . The outcome of the LSF functions plays a role in the efficiency of the calculation process.
- When dealing with system analysis (i.e. the minimum of the separate LSF functions) the different LSF are ideally formulated in a non-dimensional manner, this way normalising the different  $z$  functions and thus preventing that one LSF function could become dominant (by generating much larger values than the other formulas).

## 5.2 Subset A LSF for the sheet pile

In the calculations there will be in total eight sheet pile sections (A, B, C, D1, D2, D3, E and F) with each an individual  $LSF_i$ . Depending on the amount of thickness reduction due to corrosion the Sheet pile section can have a Moment capacity with and without plastic rotation capacity.

### 5.2.1 LSF A1 Moment capacity with NO plastic rotation capacity, $(b/t_{f_i}/\epsilon) \leq 66$

This LSF (A1) applies to the sheet pile sections where the thickness reduction is such that [EC3-5:2008] terms Class 1, 2 or 3 applies but for this LSF it is chosen NOT to make use of the available plastic rotation capacity. These sections have been modelled in PLAXIS with an elastic capacity (or actually an elastic-plastic beam with the plastic capacity set to an “infinite” high value)). The LSF for these sections is based on the maximum available plastic capacity. Based on corrosion reduction of a section, this section  $i$  has a certain plastic moment capacity  $M_{pl,max;corr;i}$ .

$$M_{pl,max;corr;i} = \rho_{C,max;i} \cdot W_{pl,corr;i} \cdot f_y \quad [-] \quad (18)$$

The actual bending moment is variable over the depth and that is why it is expressed as  $M(z)_i$  a function of  $z$ -depth over the  $z$ -range of section  $i$ . The python special command determines the maximum absolute value per section and transfers the value to the PTK.

Taking this into account, the LSF (a1) can be formulated as the difference between the maximum developed bending moment and the plastic moment capacity  $M_{pl,max;corr;i}$  of the section:

$$Z_{pl\ sheet\ pile;i} = 1 - \frac{\max|M(z)_i|}{M_{pl,max;corr;i}} \quad (19)$$

*Note that the most relevant failure mode for the sheet pile wall is the exceedance of the yield strength which corresponds to the yield stress of the steel. The response of the structure is mainly due to bending moments and the axial forces (shear forces are considered to be negligible for this case). For the situation were the contribution of the normal force to the maximum stress is less than 10% EC3 states that the normal force can be neglected as there is sufficient steel area in the sheet pile web available to accommodate this normal force. For this case study this is the case since the normal force is relatively small due to the use of a horizontal anchor rod + anchor wall.*

### 5.2.2 LSF A2 Moment capacity with NO plastic rotation capacity, $(b/t_{f_i}/\epsilon) \geq 66$

This LSF (A2) applies to the sheet pile sections where the thickness reduction is such EN 1993-5:2008 terms Class 4 applies. These sections have been modelled in PLAXIS with an elastic beam (or actually an elastic-plastic beam with the plastic capacity set to a “infinite” high value). In line with [ArcelorMittal, 2017] it was chosen to apply a conservative simplification in modelling the sheet pile strength for Class 4. This simplification is not using the actual yield stress but a lower reduced limit stress,  $f_{y;\text{red};\text{class } 3}$  such that the ratio  $(b/t_{f_i}/\epsilon) = 66$  is maintained all the time, complying to the application limit of EN1993-5:2008 Class 3 rules.

EN 1993-5:2008 table 5-1 states that the limit of for the Class 3 rules is:

$$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66 \quad [-] \quad (20)$$

where

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235 \cdot 10^3}{f_y}} \quad [-] \quad (21)$$

For this LSF not the yield strength,  $f_y$  but the lower, reduced limit stress  $f_{y;\text{red};\text{class } 3}$  is used:

$$f_{y;\text{red};\text{class } 3} = \frac{235 \cdot 10^3}{\left[\frac{b/(t_f)}{66}\right]^2} \quad \left[\frac{kN}{m^2}\right] \quad (22)$$

and  $b = 356 \text{ mm}$  and  $\Delta t_i$  the limit stress in compliance with the Class 3 rule of EC3 for section  $i$  is:

$$f_{y;\text{red};\text{class } 3_i} = \frac{235 \cdot 10^3}{\left[\frac{356/(t_f - \Delta t_i)}{66}\right]^2} \quad \left[\frac{kN}{m^2}\right] \quad (23)$$

And combined with the reduced, section modulus,  $W_{el;\text{corr}_i}$  the reduced elastic moment capacity,  $M_{el;\text{corr}_i}$  is:

$$M_{el;\text{corr}_i} = f_{y;\text{red};\text{class } 3_i} \cdot W_{el;\text{corr}_i} \quad [kNm/m^1] \quad (24)$$

The actual bending moment can be variable over the depth and that is why it is expressed as a function of z-depth over the z-range of section,  $i$ . Taking this into account, the LSF (a1) can be formulated as the difference between the maximum developed bending moment and the reduced elastic moment capacity,  $M_{el;\text{corr}_i}$ :

$$Z_{el \text{ sheet pile};i} = 1 - \frac{\max|M(z)_i|}{M_{el;\text{corr};i}} \quad (25)$$

*Note that the normal force is not included in the LSF. This is allowed since the normal force is relatively small for this case (using a horizontal anchor rod + anchor wall).*

**Note on Class 4 strength**

The method proposed in this paragraph is a relatively simple but conservative approach of the strength of thin walled sheet piles. This approach is used in the 2<sup>nd</sup> series of calculations as presented in this report.

In the 3<sup>rd</sup> series of calculations as presented in this report use is made of a more realistic Class 4 strength definition based on [ArcelorMittal, 2019]. In this approach use has been made of the open source software CUFSM - constrained and unconstrained finite strip method: <https://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/>

5.2.3 LSF A3 Moment AND plastic rotation capacity,  $(b/t_{fi}/\epsilon) < 66$ 

This LSF (A3) applies to the sheet pile sections where the thickness reduction is such EN 1993-5 Appendix C terms Class 1, 2 or 3 applies. These sections have been modelled in PLAXIS with a plastic hinge option. The LSF for these sections is based on the plastic rotation capacity. Based on corrosion reduction of a section and the in the calculation applied softening of the sheet pile section, this section has a certain plastic hinge capacity  $M_{hinge;i}$ . The in the calculation applied  $M_{hinge;i}$ :

$$M_{hinge;i} = \rho_{C,max;i} \cdot W_{pl;i} \cdot f_y \quad [-] \quad (26)$$

For an applied reduction factor  $1 \geq \rho_i \geq 0.85$  the plastic rotation capacity,  $\phi_{Cd;i}$  can be described by the formulas below. Please also refer to paragraph 3.8 where the relation between the applied reduction factor and rotation capacity has been explained. The formulas below are simply interpolation formulas between the different lines (i.e. the  $\rho = 100, 95, 90$  and  $85\%$  lines) of Figure 3.10.

Note the interaction between the Plastic hinge capacity and the rotation capacity. For a decreasing applied reduction factor  $\rho_{C,max;i}$  the hinge capacity will decrease but the rotation capacity  $\phi_{Cd}$  will increase.

$$\begin{aligned} \phi_{Cd;1-0.95} = & \left[ 0.11 + (0.12 - 0.11) \cdot \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right] \\ & + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.11 + (0.12 - 0.11) \cdot \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 45 + (50 - 45) \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right] - 25} \quad [rad] \end{aligned} \quad (27)$$

Presenting equation (28) in a simplified format gives:

$$\begin{aligned} \phi_{Cd;1-0.95} = & \left[ 0.11 + 0.01 \cdot \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right] \\ & + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.11 + 0.01 \cdot \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 20 + 5 \cdot \left( \frac{1 - \rho_i}{1 - 0.95} \right) \right]} \quad [rad] \end{aligned} \quad (28)$$

For an applied reduction factor  $0.95 \geq \rho_i \geq 0.9$  the plastic rotation capacity,  $\phi_{Cd,i}$  is:

$$\phi_{Cd;0.95-0.9} = \left[ 0.12 + (0.13 - 0.12) \cdot \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right] \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right) + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.12 + (0.13 - 0.12) \cdot \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 50 + (60 - 50) \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right] - 25} \text{ [rad]} \quad (29)$$

Presenting equation (29) in a simplified format gives:

$$\phi_{Cd;0.95-0.9} = \left[ 0.12 + 0.01 \cdot \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right] \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right) + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.12 + 0.01 \cdot \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 25 + 10 \cdot \left( \frac{0.95 - \rho_i}{0.95 - 0.9} \right) \right]} \text{ [rad]} \quad (30)$$

For an applied reduction factor  $0.9 \geq \rho_i \geq 0.85$  the plastic rotation capacity,  $\phi_{Cd,i}$  is:

$$\phi_{Cd;0.9-0.85} = \left[ 0.13 + (0.14 - 0.13) \cdot \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right] \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right) + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.13 + (0.14 - 0.13) \cdot \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 60 + (66 - 60) \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right] - 25} \text{ [rad]} \quad (31)$$

Presenting equation (31) in a simplified format gives:

$$\phi_{Cd;0.9-0.85} = \left[ 0.13 + 0.01 \cdot \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right] \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right) + \frac{\left\{ 0 - \left[ 0.13 + 0.01 \cdot \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right] \right\} \cdot \left( \frac{b}{\epsilon t_{fi}} - 25 \right)}{\left[ 35 + 6 \cdot \left( \frac{0.9 - \rho_i}{0.9 - 0.85} \right) \right]} \text{ [rad]} \quad (32)$$

Plastic rotation can be variable over the depth and that is why they it is expressed as a function of z-depth over the z-range of section,  $i$ . Taking this into account, the LSF (A3) can be formulated as the difference between the maximum absolute value of the developed plastic rotation and plastic rotation capacity,  $\phi_{Cd,i}$ :

$$Z_{\phi_{pl};sheet\ pile_i} = 1 - \frac{\max|\phi_{pl}(z)_i|}{\phi_{Cd;i}} \quad (33)$$

### 5.3 Subset B LSF for the anchorage

The anchorage consists of an anchor rod and an anchor wall.

#### 5.3.1 LSF B1 Anchor wall

For the anchor wall it was chosen not to consider the plastic rotation capacity of the wall but only to use the full plastic capacity of the corroded section. For bending moments larger than the full plastic capacity the anchor wall is considered to be failing.

$$Z_{anchorwall} = 1 - \frac{M_a}{W_{pl;max;corr} \cdot f_y} \quad (34)$$

Here  $M_a$  is the (absolute) calculated bending moment [kNm/m] in the anchor wall and  $W_{pl;max;corr}$  [m<sup>3</sup>/m] is the corroded full plastic section modulus of the sheet pile. The yield stress  $f_y$  is chosen equal to 240 N/mm<sup>2</sup> (no stochastic variable).

*Note: the current implementation always uses the full plastic section modulus. If the corrosion would become so high that the anchor wall sheet pile would fall into Class 4 this would not be correct anymore. It has been double checked that for this case study the corrosion values for the anchor wall are so low for anchor wall this doesn't happen.*

#### 5.3.2 LSF B2 Anchor rod

Similar to the sheet pile wall, the LSF (B2) of the anchor rod involves the certain yield or ultimate strength of the steel members and the maximum stress that the anchor experiences during its loading. Consequently, the LSF is as following:

$$Z_{anchor} = 1 - \frac{N_a}{A_{a;corr} \cdot f_y} \quad (35)$$

where  $N_a$  [kN] is the calculated anchor force and  $A_{a;corr}$  [m<sup>2</sup>] is the corroded cross-sectional area of the anchor rod. The yield stress  $f_y$  is chosen to a fixed value of 355 N/mm<sup>2</sup> (no stochastic variable), which is a higher steel quality then used for the sheet piles.

*Note: In practice the anchor may also be subjected to bending moments, due to soil deformations or settlements. However, here only the axial forces on the anchor are considered without taking into account the lateral deformations and its reaction with the surrounding soil.*

### 5.4 Subset C LSF for the soil

Soil instability can develop in different patterns, as **Error! Reference source not found.** illustrates. PLAXIS assumes the soil to be a continuous body and thus it can model movements in the scale of soil bodies. Thus, applying FEM, the most critical failure mode is determined automatically. However, this is not always straightforward (e.g.: what triggers the mechanism of failure is not clear).

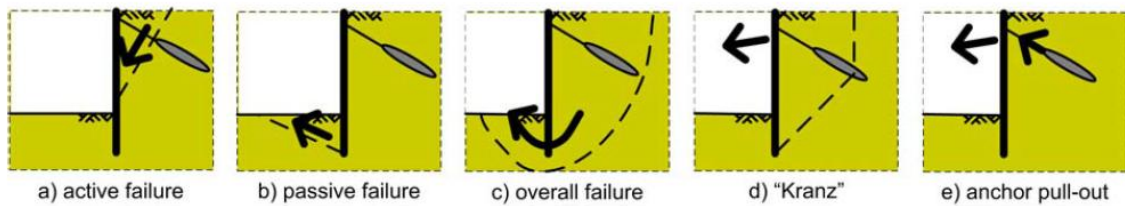


Figure 5.2. Failure mechanism in the soil for anchored retaining walls [4]

Below, a brief description of the available methods to formulate the LSF of the soil failure with FEM is given [Schweckendiek, 2007a], [Rippi, 2015]. After the evaluation of these alternatives, a selection is made regarding the most suitable one (method 4).

### 1. Excessive Deformations

- This method is simple and the same as one would use for a LSF of and serviceability limit state. However, there are some problems. Namely: (1) the fact that sometimes failure mechanisms happen suddenly, and no significant displacements are observed before moving very close to failure (may cause problems for the iterative procedures of some reliability methods), also (2) the determination of suitable maximum admissible deformations is not straightforward and finally (3) the location of the undesirable deformation(s) is also not straightforward and still under investigation, as there can be multiple vulnerable spots in a structure. Concerning the permissible displacements for the ULS, an upper limit for the maximum horizontal displacements of the top of the sheet pile can be set to  $1/50 \cdot L$ , where  $L$  is the vertical length of the sheet pile wall [Deltares, 2013].

### 2. $\phi$ -c Reduction (PLAXIS Safety Calculation)

- This method can provide the probability of failure for a general soil body collapse. However, even if this method seems to be quite simple, there are some issues during its implementation in a reliability analysis: (1) convergence problems for some reliability methods with iterative procedures, i.e. for a  $\phi$ -c reduction, soil strength properties follow a certain path which is independent from the values set for the random variables in each iteration, (2) the safety factor  $M_{sf}$  is a general safety factor regarding the failure of the system. Therefore sometimes, it is not straightforward what the "trigger" factors are that led to a certain type of failure, (3) a safety calculation in PLAXIS is time-consuming and the outcome can be unstable, furthermore, (4) PLAXIS cannot handle safety factors below 1, so a new limit of the safety factor shall be introduced in LSF.

### 3. Relative Shear Resistance

- In this method the basic idea is to define soil failure according to the failure criterion that PLAXIS is set to use for the analysis (in this research, the Mohr Coulomb criteria in combination with a linear-elastic perfectly-plastic stress-strain relationship - the so-called *Mohr-Coulomb model*). However, this requires prior knowledge of the possible relevant failure mechanisms and their potential locations on the soil structure (so that the suitable cluster of integration points). Therefore, the limit state function to be considered is not straightforward and it needs some investigation in advance.

#### 4. PLAXIS definition of soil collapse

- In PLAXIS, the construction stages are analysed by performing a load advancement ultimate level procedure which is controlled by a total multiplier,  $\Sigma Mstage$  (see eq. (18)). The main idea is that PLAXIS applies an incremental load until it reaches the pre-defined one. When  $\Sigma Mstage$  has reached an ultimate level (which by default is 1), the current phase is finished. However, if a staged construction phase calculation did not properly finish, the multiplier  $\Sigma Mstage$  fails to converge to the desired ultimate level at the end of the phase and a warning of '**Soil collapses**' appears in the Log info box. In other words, this means that a collapse load has been reached and the total specified load has not been applied. In physical terms this means that the current value of the stiffness parameter CSP is less than 0.015. CSP is a measure for the amount of plasticity that occurs during the calculation. When the solution is fully elastic, the CSP is equal to unity whereas at failure it approaches zero. Therefore, soil reaches its upper limit of plasticity and it collapses which can be visualized as a settlement of the soil body. **Such a warning is thus assumed to be a possible failure situation.**

$$f_{applied} = f_0 + \Sigma Mstage(f_{defined} - f_0) \quad (36)$$

where  $f_{applied}$  is the load that is applied by PLAXIS,  $f_0$  is the load at the beginning of the calculation phase (i.e. the load that has been reached at the end of the previous calculation phase) and  $f_{defined}$  is the defined load configuration (i.e. water level, soil weight, vertical load, etc.).

For this study approach (4) is selected as it appears to be the most robust LSF.

So, the LSF for the soil is chosen as follows:

$$\begin{aligned} & \text{if } \Sigma Mstage > 0.995; \\ & \quad Z_{soil} = 1; \\ & \text{else:} \\ & \quad Z_{soil} = \Sigma Mstage - 1 \end{aligned} \quad (37)$$

Note that in this formulation:

- It is only a measure for how unstable the structure is (value < 1) and not for how stable the structure is (always 1).
- This set up of the LSF results in a discontinuous function which may result in a less efficient convergence around  $z = 0$ .
- The check value for  $\Sigma Mstage$  is a value a bit smaller than 1 to account for the fact that PLAXIS may return a value a bit smaller than 1 for phases which have converged successfully.

#### Idea

During this project an idea came forward to consider combining methods (2) and (4), i.e. combining the information from  $\Sigma Mstage$  and  $\Sigma Mstage$ . Since the  $\Sigma Mstage$  is a measure for how stable the structure is and the  $\Sigma Mstage$  is a measure for how unstable the structure is. It has to be further investigated if this is feasible and worthwhile.



## 5.5 Implementation in PTK

In Table 5.1 and Table 5.2 it is shown how the LSF's, as described in the previous paragraphs, are implemented in the PTK. For the implementation some specific adjustments or additions are required to allow the numerical process to work:

- All the LSF related to the front sheet pile wall ( $z_{el}$ ,  $z_{pl}$  and  $z_{phi}$ ) are split up into the 7 different zones defined for the sheet pile front wall (A, B, C, D1, D2, D3 and E).
- An overall LSF is defined (ZStruct) which is the minimum of the separate  $z$  functions. With this LSF the system reliability is evaluated.
- an if/else statement is included in LSF  $z_{phi}$ : this adjustment is made to prevent a division by zero as in some cases a value of  $\Phi_{cd}$  is zero may be returned. This may happen in case the corrosion is so high that a section ends up in Class 4 area with a ratio  $> 66$ . When this section fails then the softening loop directly breaks and may return a  $\Phi_{CD} = 0$  for one of the other sections. Also see more explanation on the softening module in appendix E.4.
- For the LSF ZSoil an if/else statement is included. For the threshold value of SumMstage a value a bit smaller than 1 is selected as it may happen that PLAXIS returns a value a bit smaller than 1 for a successfully converged phase.

```

#z_pl evaluates bending moments in plastic range (Class 1,2,3)
z1_pl = 1 - abs(s1_mm)/s1_mpl
z2_pl = 1 - abs(s2_mm)/s2_mpl
z3_pl = 1 - abs(s3_mm)/s3_mpl
z4_pl = 1 - abs(s4_mm)/s4_mpl
z5_pl = 1 - abs(s5_mm)/s5_mpl
z6_pl = 1 - abs(s6_mm)/s6_mpl
z7_pl = 1 - abs(s7_mm)/s7_mpl
z_pl = min(z1_pl,z2_pl,z3_pl,z4_pl,z5_pl,z6_pl,z7_pl)

#z_el evaluates bending moments in elastic range (Class 4)
z1_el = 1 - abs(s1_mm)/s1_mel
z2_el = 1 - abs(s2_mm)/s2_mel
z3_el = 1 - abs(s3_mm)/s3_mel
z4_el = 1 - abs(s4_mm)/s4_mel
z5_el = 1 - abs(s5_mm)/s5_mel
z6_el = 1 - abs(s6_mm)/s6_mel
z7_el = 1 - abs(s7_mm)/s7_mel
z_el = min(z1_el,z2_el,z3_el,z4_el,z5_el,z6_el,z7_el)

#z_phi evaluates rotation capacity in plastic range (Class 1,2,3), included if statement to prevent division by zero in some cases
tol = 1E-4
if s1_phicd < tol:
    z1_phi = 1
else:
    z1_phi = 1 - abs(s1_phim)/s1_phicd

if s2_phicd < tol:
    z2_phi = 1
else:
    z2_phi = 1 - abs(s2_phim)/s2_phicd

if s3_phicd < tol:
    z3_phi = 1
else:
    z3_phi = 1 - abs(s3_phim)/s3_phicd

if s4_phicd < tol:
    z4_phi = 1
else:
    z4_phi = 1 - abs(s4_phim)/s4_phicd

if s5_phicd < tol:
    z5_phi = 1
else:
    z5_phi = 1 - abs(s5_phim)/s5_phicd

if s6_phicd < tol:
    z6_phi = 1
else:
    z6_phi = 1 - abs(s6_phim)/s6_phicd

if s7_phicd < tol:
    z7_phi = 1
else:
    z7_phi = 1 - abs(s7_phim)/s7_phicd

z_phi = min(z1_phi,z2_phi,z3_phi,z4_phi,z5_phi,z6_phi,z7_phi)

#Zanchw evaluates bending moment in anchor wall, fixed value used for yield stress
ZAncW = 1 - abs(MMA)/(((2600-170*dtD1)*1E-6)/0.85)*2.4E5)

#Zanc evaluates normal force in anchor, fixed value used for yield stress
ZAnc = 1 - abs(NMA)/((0.25*math.pi*(63.4-2*(1.7*(dtD1/4.65)))**2) * 1E-6 * 3.55E5)

#ZSoil evaluates soil stability
if sumM > 0.995:
    ZSoil = 1
else:
    ZSoil = sumM - 1

#Zstruct evaluates whole structure, note to use either z_pl (no softening) or z_phi (with softening)
ZStruct = min(z_pl, z_el, ZAncW, ZAnc, ZSoil)

```

Table 5.1 Implementation of LSF's in PTK

LSF internal variable	Response parameter	Origine
s1_mm	Section_1.M_max	PLX
s1_mpl	Section_1.M_pl_max	Python
s1_mel	Section_1.M_elas_corr	Python
s1_phim	Section_1.Phi_max	PLX
s1_phicd	Section_1.Phi_CD	Python
s1_rhom	Section_1.Rho_c_max	Python
s2_mm	Section_2.M_max	PLX
s2_mpl	Section_2.M_pl_max	Python
s2_mel	Section_2.M_elas_corr	Python
s2_phim	Section_2.Phi_max	PLX
s2_phicd	Section_2.Phi_CD	Python
s2_rhom	Section_2.Rho_c_max	Python
s3_mm	Section_3.M_max	PLX
s3_mpl	Section_3.M_pl_max	Python
s3_mel	Section_3.M_elas_corr	Python
s3_phim	Section_3.Phi_max	PLX
s3_phicd	Section_3.Phi_CD	Python
s3_rhom	Section_3.Rho_c_max	Python
s4_mm	Section_4.M_max	PLX
s4_mpl	Section_4.M_pl_max	Python
s4_mel	Section_4.M_elas_corr	Python
s4_phim	Section_4.Phi_max	PLX
s4_phicd	Section_4.Phi_CD	Python
s4_rhom	Section_4.Rho_c_max	Python
s5_mm	Section_5.M_max	PLX
s5_mpl	Section_5.M_pl_max	Python
s5_mel	Section_5.M_elas_corr	Python
s5_phim	Section_5.Phi_max	PLX
s5_phicd	Section_5.Phi_CD	Python
s5_rhom	Section_5.Rho_c_max	Python
s6_mm	Section_6.M_max	PLX
s6_mpl	Section_6.M_pl_max	Python
s6_mel	Section_6.M_elas_corr	Python
s6_phim	Section_6.Phi_max	PLX
s6_phicd	Section_6.Phi_CD	Python
s6_rhom	Section_6.Rho_c_max	Python
s7_mm	Section_7.M_max	PLX
s7_mpl	Section_7.M_pl_max	Python
s7_mel	Section_7.M_elas_corr	Python
s7_phim	Section_7.Phi_max	PLX
s7_phicd	Section_7.Phi_CD	Python
s7_rhom	Section_7.Rho_c_max	Python
sumM	Phase_6.MStage	PLX
MMA	AnchorPlate.M2D	PLX
NMA	Anchor.Force	PLX
dtD1	C1.dtD1	PTK

Table 5.2 Explanation of used symbols in Table 5.1

## 6 Calculation results (2<sup>nd</sup> series)

### 6.1 Introduction

As stated in the first chapter it is the ultimate objective of the research to enable probabilistic analyses with the Finite Element Method (FEM) using a probabilistic library/toolkit in an 'easy to use' way, and applicable to realistic soil-structure interaction problems. A stepwise approach is used to reach this objective and within this report a couple important steps have been taken. In the next future phase of the research there are still some important steps to be taken such as the implementation of the enhanced Class 4 strength and the development of a method within the approach for annual probabilities for degrading structures taking in account past performance.

The calculation results presented in this chapter consist of test runs of the various implementation steps as described in the previous three chapters using a realistic sheet pile case. Step by step the impact of these implementations is presented. First a summary of results is presented in paragraph 6.2. Next the results are analysed in paragraph 6.3 along the following steps:

- 1 Compare results with study [Deltares, 2018].
- 2 Consider impact of softening.
- 3 Consider impact of corrosion uncertainty.
- 4 Consider impact of yield stress as a stochastic variable.
- 5 Consider impact of different reference period.

In paragraph 6.4 some additional runs are discussed which have been made as a prelude to the next future phase of this project. Finally, in paragraph 6.5 the performed verification of the created probabilistic approach is discussed.

### 6.2 Summary of results

The results found by [Deltares, 2018] in the previous phase of this research are repeated here in Table 6.1.

Run	Softening	Corrosion	Soil strength	Yield stress	$\beta$	$\beta$ 84-16% interval <sup>8</sup>
2	No	Deterministic	Triaxial	Deterministic	2.02	(2.00-2.05)
4	Yes	Deterministic	Triaxial	Deterministic	2.97	(2.93-3.00)

Table 6.1 Results found by [Deltares, 2018]

The results of the final 2019 test runs in this study are summarised in Table 6.2 and Table 6.3.

<sup>8</sup> This is the 84-16% confidence interval based on Pf +/-Cov

Run	Softening	Corrosion	Soil strength	Yield stress	$\beta$	$\beta$ 84-16% interval <sup>9</sup>
H1	No	Deterministic	Triaxial	Deterministic	2.13	(2.09-2.17)
H2	Yes	Deterministic	Triaxial	Deterministic	3.83	(3.79-3.88)
H3	Yes	$V_c = 0.2$	Triaxial	Deterministic	2.90	(2.86-2.95)
H4	Yes	$V_c = 0.3$	Triaxial	Deterministic	1.94	(1.90-1.99)
H5	Yes	$V_c = 0.5$	Triaxial	Deterministic	1.16	(1.10-1.22)
H6	No	Deterministic	Triaxial	Stochastic	2.96	(2.92-3.01)
H7	Yes	Deterministic	Triaxial	Stochastic	4.19	(4.11-4.32)
H8	Yes	$V_c = 0.3$	Triaxial	Stochastic	1.90	(1.85-1.96)
H9	Yes	$V_c = 0.2$	Triaxial	Stochastic	2.60	(2.55-2.66)

Table 6.2 Summary of results found in this study. All results presented are made for  $T = 75$  years, i.e. at the end of the reference period

All the runs up to H9 were made for  $T = 75$  years, i.e. at the end of the reference period. Next some additional runs were made in which the end of the reference period was changed, i.e.  $T = 74, 50$  and  $49$  years. In these calculations the variables which are assumed to be time dependent have been adjusted to the changed reference period, see chapter 4. For these runs a variation coefficient for loss of thickness due to corrosion  $V_c=0.5$  was chosen because of both calculation time and the expectation that the influence of time will be most pronounced.

Run	Softening	Corrosion	Soil strength	Time	$\beta$	$\beta$ 84-16% interval <sup>9</sup>
H10	Yes	$V_c = 0.5$	Triaxial	74	1.22	(1.16-1.28)
H11	Yes	$V_c = 0.5$	Triaxial	50	2.67	(2.62-2.73)
H12	Yes	$V_c = 0.5$	Triaxial	49	2.78	(2.73-2.84)

Table 6.3 Results found in this study when using a different reference period. Note the yield stress was again set to a deterministic value of  $240 \text{ N/mm}^2$ .

From all the calculation runs the influence factors were derived by the PTK and presented in Table 6.4.

<sup>9</sup> This is the 84-16% confidence interval based on  $Pf \pm \text{Cov}$

	Run H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	sand medium (SM), unsaturated weight	$\gamma_{unsat\_SM}$	15	5	1	1	1	10	0	1	1	0	1	2
2	sand medium (SM), saturated weight	$\gamma_{sat\_SM}$												
3	sand medium (SM), friction angle	$\varphi_{a^*\_SM}$	27	61	6	0	1	25	49	1	3	0	1	1
4	sand medium (SM), effective stiffness	$E'\_SM$	3	2	0	0	1	2	0	0	0	1	0	0
5	clay medium (CM), friction angle	$\varphi_{a^*\_CM}$	6	3	0	0	2	6	1	1	1	1	0	0
6	clay medium (CM), stiffness	$E'\_CM$	31	6	3	1	0	26	5	1	1	0	0	1
7	clay medium (CM), cohesion	$c_{a^*\_CM}$	5	3	1	1	0	5	5	0	0	0	0	1
8	sand dense (SD), friction angle	$\varphi_{a^*\_SD}$	1	9	0	0	0	5	12	0	0	0	0	0
9	canal bottom	$z$	2	1	0	0	0	2	0	1	1	0	0	1
10	outside waterlevel	$h$	8	6	0	0	0	6	18	1	2	0	0	0
11	load zone 1	$q1$	3	3	0	0	0	3	2	0	2	0	0	0
12	load zone 2	$q2$	0	1	0	0	0	0	4	0	1	0	1	0
13	load zone 3	$q3$	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0
14	thickness reduction D1	$\Delta t\_D1$			62	79	84			72	58	83	77	71
15	thickness reduction D2	$\Delta t\_D2$			25	17	10			23	29	12	19	21
16	steel yield stress	$f_y$						8	3	0	1			
17	time	$T$												
		<b>SUM</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

Table 6.4 Overview of all the calculated Influence factors [%] per run. Note that since the unsaturated weight and the saturated weight are fully correlated the influence factors presented for the unsaturated weight also apply to the saturated weight. Furthermore, note that Time is not used as a stochastic variable in the calculation presented in this paragraph. See paragraph 6.4 for more information on Time as a stochastic variable

**Some notes regarding influence factors**

The influence factors are determined using the “centre of gravity” option. In this case the program uses all samples in the failing domain and takes the weighted mean. Also see appendix C and/or the PTK manual for more background information.

Important to realize is that the calculated influence factors are not as accurate as they seem, there is a significant uncertainty. This uncertainty comes from the fact that with the Directional Sampling method does not result in the exact design point (i.e. the point with the highest failure probability and thus closest to the origin in u-space) but only an approximation of this value. Based on the first experiences gathered the values calculated should be rounded to magnitudes of 10% before comparing them.

It is furthermore noted that although a variable may have a large impact on forces in the sheet pile structure and as such determine for a large part the design of the structure, then the influence factor may still be small in case the UNCERTAINTY associated with this variable is relatively small. Example here is the water level which is modelled with a Gumbel extreme minima distribution. As such the minimum water level expected within the service life is quite CERTAIN and as such the influence factor is quite small.

For all the calculation runs it was also analyzed how many failures and the type of failure occurred and how these failures are distributed over the defined LSF. The results are presented in Table 6.5. Note: the number of failures is not a direct measure for the reliability, this is also dependent on the probability of the individual realizations that failed and the number of non-failures and probability of those realizations.

run H	softening?	corrosion	yield stress	Time	z_pl	z_el	z_phi	z_anchwall	z_anc	z_soil	total failures
1	No	Deterministic	Deterministic	75	306					1	307
2	Yes	Deterministic	Deterministic	75			43			10	53
3	Yes	V = 0.2	Deterministic	75		11	53				64
4	Yes	V = 0.3	Deterministic	75		45	60				105
5	Yes	V = 0.5	Deterministic	75		44	50				94
6	No	Deterministic	Stochast	75	190					4	194
7	Yes	Deterministic	Stochast	75			7			7	14
8	Yes	V = 0.3	Stochast	75		42	29				71
9	Yes	V = 0.2	Stochast	75		22	35				57
10	Yes	V = 0.5	Deterministic	74		55	40				95
11	Yes	V = 0.5	Deterministic	50		26	33				59
12	Yes	V = 0.5	Deterministic	49		21	29				50

Table 6.5 Overview of number of failures per mechanism per run [-]

### 6.3 Analyses of results

#### 6.3.1 Comparison with previous study (run 2-4 & run H1-2)

Some results from the Deltares 2018 research are compared with results of the current 2019 study. First two more or less identical calculations without softening are compared. Secondly two runs with softening are compared, but these runs are different as in the 2019 run a refined approach on softening was used. This refined approach on softening is expected to result noticeable/significant positive effect on the reliability.

When comparing run 2 from [Deltares, 2018] with run H1 performed within this study it is concluded that a comparable reliability is calculated, i.e. a  $\beta$  of 2.02 vs. 2.13. The small differences found seem acceptable as some differences occur between the two approaches, i.e. different tools are used (with different random generators for the directions calculated) and a different approach in surcharge loads (the more realistic approach for the load in H1 is effectively lower).

The comparable results between these two calculations give confidence regarding the implementation of the developed approach in this study and as such can be considered a first verification step.

When comparing run 4 from [Deltares, 2018] with run H2 performed within this study it is concluded that with the new approach on softening a significant higher reliability is calculated, i.e. a  $\beta$  of 2.97 vs. 3.83 and their 16-84% confidence interval are widely spaced. The difference found is expected to be dominated by and in line with the foreseen benefit of the refined approach on softening.

#### 6.3.2 Impact of softening (run H1-2)

When comparing results of calculation run H1 and H2 it becomes clear that due to softening a large positive effect is found on reliability. The reliability index  $\beta$  increases from 2.13 to 3.83.

When inspecting the calculated influence factors, the following conclusions are drawn:

- In run H1 no softening and a deterministic corrosion is applied and here most dominant influence factors are the strength  $\phi$  of the top sand layer and the stiffness ( $E$ ) of the middle clay layer.

- In run H2 there is softening applied in combination with a deterministic corrosion, here the most dominant influence factor is the strength ( $\phi$ ) of the top sand layer. It seems the stiffness is of much less importance in this case.

When inspecting the number of failures per mechanism the following conclusions are drawn:

- In run H1 the relative number of soil failures is very small compared with failures of the sheet pile front wall.
- In run H2 the relative number of soil failures is relatively large compared with failures of the sheet pile front wall.
- The above observations match with the expectation that in case softening is applied more strength of the soil can be mobilized, i.e. the soil is now also “allowed” to fail more often.

### 6.3.3 Impact of corrosion uncertainty (run H2-5)

When comparing results of H2, 3, 4 and 5 it becomes clear that an increasing a-priori uncertainty of the corrosion results in an increasing negative effect is found on reliability and hence residual service lifetime of the structure. This also means that when the a-priori uncertainty of corrosion can be reduced by means of inspection a positive effect is found on reliability and hence residual service lifetime of the structure.

When inspecting the calculated influence factors, the following conclusions are drawn:

- In run H2 there is softening applied in combination with a deterministic corrosion, here the most dominant influence factor is the strength ( $\phi$ ) of the top sand layer. Or in a general sense the uncertainty related to the soil is dominant.
- In runs H3, 4 and 5 the uncertainty related to corrosion is added as a stochastic variable. In all cases considered ( $V_c = 0.2, 0.3$  or  $0.5$ ) the corrosion has become the dominant uncertainty. Or in a general sense the uncertainty related to the structure has become dominant.
- Furthermore, note that the calculations are all made for the end of the reference period, i.e. at  $T = 75$  years. Basically, this means that at the start of the reference period the influence of soil is dominant and during the reference period gradually the influence of the structure will become stronger. How quickly the transition goes is dependent on the uncertainty of the corrosion, but at the end of the reference period for all cases considered here ( $V_c = 0.2, 0.3$  or  $0.5$ ) corrosion has become the dominant uncertainty.

When inspecting the number of failures per mechanism the following conclusions are drawn:

- In run H2 a relative large number of soil failures is to occur.
- In runs H3, 4, and 5 no soil failures occur. The soil no longer failing since the structure is the dominant “weakest link” due to the corrosion.
- In runs H3, 4 and 5 one can see the increasing relative number of failures due to LSF  $z_{el}$ . This seems logical since with increasing variation coefficient of the corrosion the chance of a larger corrosion value increases and hence the chance the sheet pile becomes so corroded it becomes a Class 4 profile.

### 6.3.4 Impact of yield stress as a stochastic variable (run H1-9)

When comparing H1 and H6 it becomes clear that in the case no softening is used and corrosion is a determinist the stochastic nature of the yield stress has a positive effect on reliability. Also, when comparing H2 and H7 it becomes clear that in the case softening is used and corrosion is a determinist the stochastic nature of the yield stress has a positive effect on reliability.



When comparing H3 and H4 with respectively H9 and H8 it becomes clear that in the case softening is used AND corrosion is a stochastic variable, the stochastic nature of the yield stress has no influence anymore (or even a small negative effect) on reliability. This is remarkable at first sight. After further analyzing results it however becomes clear there is a positive and a negative effect related to a higher yield stress:

- Positive effect is that, because a higher stress is allowed in the steel sheet pile, a higher capacity is obtained.
- On the other hand, there is a negative effect, this is related to the effect of the yield stress on the ratio " $b/t_f/\epsilon$ " in which  $\epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$ . The larger the yield stress  $f_y$  the larger this ratio becomes, indicating that the profile is becoming more and more prone to local buckling effects. Or in other words allowing for more stress in the same (slender) geometry causes more quickly instability effects. As a result, the capacity increase is less than linear with increasing yield stress. This negative effect becomes more dominant for situations with a higher yield stress and/or more corrosion.
- The negative effects are strengthened when moving into the Class 4 area since in this phase of the research a conservative approach for the Class 4 strength is chosen. Actually, in the current approach the strength in the Class 4 area is independent of the actual yield stress. This conservative approach is believed to be responsible for the fact that when comparing H3, H4 with H9, H8 it seems that due to the increase of yield stress even a small reduction in reliability may be found. Reliability is not expected to become less, however the increase in reliability may be insignificant for situations with a higher yield stress and slenderer sheet pile profiles. *Note that in paragraph 5.2.2 an enhanced model for Class 4 is mentioned to be implemented in a future research phase.*
- Less use can be made of the positive effects of softening: due to the higher yield stress we move to a higher bending moment capacity BUT with a lower softening capacity or no softening capacity at all as compared with the situation with a lower yield stress. It seems that the increased bending moment capacity cannot fully account for the loss in rotation capacity.
- The aforementioned positive and negative effects have been further elaborated by means of figures and some example calculations in appendix H.5

When inspecting the calculated influence factors, the following conclusions are drawn:

- In run H6 and H7 the yield stress has a relative small influence factor. This suggests that although the on average higher yield stress, compared with run H1 and H2, has a significant effect on the reliability the uncertainty associated with this stochastic variable is relatively small;
- In run H8 and 9 the on average higher yield stress, compared with run H3 and H4, has no significant effect on the reliability and also the uncertainty associated with this stochastic variable is small.

When inspecting the number of failures per mechanism the following conclusions are drawn:

- In run H6 the relative number of soil failures is very small compared with failure of the sheet pile front wall. In run H7 the relative number of soil failures is relatively large compared with failure of the sheet pile front wall. The above observations match with the expectation that in case softening is applied more strength of the soil can be mobilized, i.e. the soil is now also "allowed" to fail more often. The yield stress as a stochastic variable has no clear effect;
- In run H8 and 9 the relative number of failures due to LSF  $z_{el}$  seems to have increased compared with run H3, 4 and 5. This seems logical since on top of the increasing variation coefficient of the corrosion the increased yield stress adds to a higher ratio " $b/t_f/\epsilon$ " and the sheet pile becomes a Class 4 profile even faster.

## 6.4 Additional runs

### 6.4.1 Modelling with the HS model

The reported calculations (H1 – 12) have made use of the Mohr Coulomb (MC) model within PLAXIS. The MC model is a relatively simple material model. Most notable drawback is the oversimplified way of dealing with soil stiffness, the model just has one stiffness parameter ( $E'$ ). To investigate the impact of using a more realistic material model use was made of the Hardening Soil (HS) model within PLAXIS. The HS model makes use of three stiffness parameters ( $E_{50;ref}$ ,  $E_{oed;ref}$  and  $E_{ur;ref}$ ). By means of these stiffness parameters it can account for the non-linearity of soil stiffness in different stress paths and loading and unloading.

The sensitively calculations made with the HS model were done with preliminary versions of the coupling so the results cannot directly be compared with the results reported in this chapter. However, the following experiences have been gathered:

- Challenge when using the HS model is to make sure that a consistent parameter set is send to PLAXIS. When defining the stiffness values of the HS model as a stochastic variable it may be that a parameter set results that is not “accepted” by PLAXIS, i.e. the program returns an error and will not calculate. This is caused by internal model boundaries of the HS material model to prevent unrealistic results. To by-pass this problem a check was included on the consistency of the parameter set. There are multiple ways of including this check. Here the following practical approach was chosen:
  - Define  $E_{50;ref}$  as the stochastic variable and use a fixed ratio with  $E_{ur;ref}$ .
  - For the soils modelled with the HS model the parameter range of  $E_{oed;ref}$  was determined such that an always a consistent parameter set is found;
  - Create a “special command” with the above mentioned fixed ratio and a formula to calculate  $E_{oed;ref}$  such that the parameter set is always consistent.
  - Experience is that in some cases adjustments have to be made to  $E_{oed;ref}$  leading to stiffness values that are considered less realistic. Since however for a retaining wall behavior is mostly controlled by  $E_{50\_ref}$  and  $E_{ur;ref}$  this is assumed to be acceptable for this sensitively analysis.
- The cases calculated with the HS material model suggest that:
  - In case the (uncertainty in) soil parameters is more relevant, for example without softening or at the start of the reference period when corrosion is not yet dominant, the choice of the material model will have a larger impact.

It is recommended to perform further research into the effects of using a more advanced material model on reliability, i.e. are the effects significant and is it necessary to use a more advanced material model?

### 6.4.2 Modelling time as a stochastic variable

In the reported calculations in this chapter (H1 -12) the time ( $T$ ) is set to a fixed value, in most cases  $T = 75$  years (the end of the reference period). The uncertainty in the water level and surcharge load used are determined according to this reference period. The amount of thickness reduction used in the calculations is the value at the end of the reference period.

A thought which occurred during this study is to include time in the calculation as a uniformly distributed stochastic variable on the range [25, 75], i.e. the reference period. The corrosion is

directly coupled to the Time, so the corrosion values used is scaled using the parameter  $(T / 75)$ .

Advantage of this approach should have been that the PTK directly calculates the reliability over the full reference period, which is in line with the Eurocode. However, a downside of this approach was that the contribution of the uncertainty of the soil was overestimated as this was not considered to be a constant over the reference period. This approach was therefore not further investigated.

## 6.5 Verification of results

An important part of software models is the verification that the model does what it is supposed to do. Within the context of the project it has not been possible to make a full extensive review/verification of all parts of the software. Nevertheless, several sanity checks have been made, especially on the created python coupling scripts since the other two pieces of software (PTK and PLAXIS) have their own quality procedures.

Results of the model are in line with results found by [Deltares, 2018] using different software. Furthermore, checks are made on parts of the python scripts using spreadsheets and results of the model are post-processed with python to make them more accessible and allow for a review of results, see appendix G. It is concluded that the developed approach seems to work as expected.

## 7 Calculation results (3<sup>rd</sup> series)

### 7.1 Introduction

In the 3<sup>rd</sup> calculation series performed in 2020 an improved Class 4 strength has been implemented in comparison to the 2<sup>nd</sup> calculation series from 2019. Details about the improved Class 4 strength formulation have been presented in appendix I.

Within the 3<sup>rd</sup> series first the impact of using the improved Class 4 strength has been analysed. Next variations have been made with the reference period for which the reliability is determined: By means of these variations more insight is obtained on the impact of corrosion over the reference period. Finally, a number of calculations have been made using the plane strain soil strength instead of the (3D) triaxial soil strength.

### 7.2 Summary of results

In Table 7.1 a summary is presented of the input and output of the 3<sup>rd</sup> series of calculations. For a more detailed summary of output results, including influence factors and number of failures per mechanism, reference is made to appendix J.

Run	Corrosion	Soil strength	Improved Class 4	$T_c$	$T_{ref}$	$\beta$	$\beta$ 84-16% interval <sup>10</sup>	
H14	$V_c = 0.5$	Triaxial	No	75	50	1.12	1.06	1.18
I1	$V_c = 0.5$	Triaxial	Yes	75	50	1.18	1.12	1.24
I2	$V_c = 0.5$	Triaxial	Yes	50	25	2.71	2.67	2.75
I3	$V_c = 0.5$	Triaxial	Yes	26	1	5.34	5.28	5.43
I4	$V_c = 0.3$	Triaxial	Yes	26	1	5.42	5.35	5.53
I5	Deterministic	Triaxial	Yes	26	1	5.45	5.40	5.51
I6	$V_c = 0.2$	Triaxial	Yes	26	1	5.45	5.37	5.60
I7	$V_c = 0.3$	Triaxial	Yes	50	25	4.54	4.46	4.66
I8	$V_c = 0.3$	Triaxial	Yes	75	50	1.93	1.89	1.98
I9	Deterministic	Triaxial	Yes	50	25	4.65	4.60	4.71
I10	Deterministic	Triaxial	Yes	75	50	3.99	3.91	4.10
I11	$V_c = 0.2$	Triaxial	Yes	50	25	4.59	4.54	4.66
I12	$V_c = 0.2$	Triaxial	Yes	75	50	2.63	2.58	2.69
I13	Deterministic	Triaxial	Yes	75	1	4.78	4.71	4.88
I14	$V_c = 0.2$	Triaxial	Yes	75	1	2.84	2.78	2.91
I15	$V_c = 0.3$	Triaxial	Yes	75	1	2.05	2.00	2.10
I16	$V_c = 0.5$	Triaxial	Yes	75	1	1.38	1.33	1.44
I17	Deterministic	Triaxial	Yes	50	1	5.32	5.28	5.38
I18	$V_c = 0.5$	Triaxial	Yes	50	1	2.83	2.77	2.90
I19	Deterministic	Plane-strain	Yes	75	50	4.62	4.56	4.71
I20	$V_c = 0.2$	Plane-strain	Yes	75	50	2.89	2.81	3.00
I21	$V_c = 0.3$	Plane-strain	Yes	75	50	2.11	2.03	2.20
I22	$V_c = 0.5$	Plane-strain	Yes	75	50	1.38	1.32	1.44

Table 7.1. Summary of results of the 3<sup>rd</sup> series of calculations. Note that in all cases softening is used and  $f_y$  is set as a stochastic variable.

Note:

<sup>10</sup> This is the 84-16% confidence interval based on  $Pf \pm Cov$

$T_c$  is the final year of the reference period  $T_{ref}$ , i.e.  $T_c = 25 + T_{ref}$ .

## 7.3 Analyses of results

### 7.3.1 Impact using an improved Class 4 strength (run H14 and I1)

The effect of using a more realistic Class 4 strength appears to be small for this Case Study. The increase in  $\beta$ -value is from 1.12 to 1.18. The small increase in reliability is explained by looking in more detail at the results. The calculated design point for run H14 for the dominant variable i.e. the corrosion parameter  $\Delta t_{D1}$  is 6.8 mm, see “C1.dtD1” in Figure 7.1, which effectively is only just in the Class 4 area. Apparently, the sheet pile fails almost directly when ‘entering’ the Class 4 area. The impact of the improved Class 4 formulation is however very limited at ‘the beginning of the Class 4 area’ and only becomes more significant ‘deeper into the Class 4 area’. As such the small increase in reliability found here seems logical. Note however that for different situations the impact of an improved Class 4 formulation may be much more significant. Furthermore, note that the improved Class 4 strength formulation used in this study is only an approximation. Further research is recommended. Also see appendix I for further background details.

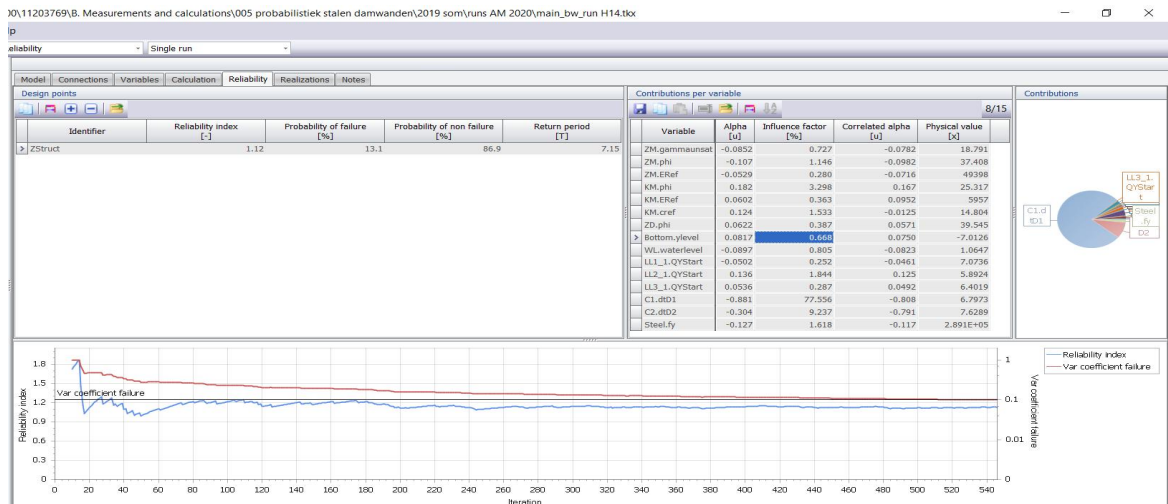


Figure 7.1. Calculation results for run H14

### 7.3.2 Impact of different reference periods (run I1 – I18)

The results of calculations I1 to I18 are summarized in Figure 7.2. The following observations are made from this figure:

- At  $T_c = 50$  and 75 years there is hardly any difference between the calculation for a  $V_c = 0.5$  with a 1-year reference period and the reference periods of 25 and 50 years. This suggests that the length of the reference period and the connected uncertainty in (time-dependent) loads is not relevant compared to the uncertainty in corrosion. Corrosion is dominant throughout the analyzed reference periods in this case.
- Compared to the previous bullet: there is a difference between the calculation for a  $V_c = 0$  with a 1-year reference period and reference periods up to 50 years. This suggests that the length of the reference period and the connected uncertainty in (time-dependent) loads is relevant compared to the uncertainty in corrosion.

- The reliability determined in the runs with  $V_c = 0, 0.2$  and  $0.3$  and a reference period,  $T_{ref}$ , up to 25 years is (almost) the same. This suggests that corrosion is not relevant to that moment. At  $T_c = 25$  year this also holds for  $V_c = 0.5$ .

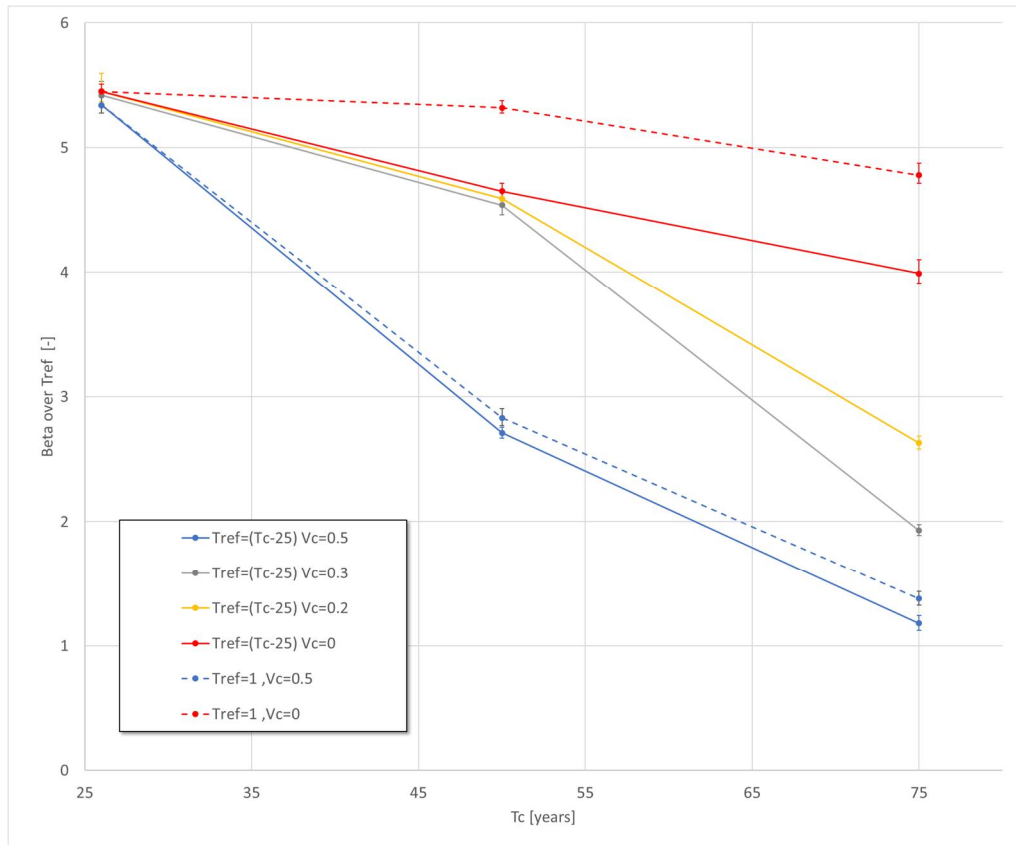


Figure 7.2. Summary of results of run I1 – I18 presented as calculated reliability (Beta) vs. final year of reference period  $T_c$

The following observations are made from the summary of output results in appendix J:

- The uncertainty in soil weight, soil stiffness, bottom level, surcharge load and yield stress in all runs seems to be relatively small compared to the uncertainty in soil strength, water level and corrosion;
- Run I7 ( $T_c = 50$ ,  $T_{ref} = 25$  and  $V_c = 0.3$ ) only has a total of 8 failures found, this seems related to the choice for a 'search depth' of only 6 in the directional sampling method, which appears to be too low in hindsight. The low number of failures found suggests that results are less trustworthy for this run;

7.3.3 Impact of using plastic hinges and corrosion uncertainty (1<sup>st</sup> series and run I1, I8, I10 and I12)  
To gain insight into the positive effect of using plastic hinges in combination with the negative effect of corrosion uncertainty use is made of an adjusted version of the bar chart created in the 1<sup>st</sup> series of calculations [Deltares, 2018] and which is presented in appendix F. The adjusted bar chart is presented in Figure 7.4. and combines results of the 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculations.

From the figure the following observations can be made:

- The exact formulation of the limit state related to front wall failure has a very large impact on reliability. This can be seen by looking at the four bars at the left side of Figure 7.3, i.e. a formulation that ranges from using (1) elastic capacity, (2) plastic capacity (but no rotation capacity), (3) plastic capacity (with a simplified formulation for rotation capacity) to (4) plastic capacity with a realistic estimate of rotation capacity. The calculated reliability ranges from approximately 1 to 4, which equals a factor 5000(!) difference in reliability;
- The uncertainty in corrosion, taken into account in the calculation, also has a very large impact on reliability. This can be seen by looking at the four bars at the right side of Figure 7.3, i.e. a formulation that uses (1) a coefficient of variation (CoV) for the applied corrosion of 0.5, (2) a CoV = 0.2, (3) a CoV = 0.3 to (4) a CoV = 0.5. The calculated reliability ranges from 4 to approximately 1, which again equals a factor 5000(!) difference in reliability;
- From [Deltares, 2019a and b] it was concluded that a-priori the CoV for corrosion may be in the order of 0.5 on a regional scale. The CoV for corrosion on a local scale however may be in the order of 0.2 to 0.3 as such allowing for reducing the a-priori uncertainty by inspections. As such it seems that the positive effect of a more realistic limit state function for the front wall may outweigh the negative effects of corrosion uncertainty.

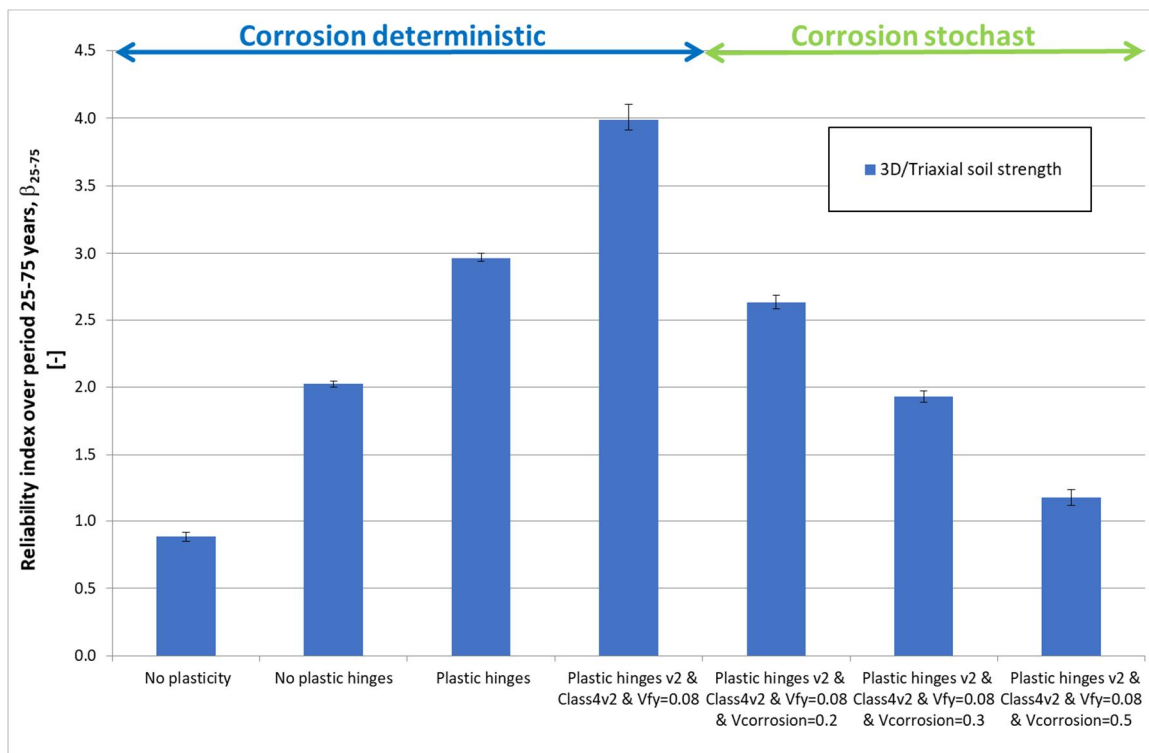


Figure 7.3. Bar chart presentation of results found during 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculation using 3D/Triaxial soil strength

Note with terms on x-axis in Figure 7.3:

- No plasticity: use is made of the elastic capacity of the sheet pile front wall
- No plastic hinges: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall, but no rotation capacity is allowed
- Plastic hinges: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall with a first simplistic implementation of rotation capacity in the 1<sup>st</sup> series of calculations;

- Plastic hinges v2: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall with a more realistic implementation of the rotation capacity as detailed in this report and used in the 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculations;
- Class 4v2: the improved Class 4 formulation as detailed in appendix I of this report;
- Vfy: the coefficient of variation used for the yield strength
- Vcorrosion: the coefficient of variation used for the corrosion

7.3.4 Impact of using plane strain soil strength (run I19 – I22)

To gain insight into the effect of using plane strain strength parameters use is made of an adjusted version of the bar chart presented in Figure 7.3. which combines results of the 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculations. Effectively the bar chart is repeated in Figure 7.4 but now also the results of runs I19 – I22 are included using 2D/Plane strain soil strength.

From the figure the following observations can be made:

- The formulation of the limit state related to soil failure has an impact on reliability. Using the 2D plain strain strength results in an increased reliability at the end of the reference period of 50 years,  $T_c = 75$  year, for all runs as expected;
- The impact of the 2D plane strain strength formulation is relatively larger in case the sheet pile can generate a plastic hinge and the impact of corrosion is relatively small. This seems plausible as for low corrosion values the sheet pile will be able to utilize its rotation capacity (it stays in Class 2 – 3 and does not end up in Class 4) and as such more of the extra available 2D soil strength can be mobilized.

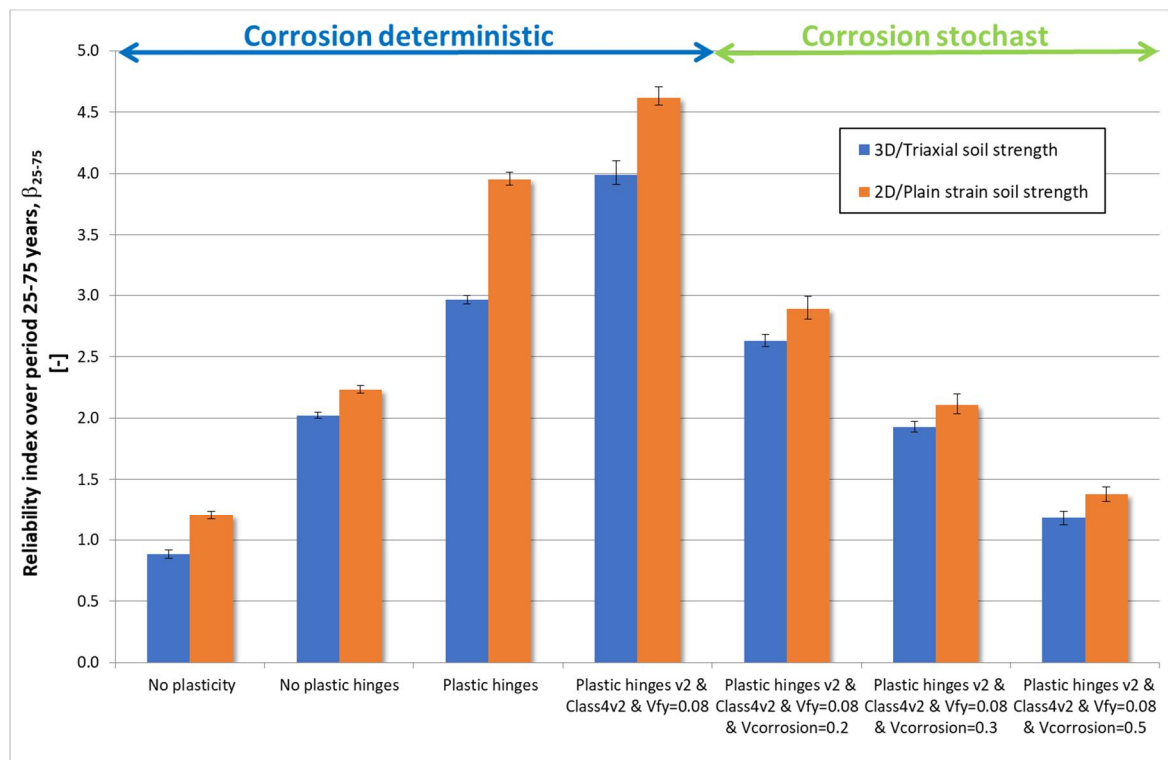


Figure 7.4. Bar chart presentation of results found during 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculation using 3D/Triaxial and 2D/Plain strain soil strength



Note with terms on x-axis in Figure 7.4:

- No plasticity: use is made of the elastic capacity of the sheet pile front wall
- No plastic hinges: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall, but no rotation capacity is allowed
- Plastic hinges: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall with a first simplistic implementation of rotation capacity in the 1<sup>st</sup> series of calculations;
- Plastic hinges v2: use is made of the plastic capacity of the sheet pile front wall with a more realistic implementation of the rotation capacity as detailed in this report and used in the 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> series of calculations;
- Class 4v2: the improved Class 4 formulation as detailed in appendix I of this report;
- $V_{fy}$ : the coefficient of variation used for the yield strength
- $V_{corrosion}$ : the coefficient of variation used for the corrosion

## 8 Conclusions and recommendations

### 8.1 Objective and scope

In this report the results are reported of research performed in the period 2019 - 2021 within the framework of the research program on Hydraulic Structures (Dutch abbreviation: *KpNK*).

The objective of this research is twofold:

1. To make probabilistic methods practically applicable to FEM based analysis of soil-structure interaction, allowing for a more rational assessment;
2. To come to a more realistic and balanced physical model for steel sheet pile structures by including two aspects known to be lacking: a more realistic corrosion model and softening of the steel sheet pile.

The scope of this research phase is focussed on setting-up and gaining experience with a more generic and “easy to use” coupling between the program PLAXIS and the Deltares software Probabilistic Toolkit (PTK) by means of a case study. The case study is further used to gain experience with the impact of modelling corrosion as a stochastic variable, to improve on mechanical behaviour by including plastic hinges, rotation capacity and softening, to gain experience with the impact of modelling the yield stress as a stochastic variable and to record the mentioned experiences.

### 8.2 Results and conclusions

The following main results have been reached in this study:

- a generic coupling between the PTK and external models using neutral files has been developed. This generic coupling is here applied to the FE model PLAXIS;
- The developed “probabilistic approach” is applied to a case study of a steel sheet pile retaining wall;
- A specific python “softening module” for steel sheet piles has been developed and applied in the case study;
- A more realistic corrosion model is applied in the case study based on data collected and analysed within previous studies within the context of *KpNK*;
- By adding softening and a more realistic corrosion model a more realistic and balanced physical model has been achieved. A more realistic and balanced physical model will allow for less conservative assessment of existing hydraulic structures;
- First insights have been gathered with the more realistic and balanced model regarding amongst others the transition of sheet piles from Class 3 to Class 4 due to corrosion effects, the workings of softening and the transition from dominant soil influence on reliability to a dominant structural influence on reliability.

The results and conclusions are presented in more detail hereafter.

#### Coupling of PTK and PLAXIS

The Deltares software product Probabilistic Toolkit (PTK) is a probabilistic library with numerical tools dedicated to the treatment of uncertainties. Within this project the PTK coupling option was added to interact with any program using so-called neutral files. Within this project the new coupling option of the PTK has been applied to the commercial FE package PLAXIS by means of a python interpreter. The “resulting probabilistic approach” allows for analyzing reliability of generic soil-structure interaction problems.

Main advantages of the approach are that it allows the use of the probabilistic library of the PTK, including all common distribution functions and all common reliability integration methods. The PTK is a user friendly and intuitive software package. The approach allows the use of the FE principles through PLAXIS, combining the most relevant geotechnical and structural failure mechanisms in one model and allowing for realistic soil-structure interaction behavior. Moreover, it allows taking direct advantage of research developments by TUDelft and Deltares, since it also allows for coupling with (experimental new) python-based reliability methods, such as the ERRAGA package [Van den Eijnden et al, 2019].

For specific soil-structure problems (e.g. slope stability, settlements, retaining walls) it may be necessary to develop some specific “special commands”, i.e. python scripts dealing with some specific pre- and post processing tasks that cannot be dealt with directly in the PLAXIS command line. In the long term it is feasible to develop a database with these kinds of “problem-specific” special commands.

Checks have been performed on the developed approach (and recorded in this report) to verify its intended behavior. The developed approach for the coupling with PLAXIS can, due to the vast calculation time of weeks, be considered a research approach and can be used in pilot projects for e.g. research, code calibration or advanced assessment of existing structures.

In this report a number of practical tips and tricks have been reported on both operating this coupling and the setup of the FE-analysis for the purpose of running probabilistic analysis.

#### Softening module

It is well-known that the EN1993-5:2008 allows for incorporating plastic hinges, rotation capacity and softening into design and assessment of steel sheet pile structures. Nevertheless, this is still not common practice. To explore the impact on reliability a special python command (i.e. “softening” module) has been created allowing for plastic hinges, rotation capacity and softening within the case study used here.

Using plastic hinges, rotation capacity and softening has multiple advantages. The bending moment capacity of a plastic hinge is larger than the commonly used elastic capacity. Furthermore, if a plastic hinge develops in a statically indeterminate structure the structure will start deforming while allowing for forces to redistribute within the structure. At the same time the soil will also deform (following the sheet pile) while mobilizing more of the soil strength, effectively reducing and redistributing the load on the sheet pile.

Based on the case study it is concluded that using plastic hinges, rotation capacity and softening has a large positive influence on reliability.

#### Impact of corrosion uncertainty

Using the case study, the impact was studied of adding corrosion as a stochastic variable and varying the (a-priori) uncertainty (i.e. the variation coefficient). Results found by [Deltares, 2019b] suggest that the a-priori uncertainty in corrosion may be large. Using these large uncertainties results in a large negative impact on (calculated) reliability and as such results in a shorter (residual) service life. By means of inspection it is however to be expected that the a-priori uncertainty can be substantially reduced resulting in a significant increase in (calculated) reliability and a longer (residual) service life.

From the influence factors it was concluded that for this case study the corrosion was THE dominant uncertainty near end of technical life at 75 years. Although this conclusion may not be directly generalized for other situations it may be argued that in any “economic” design the

corrosion will be at least one of the more dominant uncertainties near end of technical service life.

#### Impact of yield stress uncertainty

Next the impact of modelling the yield stress as a stochastic variable was investigated using the case study. It is known that a steel sheet pile is a “factory product” with a certain minimum quality. For the yield stress this means that the “yield stress from the brochure” is a minimum value. In reality this value is (much) higher. It is interesting to quantify the effect of the real yield stress on reliability. From literature a distribution was chosen and incorporated into the case study.

From the results it was concluded that using a stochastic yield stress can have a positive influence on reliability. However, the positive effect will become less for increasingly slender (more corroded) sheet pile profiles. This is caused by the fact that these slender profiles are more susceptible for local buckling effects, or in other words the maximum allowable stress in the geometry is not limited by the yield stress anymore but by the stability of the profile. The latter effect is non-linear especially when sheet pile profiles become so corroded they move towards Class 4. Eventually the positive effects of the stochastic yield stress may become insignificant.

#### Impact of improved Class 4 strength formulation

To investigate the effect of using a more realistic (and less conservative) Class 4 strength the formulation is adjusted in the 3<sup>rd</sup> series of calculations compared to the 2<sup>nd</sup> series. For a number of different yield stresses and different corrosion values ArcelorMittal provided the Class 4 strength for an AZ26 profile according to a critical stress calculation in line with Eurocode 3 guidelines. Deltares used the provided numerical values to make a better approximation of the real Class 4 strength. To this end a polynomial surface was fitted through the provided numerical values to generate a continuous representation of the Class 4 strength in the calculations.

The effect of using a more realistic Class 4 strength appears to be small for this Case Study. This seems related to the relatively small attribution of failures ‘deep into’ the Class 4 area, where the improved strength formulation is most relevant, to the overall reliability for this Case Study. For other situations the impact of the improved strength formulation may be more significant.

#### Impact of different reference periods

For the Case Study used here more insight is obtained in the moment the situation will change from a dominance in soil uncertainty to a dominance in structure uncertainty. The turning point for this Case Study seems mostly dependent on the used coefficient of variation for the corrosion. For the situation of an a-priori  $V_c = 0.5$  the situation is fully dominated by the uncertainty in corrosion for all reference periods analysed after an age of  $T_c = 25$  years. For the situation with an a-priori  $V_c = 0.2$  or  $0.3$  the turning point however seems to be roughly around an age of  $T_c = 50$  years with a reference period of 25 years were corrosion starts to be of some significant influence and at an age of  $T_c = 75$  years corrosion is also dominant.

It is concluded that by analyzing different reference periods a better insight can be obtained in for example the optimum moment of corrosion inspection, i.e. a moment as late as possible in time, but before the (calculated) reliability becomes too low, i.e. the moment that the uncertainty in corrosion starts becoming dominant.

#### Impact of using plane strain soil strength

Using the higher (2D) plain strain strength results in an increased reliability for all cases compared to using the (3D) triaxial strength as expected. Interesting however to note is that the relative impact of the plane strain strength is larger in case the sheet pile can generate a plastic hinge and the impact of corrosion is relatively small. This seems plausible as for low corrosion values the sheet pile will be able to utilize its rotation capacity (it stays in Class 2 – 3 and does not end up in Class 4) and as such more of the extra soil strength can be mobilized.

### 8.3 Recommendations

The following recommendations are made:

- To include, in end of service life assessments of thin walled existing sheet piles structures, a more realistic physical model of the strength of steel sheet piles, the so-called Class 4 (i.e. the area where sheet piles become so thin walled due to corrosion effects, they experience local instability effects). The more realistic physical model should replace the currently in daily practise used conservative approach. Use can be made for example of finite strip analysis, as implemented in the open source software CUFSM [ref. 29]
- To investigate the potential of recently developed reliability analysis methods using surrogate (or response surface) modelling, e.g. [Van den Eijnden et al, 2019], allowing for a significant reduction of calculation times while maintaining a robust analysis.
- To investigate the potential of using other (open-source) FE programs, such as Kratos.Geo [Deltares, 2021], allowing for performing large numbers of calculations at the same time instead of one by one calculation to reduce calculation times;
- To investigate the potential to derive annual reliability taking in account past performance of a degrading structure from a limited set of FE calculations with the developed approach;
- To investigate the potential for reliability updating by incorporating survived loads and other performance or monitoring data;
- Perform calculations at multiple moments of time during the reference period to gain more insight in the transition from a dominant uncertainty in soil parameters to a dominant uncertainty in thickness reduction. These calculations will provide more insight into the moment that thickness inspections are most efficient.
- Investigate the positive influence of soil embedment on bending moment capacity and rotation capacity for thin walled sheet piles in the transition zone from Class 3 to Class 4 and in Class 4. The benefit could be that in class 3/4 the bending moment capacity might be increased and/or (some) additional rotation capacity is available. It is expected that the gain of some “plastic” rotation capacity can have a significant positive effect on the reliability.
- To try and gain more experience with the developed coupling within a pilot project;
- To further investigate how to deal with influence of numerical (in)stability of FE-codes on the performance of the reliability methods.

## 9 References

- [1] CUR 166, Damwandconstructies, 2012.
- [2] CUR 211, Handboek Kademuren, 2013.
- [3] E. Calle. Veiligheid van damwandconstructies, Deltares, 1991.
- [4] T. Schweckendiek. Structural Reliability Applied To Deep Excavations – Coupling Reliability Methods with Finite Elements, MSc Thesis, TU Delft, 2007a.
- [5] H. J. Wolters. Reliability of Quay Walls, MSc Thesis, TU Delft & Gemeentewerken Rotterdam, 2012.
- [6] W. Courage, H. Steenbergen, Prob2B variables, expressions and Excel; Installation and getting started, TNO report 2007-D-R0887/A Prob2B, 2007.
- [7] <http://www.openturns.org/>, 2015.
- [8] P. Waarts, A. Vrouwenvelder, Structural Reliability using the finite element method, 2000.
- [9] K. Roscoe, F Diermanse, A. Vrouwenvelder. System reliability with correlated components: Accuracy of the Equivalent Planes method. Structural Safety 57, 53–64. 2015.
- [10] T. Schweckendiek, W. Courage, P van Gelder. Reliability of Sheet Pile Walls and the Influence of Corrosion - Structural Reliability Analysis with Finite Elements. Proceedings of ESREL 2007, Stavanger Norway, 2007b.
- [11] A. Rippi. Structural reliability analysis of a dike with a sheet pile wall – Coupling Reliability methods with Finite Elements, MSc Thesis, TU Delft, 2015.
- [12] H. Larsen, P. Lubking, J. Breedevelde. Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), referentie 1205887-000-GEO-0016, Deltares, 2013.
- [13] Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken ROK 1.2. Doc.nr.: RTD 1001:2013, versie 1.2 (status definitief) van Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2013.
- [14] ENW. Corrosietoeslag van stalen damwandplanken in de grond, memo aan Leden van ENW Techniek, referentie 1209030-GEO-007, Deltares, 2014.
- [15] Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5 Palen en damwanden, Nederlands Normalisatie-instituut.
- [16] J. Boero et al. Modélisation de champs stochastiques de corrosion à partir de données: application au secteur portuaire, 1st Congrès Français de Mécanique [article in English, title French], 2009.
- [17] P. Osório et al. Failure Probability of Marine Steel Sheet Pile Structures with Special Consideration of the Corrosion Impact, 2011.
- [18] P. Osório, M. Greger, A.C.W.M. Vrouwenvelder. Corrosion effects on the safety of sheet pile walls in marine environment, 2011.
- [19] CUR 190, Kansen in de civiele techniek – Deel 1: Probabilistisch ontwerpen in theorie, 1997.
- [20] H.M.G.M. Steenbergen, B.L. Lassing, A.C.W.M. Vrouwenvelder and P.H. Waarts. Reliability analysis of flood defence systems. HERON, Vol. 49, No. 1, 2004.
- [21] ArcelorMittal 2017, Durability\_3.5.2.145.exe, version July 2017
- [22] Deltares, Natte kunstwerken van de toekomst, Soil-structure interaction – reliability analysis of a retaining wall 2015, v4. Final, February 2016a  
[https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/NKvdT\\_g rond-constructie-interactie\\_report\\_20160315.pdf](https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/NKvdT_g rond-constructie-interactie_report_20160315.pdf)
- [23] Deltares, presentatie bijeenkomst Kennis programma Natte Kunstwerken, 2018
- [24] Deltares, manual Probabilistic Toolkit, version May 2016b

- [25] Deltares, Corrosie van damwanden in zoetwater. Deel 1: Literatuurstudie, 2019a.  
[https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/KpNK-2019-BKW-02a002-D-v1\\_Corrosie-damwanden-in-zoetwater-Literatuurstudie.pdf](https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/KpNK-2019-BKW-02a002-D-v1_Corrosie-damwanden-in-zoetwater-Literatuurstudie.pdf)
- [26] Deltares, Corrosie van damwanden in zoet water. Deel 2: Analyse verzamelde diktemetingen, 2019b  
[https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/KpNK-2019-BKW-02a003-D-v1\\_Corrosie-damwanden-in-zoetwater-Analyse-metingen.pdf](https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/KpNK-2019-BKW-02a003-D-v1_Corrosie-damwanden-in-zoetwater-Analyse-metingen.pdf)
- [27] Houyoux, C. (2004), Design Method for Steel Structures in Marine Environment Including the Corrosion Behaviour, ESCS, 2004
- [28] Van den Eijnden, A.P., Schweckendiek, T., Hicks, M.A. (2020). Metamodelling for geotechnical reliability analysis with noisy and incomplete models. Draft submitted to Structural Safety (under review), November 2019.
- [29] John Hopkins University, Professor Ben Schafer's thin-walled structures research group, open source software CUFSM - constrained and unconstrained finite strip method, <https://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/>
- [30] ArcelorMittal, design note on Class 4 AZ26 Sheet Pile, 2019
- [31] Deltares. (2021). Kratos.Geo – a geomechanical application based on KRATOS, an open source multi-physics finite element platform

## A Background on soil properties

### A.1 Non associatieve soil properties

The values in Table 1 are based on [TUD 2012] with one exception, the dilatancy angle is taken as  $\psi' = \phi' - 30$ .

**Table 1** Non associatieve grondeigenschappen, layer averages

code	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi'$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	SM	18,5	20,7	0	38,9	8,9	69,2	69,2	207,7	0,9	0,5
2	CM		17,4	14,8	26,9	-	7,69	5,27	15,38	0,67	1,0
3	SD		21,8	0	41,9	11,9	115,4	115,4	346,2	0,9	0,5

### A.2 Model

#### A.2.1 Drained

Er is gekozen een voor een gedraineerde analyse. In de praktijk wordt de grondsterkte in EEM analyses meestal met een niet associatieve parameterset beschreven dit impliceert dat voor de dilatantiehoek een waarde ongelijk aan de inwendige wrijvingshoek wordt aangehouden. Deze beschrijving stemt overeen met het fysieke grondgedrag. Als in een EEM-analyses echter situaties met doorgaand bezwijken worden beschouwd, dan schiet de mathematische beschrijving van de huidige constitutieve modellen qua eenduidigheid tekort.

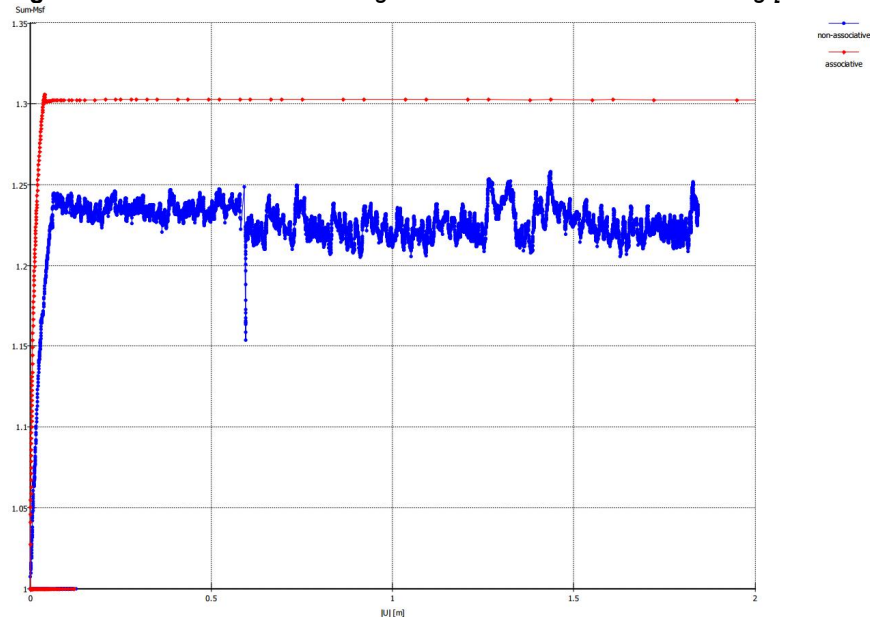
In een gedraineerde analyse moet onderscheid worden gemaakt tussen de piek- en reststerkte van een materiaal. De pieksterkte is de maximale sterkte die bereikt kan worden en de reststerkte is de sterkte die overblijft bij doorgaand vervormen. Er is een verschil tussen deze sterktes als de wrijvingshoek 25° of hoger is. De sterkte bij doorgaand bezwijken, de reststerkte, is lager dan de maximale sterkte. In de eindige elementen simulaties betekent dit dat het materiaal in schuifvlakken zal willen bezwijken. Tegelijkertijd met de schuifvlakvorming neemt de spanning loodrecht op schuifvlak af en komt er energie vrij. Dit mechanisme van schuifvlakvorming met het bijbehorende energieverlies maakt dat deze berekeningen zeer lastig uit te voeren zijn. Dit speelt zich vooral af bij materialen met een hoge wrijvingshoek en een kleine dilatantiehoek. Dit zijn de sterkteparameters die overeenkomen met de kritieke sterkte in het Camclay model en zoals deze meestal toegepast worden in de praktijk

Het verdient daarom aanbeveling om met een associatief model te rekenen. Hiertoe zullen echter de niet associatieve parameters welke overeenkomt met het werkelijke fysische gedrag dien te worden getransformeerd naar een associatieve parameterset met equivalente sterkte, een zogenaamd *equivalent associatieve parameterset*.

Het verdient daarom aanbeveling om met een equivalent associatief model te rekenen.

In figuur 2 wordt typisch voorbeeld gegeven waar binnen een EEM berekening met een niet een associatieve parameterset de fysische werkelijke sterkte niet wordt bereikt en bij gebruikt van een equivalent associatieve parameterset wel. Een equivalent associatieve parameterset is alleen toepasbaar in situaties die niet opsloten zijn dit zijn situaties waar omspanning ten gevolge van dilatantie geen significante rol speelt. De onderhavige damwandconstructie voldoet hieraan.



**Figuur 2** Voorbeeld de ontwikkeling van de MSF in PLAXIS berekening [Deltares 2009]

Gekozen is om te rekenen met het zogenaamde “*Best Guess Equivalent model*” dat op dit moment standaard voor constructies in waterkeringen wordt toegepast [Deltares 2013]. Hierdoor wordt enerzijds de werkelijke sterkte significant beter benaderd en anderzijds zijn de berekeningen numeriek veel stabielier wat leidt tot significant kortere reketijden.

#### A.2.2 Best Guess Equivalent model

Vervolgens dienen de niet-associatieve rekenwaarden ( $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $\psi' \neq \varphi'$ ) naar equivalent associatieve rekenwaarden ( $c_a^*$ ,  $\varphi_a^*$ ,  $\psi_a^* = \varphi_a^*$ ) te worden getransformeerd, gebruik makende van het Best Guess Equivalent model. Hiervoor geldt [Deltares 2013].:

$$\sin \varphi_a^* = \frac{R}{\sin 2\beta - R \cos 2\beta}$$

$$\text{met } \beta = 45^\circ + \frac{\varphi' + 4\psi'}{10}$$

$$R = \frac{\cos \psi' \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi' \sin \psi'} \quad (1)$$

$$\psi_a^* = \varphi_a^*$$

$$c_a^* \cot \varphi_a^* = c' \cot \varphi'$$

Op basis van (1) zijn voor de niet associatieve grondeigenschappen in tabel 2 associatieve grondeigenschappen bepaald en deze zijn gegeven in tabel 3. De waarden van de grondeigenschappen in tabel 2 dienen in de PLAXIS analyses te worden toegepast.

**Table 2** Associative soil parameters, average values of each layer, for Hardening soil

code	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\varphi_a^*$	$\psi_a^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	SM	18,5	20,7	(1,0 <sup>1</sup> )	37,0	37,0	69,2	69,2	207,7	0,9	0,5
2	CM		17,4	14,1	25,8	25,8	7,69	5,27	15,38	0,67	1,0
3	SD		21,8	(1,0 <sup>1</sup> )	39,8	39,8	115,4	115,4	346,2	0,9	0,5

<sup>1</sup>)Ten behoeve van PLAXIS berekeningen is 1 kPa cohesie toegevoegd

### A.2.3 Materiaal model

Voor de eerste berekeningen om het rekenschema uit te proberen kan het simpele Mohr-Coulomb model worden gehanteerd met als stijfheden: matig gepakt zand  $E = 50 \text{ MN/m}^2$ , matige vaste klei  $E=6,5 \text{ MN/m}^2$  en dichtgepakt zand  $E=125 \text{ MN/m}^2$ .

Geadviseerd wordt om te trachten ervaring op te doen met gebruik van het Hardening Soil model.

### Referenties

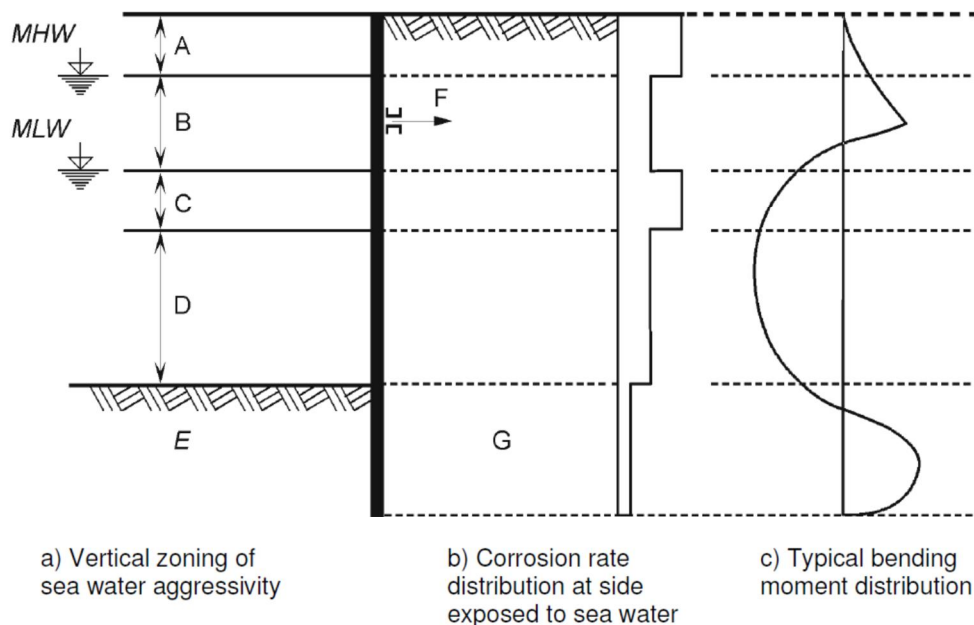
- [NEN-EN 1993-5 ] Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5 Palen en damwanden, Nederlands Normalisatie-instituut
- [NEN 9997-1] Geotechnisch ontwerp van constructies Deel 1: Algemene regels, Nederlands Normalisatie-instituut
- [TUD 2012] Reliability of Quay Walls, MSc Thesis, H.J. Wolters, TU Delft & Gemeentewerken Rotterdam, 2012
- [RWS 2013] Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken ROK 1.2 Doc. nr. : RTD 1001:2013 versie 1.2 status definitief van Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2013
- [Deltares 2009] SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen Achtergronden bij Activiteit EEM 04.a: Opstellen stappenplan 1001463-013-GEO-0001, Deltares, 23-09-2009
- [Deltares 2013] Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) Ontwerprichtlijn voor WSRL, ref. 1205887-000-GEO-0016, Deltares 03-03-2013
- [Deltares 2014] Corrosietoeslag van stalen damwandplanken in de grond, memo aan Leden van ENW Techniek, referentie 1209030-GEO-007, Deltares, 9-4-2014

## B Corrosion

This appendix presents an overview of recommended corrosion zones according to [NEN-EN 1993-5] and values for thickness-reduction on the side without soil recommended by [RWS, 2013] and on the side of the soil as proposed by [Deltares, 2014].

### B.1 Definition of corrosion zones [NEN-EN 1993-5]

EN 1993-5: 2007 (E)



A	Zone of high attack (splash zone);	B	Intertidal zone;
C	Zone of high attack (Low water zone);	D	Permanent immersion zone;
E	Buried zone (Water side);	F	Anchor;
G	Buried zone (Soil side)		
MHW	Mean high water;	MLW	Mean low water

## B.2 Thickness reduction due to corrosion [RWS 2013]

### 7.14 Deel 5: Palen en damwanden

Aanvullingen op NEN-EN 1993-5 + NB.

4.4 (2)	Eis
---------	-----

NEN-EN 1993-5, Tabel 4-2 moet voor eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen, worden vervangen door tabel 7-3.

**Tabel 7-3: Dikteverlies door corrosie bij eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen (zones volgens NEN-EN 1993-5, fig. 4-1)**

Ontwerplevensduur [jaar]	5	25	50	75	100
<b>expositie</b>					
zoet water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0
zoet water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,75	3,75	7,5	11,25	15,0

Bij sluizen loopt zone C tot op de bodem; zone D is daar niet van toepassing.

#### Toelichting:

Aangezien in sluizen een door afspoeling eroderende omgeving aanwezig is, is de corrosiesnelheid in tabel 7-3 constant in de tijd. De waarden komen overeen met de 'Handreiking rekenmethodieken NIC, groene versie', de interne bureauregistratie die tot 2006 bij de afdeling Constructie Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat werd gehanteerd.

## B.3 Thickness reduction due to corrosion of soil embedded steel sheet pile sections [Deltares 2014]

		Corrosietoeslag (dubbelzijdig) (mm)	
		50 jaar	100 jaar
1	Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel	1,2	2,4
2	Geroerde grond, of ligging in zone met fluctuatie van grondwaterspiegel, of ligging boven de grondwaterspiegel	2,4	4,4

<sup>1</sup> In de uitdrukking 'ongeroerde grond' betekent ongeroerd dat de grond niet op enige manier is omgewoeld, dus 'vast' is. Het tegengestelde van ongeroerd is geroerd of los (<http://www.encyclo.nl/begrip/ongeroerd>). Voor het bepalen van de diepte kan gebruik worden gemaakt van de ontgravingsdiepte samen met de aanvullingshoogte.

## C The Probabilistic Toolkit

### C.1 Introduction

The Probabilistic Toolkit (PTK) can perform probabilistic analysis and/or automated sensitivity analysis on an arbitrary internal or external model. The user can enter his/her model within the model (internal) or link to an existing model (external). For more information on the PTK the user is referred to the manual [Deltares, 2016b].

### C.2 Theoretical background of reliability methods

A basic introduction to reliability analysis, such as follows, can be found for example in [CUR, 1997], [Steenbergen, 2004].

In reliability analysis limit state functions, here denoted by  $Z$ , are defined such that:

$$\begin{cases} Z < 0 \text{ corresponds to failure and} \\ Z \geq 0 \text{ corresponds to no failure} \end{cases} \quad (38)$$

And  $Z$  generally takes the form of:

$$Z = R - S \quad (39)$$

where  $R$  stands for resistance (capacity) and  $S$  for solicitation (load). Consequently,  $Z < 0$  corresponds to the load being larger than the capacity and hence to a failure state.  $R$  and  $S$  will be either stochastic parameters themselves or functions of a number of stochastic parameters  $X$ :

$$Z = R(X) - S(X) \quad (40)$$

In structural reliability, one then wants to be reassured that a design - given the stochastic nature of e.g. the materials, handling, operation and loads - has an acceptable low level of failure probability. Hence the need for methods to calculate these probabilities. The probability of failure follows from:

$$P_f = \int_{Z < 0} f(x) dx \quad (41)$$

Here  $f(x)$  is the joint probability distribution function of the set of stochastic parameters  $X$ .

In words, eq.(4) is the total probability as obtained by integrating this probability density function over that part of its domain that corresponds with  $Z < 0$ .

Instead of the probability of failure one usually refers to the reliability index  $\beta$ . It is related to the probability of failure by:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (42)$$

in which  $\Phi$  is the standard normal distribution. The reliability index  $\beta$  is easier and more intuitive to use and is directly related to the safety level, i.e. the safety/reliability increases as the index increases.

For solving the integral, a number of methods are available such as plain numerical integration, Crude Monte Carlo, Importance Sampling (IS) and Directional Sampling (DS), First Order

Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM, not in PTK available) and response surface methods like DARS.

The Monte Carlo method consists of randomly sampling the  $X$  values from their distributions and calculating the relative number of simulations for which  $Z < 0$ :

$$P_f = N_f/N \quad (43)$$

where  $N$  is the total number of calculations and  $N_f$  the number of failed states found.

In DS the basic variables are transferred into polar coordinates ( $\lambda, \underline{\vartheta}$ ) The unit vector  $\underline{\vartheta}$  defines the direction and the scalar quantity  $\lambda$  defines the length of the vector in standard normal u-space. For each uniformly sampled direction  $\underline{\vartheta}_i$  the value of  $\lambda_i$  is determined for which the limit state function equals zero:

$$Z_i = Z(\lambda_i, \underline{\vartheta}_i) = 0 \quad (44)$$

An estimate of the probability of failure  $P_f$  is obtained by performing  $N$  directional Monte Carlo simulations of the  $\underline{\vartheta}$  vector. Every direction results in a sample value  $P_{fi}$ :

$$P_{fi} = P \left[ Z(\lambda_i, \underline{\vartheta}_i) < 0 \right] = 1 - \chi_n^2(\lambda_i^2) \quad (45)$$

in which  $\chi^2$  is the chi-squared cumulative distribution function and  $n$  the number of random variables.

The estimate for the probability of failure is calculated as the weighted mean value of the sample values  $\chi_{ni}^2$ :

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \chi_{ni}^2 \quad (46)$$

FORM is an iterative method that makes use of stepwise linearization of the limit state function. FORM is a fast method, especially when compared to e.g. Monte Carlo and when small probabilities need to be calculated. A drawback, however, is that depending on the nature of the function, convergence might not always be achieved or a local minimum (instead of a global minimum) may be found. In case the failure domain is curved the resulting failure probability is under or overestimated, which can be mitigated by using SORM, a second order counterpart of FORM. The benefits of FORM (speed) thus always have to be weighed against the knowledge one has with respect to the nature and behaviour of the target function.

A more dedicated method is DARS [Waarts et al, 2000] which is a combination of DS with a Response Surface<sup>11</sup> that is created and updated during sampling. The response surface enables efficiency in calculation time as, under appropriate conditions, intermediate samples can be taken from this surface instead of from expensive model calculations.

FORM and SORM are not suited to directly investigate multiple limit states or mechanisms at once, i.e. doing a system analysis. A work around would be to quantify the failure contribution of each mechanism separately with FORM or SORM when possible, taking advantage of the calculation efficiency of these methods and afterwards combine the results in a system analyses of series and/or parallel systems/mechanisms according to [Roscoe et al, 2015].

<sup>11</sup> In statistics, response surface methodology (RSM) explores the relationships between several explanatory variables and one or more response variables. The main idea of RSM is to use a sequence of designed experiments to obtain an optimal response.

FORM is an approximate method, while ordinary Monte Carlo or DS are pure probabilistic methods with higher accuracy. The Monte Carlo is a very straightforward method, while FORM has limitations when complex  $Z=0$  are necessary and/or it is not possible to approximate with Normal distributions.

Important by-product of the probabilistic methods is that next to the probability of failure also the influence coefficients ( $\alpha$  of  $\alpha^2$ ) and design point are computed. The design point is defined as the point with the highest probability density in the failing domain. With the influence coefficients, one can assess the influence of each random variable and choose the necessary number of basic variables of a problem (random variables can be reduced without compromising the accuracy of the reliability calculation).

#### Direction Sampling used in this report

In this report it was decided to use DS as it seems to gather important advantages with respect to other methods:

- Most importantly the method is very robust while analysing highly non-linear computation models with complex z-functions. This in contrast to FORM – like methods.
- It allows for a stop-continue option in case a crash occurs (which may be expected to happen with long calculation times)
- it is a fully probabilistic method (taking into account all characteristics of the random variables);
- the method is able to return the influence coefficients which are an important part of the result and can be used to gain insight in the results;
- The computational time is very optimised in comparison with (crude) Monte Carlo simulations. However still calculation times may be in the order of weeks (depending on the failure probability of problem at hand). Note: alternatives using response surface techniques (like ref.[28]) are expected to become available on relative short notice in the PTK allowing for a significant reduction of calculation times.

### C.3 Coupling the Probabilistic Toolkit and PLAXIS

In this paragraph some more detailed background information is presented belonging to chapter 2 “Coupling the Probabilistic Toolkit and PLAXIS”.

In more detailed steps, the reliability analysis is carried out the following way:

1. After pressing start in the PTK a first simulation is made (based on the input and correlation of the stochastic variables)
2. PTK adjusts a prepared \*.txt file which already contains relevant PLAXIS input commands
3. The python script reads the \*.txt file and executes the commands such that the first PLAXIS simulation is performed
4. After the calculation the python scripts executes the relevant output commands to retrieve the relevant results and send the results to the PTK
5. The PTK computes the limit state functions
6. PTK prepares the next simulation (based on the results of 6.)
7. Carry out steps 4 to 7 until the, user specified, convergence criteria of the selected reliability integration method is reached. The PTK then presents the relevant results such as the reliability (Beta value) and influence factors.

It is essential that the PLAXIS simulation converges to the desirable criteria, and under the physical boundary conditions that have been determined. Likewise, the convergence criteria of the reliability methods shall be manipulated to enable the optimization algorithms to converge efficiently.

Related to Table 2.1 is the table below which gives a more detailed overview of the created special commands within this research project.

Special command	Does what?
MaxAngular Distortion Sheetpile	Derives from the PLAXIS deformations output of the plates per specified zone/section the maximum (absolute) rotation difference between node pairs. For this the special command organizes the nodes, removes double nodes and calculates the rotation differences between consecutive node pairs.
MaxBendingMoment	Derives from the PLAXIS forces output of the plates per specified zone/section the maximum absolute bending moment
Corrosion Reduction SheetPile	Determines based on the (stochastic) corrosion values as provided by the PTK the initial input properties for a sheet pile section and transforms these into the required PLAXIS input (EA, EI, w, Mp, Np). These are the properties required for the elasto-plastic plate elements with plastic hinge option. Note that these initial properties are without softening.
CorrosionReductionAnchor	Determines based on the (stochastic) corrosion values as provided by the PTK the initial input properties for the anchor rod and transforms these into the required PLAXIS input (EA).
SofteningModule	Extracts from PLAXIS Output per section $M_{max;i}$ and $\Phi_{i;max;i}$ . If section is Class 1/2/3 it makes a check on rotation capacity, if section is Class 4 it makes a check on bending moment capacity. This command can lower the $M_{max;i}$ and at the same time increase $\Phi_{i;CD}$ , and determine new PLAXIS Input. Also see appendix E.4 for more information on this module.
CorrosionReductionSheetPileElastic	Command works the same as "Corrosion Reduction SheetPile" however it always sends $M_p = 1E12$ to PLAXIS to make sure the plate element behaves elastic (no plastic hinge)
OutputValues	Extracts from PLAXIS Output per section $M_{max;i}$ . Command can be used in case no softening is applied.

Table C.1 Explanation of special commands developed for the case study of a retaining wall

Hereafter in more detail the challenges and limitations to consider are described.

### Challenges to consider

A number of challenges were found during the research:

- What if PLAXIS fails in a phase before the last phase? Current implementation: a check is included in the generic python coupling files to see if the last phase is reached. If the last phase is not reached an exception is raised and the calculation is stopped so the USER notices this behaviour. Note: during this research the case study was set up in such a way the last phase was reached in all calculation runs.
- What if the last phase fails (i.e. does not reach  $SUMMStage = 1$ )? In the current implementation the last phase is then recalculated with arc length control switched off.



This is done to doublecheck it is not a numerical issue. If the phase does still not reach  $SUMmstage = 1$  then results are accepted and assumed to be a soil failure and used to calculate the LSF.

- It was decided to use the numerical integration method Directional Sampling. Although this is a robust method, it takes long calculation times. Typical calculation times found with the case study are in the order of weeks. Ideally calculation times can be reduced to order of days to make the approach more practical.

### Limitations

There are a number of limitations with the current implementation.

Related to generic python coupling files

- Some installation paths are hardcoded in the python files, they can however easily be generalised
- For the python file "Distortion":
  - The calculated rotation between node pairs of the plate elements representing the sheet piles is the total rotation (i.e. elastic + plastic), which is a conservative assumption.
  - The file makes use of a linearization for the deformations in between the FE nodes. The rotations outputted by PLAXIS per node are based on the more advanced beam theory used for the plate elements. Hence differences occur in results. Ideally more sensitivity analysis is performed to gain more insight in the possible differences and the impact on results. For now it is believed that results are acceptable as long as the mesh size (and thus the node distance) is relatively small.

Related to LSF and SpecialCommands

- Effects of normal force and shear force are not included for sheet piles;
- The mechanical properties, the effect of corrosion and the effect of softening are currently only implemented for an AZ26 sheet pile profile
- For the anchor a fixed yield stress of 355 N/mm<sup>2</sup> is used
- For the anchor wall a fixed yield stress of 240 N/mm<sup>2</sup> is used.
- The current LSF for the anchorwall is only intended for Class 1, 2 or 3 behaviour and as such not suitable for very large corrosion values on the anchor wall as it would then fall into Class 4 and require a different LSF. Within this case study it was double checked that corrosion values were so low that only Class 1, 2 or 3 behaviour was relevant.

Related to PLAXIS

- The original ambition was to carry out calculations with the 'Hardening soil' soil model. However, due to some unknown randomness in the calculation method, for the same input parameters the output results (such as deformations and stresses) differ up to 5%. While for a deterministic or semi-probabilistic (partial factor based) calculation such differences can be negligible, in a probabilistic calculation, where failure 'directions' are to be identified, these inherent 'randomness' in the output of the FEM calculation jeopardise the results. As such, PLAXIS 'Hardening soil' soil modelling was not used for the main calculations. Note: during the project it became clear that the randomness of

the HS model can be diverted by forcing the calculation on a single thread. To gain experience some runs were performed with the HS model, see paragraph 6.4.1.

- It became clear during this project while using the PLAXIS version 2018.00 that a PLAXIS exception occurred in a random manner. It was confirmed by PLAXIS support that this indeed was a known issue in the software. Result of this known issue is that an exception window is opened in the software which has to be closed manually. Since this is not possible during an automated loop the calculation hangs until the user restarts the calculation. PLAXIS supports indicated that also here a work around would be to force the calculation on a single thread. For this a so called “toggles” folder needs to be created in the PLAXIS installation folder and a file named: `TASKS_FORCE_SINGLE_THREAD` should be placed in this toggles folder. As a result the calculation kernel will only use a single calculation thread. This work around proved to work ok during this research.

#### C.4 Experiences using Directional sampling in the PTK

When making use of the DS method in the PTK it is good to be aware of the different calculation options. In this paragraph the gathered experiences during this project have been reported with these calculation options.

Method	
Method	Directional sampling
Random sequence type	Repeatable random
Seed	0
Design point determination	Center of gravity
Realizations	
Min directions [#]	2
Max directions [#]	5000
Realizations calc together [#]	1
Direction	
Max u in direction [u]	6
Step size [u]	1
Precision u in direction [u]	0.1
Precision limit state value [x]	0.1
Limit state behaviour	Varying
Convergence	
Var coefficient failure [-]	0.1

Figure C.1 Calculation options with method Directional sampling

It is good to be aware of the following terms used:

- Direction = when using the method Directional sampling the program randomly selects a vector in the variables [u] space. Along this vector it searches for the point where the LSF equals zero ( $z = 0$ ), i.e. the boundary between non-failure and failure.
- x-space = the stochastic variables are defined by the user in the physical “x-space” according to a certain reliability distribution with a mean and standard deviation. The PTK automatically transfers the stochastic variables into the so-called “u-space”.
- u-space = In u-space all variables are transformed into standard normal distribution with mean = 0, standard deviation = 1. This mathematical transformation simplifies the reliability analysis. In u-space the origin (i.e. Beta = 0, Pf = 0.5) is formed by the point where all the variables are equal to the 50% quantile value.
- Design point = the point in u-space which is the closest to the origin and as such has the highest failure probability density and thus the largest contribution to the calculated probability of failure

The calculation options shown in Figure C.1 are further explained hereafter:

### Method

Here the user can select the desired reliability analysis method: FORM, DS, etc.

### Random sequence type

- Random = directions are chosen in a non-repeatable manner
- Repeatable random = directions are chosen in a repeatable manner (when adding or removing stochastic variables the repeatable manner however is changed)
- Repeatable random per variable name = directions are chosen in a repeatable manner per variable

### Seed

a collection of predefined but random set of numbers. When the seed is not changed, exactly the same samples are generated and thus results are reproducible.

### Design point determination: nearest to mean / center of gravity

With the default option “nearest to mean” the program takes the direction with the largest contribution to the probability of failure as decisive for the influence factors. This approach is an approximation of the influence factors.

More accurate approximation of the influence factors can be made by use the “centre of gravity” option. In this case the program uses all samples in the failing domain and takes the weighted mean.

Note: with the desired accuracy used during this study the influence factors found while using the DS method were considered a first indication. The accuracy of the influence factors is dependent on the amount of directions calculated (and thus how close we come to the real design point).

### Limit state behavior: varying or monotone

Varying = the PTK will always continue to search up to the specified “max u in direction”

Monotone = the PTK will stop searching in a direction if the value of the limit state function is increasing instead of decreasing.

With the current implementation of the softening module it may happen that there is a strong non-linear and non-monotonous behavior around  $z = 0$ . As such the option “varying” should be used instead of “monotone” or else it could happen that the search in this direction stops too soon due to increasing  $z$ -function where-as in reality there is still some  $z < 0$  space behind it;

### Parallel chunk size

The program allows for running parallel calculation using multiple cores. At this moment this is not recommended for PLAXIS calculations.

### Min. directions [-]

The minimum number of directions to be searched by the program. For a more complex model this number will not be so relevant.

### Max. directions [-]

The maximum number of directions to be searched by the program. For a more complex model this number might be used to force the program to stop before the convergence criteria are reached.

### Maximum [u] in direction

The maximum length of the vector to be explored in u-space. As a rule of thumb: this value should be chosen at least a value of 2 larger than the expected/calculated Beta value.

### Step size

The PTK allows for specifying the step size used per direction. When the step size is too big, variations and non-monotonous behavior within the step are overlooked. Default step size is 1. A number of runs have been tried using a larger step size. It is concluded that for a model with a strongly non-linear behavior around  $z = 0$  this may lead to inaccurate results since the PTK is using a linear interpolation between the point with  $z > 0$  and the point with  $z < 0$ . Recommended is to use the default step size when using softening.

Two examples are shown:

- run B11, direction 693 with step size of 1
- run A11, direction 2287 with step size of 3

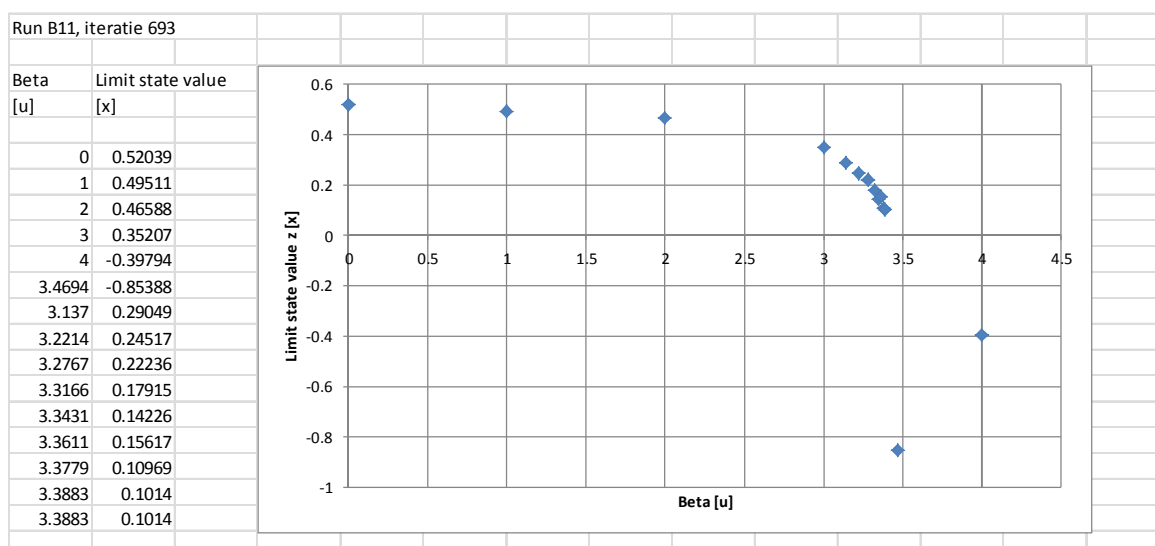


Figure C.2 Example step size of 1. On the left side the numerical values from the PTK, on the right side the graphical representation of these numerical values

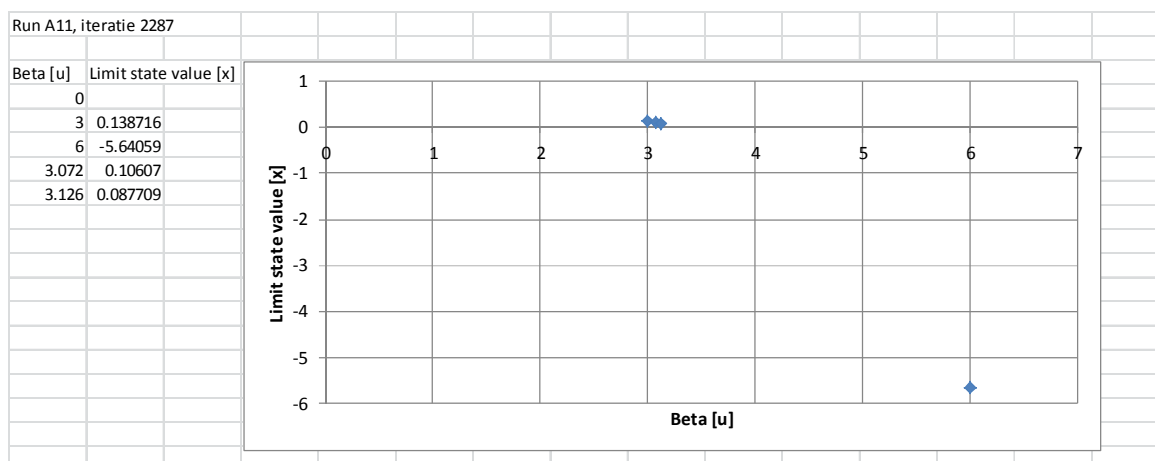


Figure C.3 Example step size of 3. On the left side the numerical values from the PTK, on the right side the graphical representation of these numerical values

**Example of strong non-linear behavior around z = 0**

In Figure C.4 an example has been shown of the strong non-linear convergence around z = 0 in the case of using softening. For a Beta [u] = 4 the program calculates a limit state value close to zero (even within the specified tolerance). However no failure is found. This is the results of the fact that the PTK first needs to cross the z\_phi = 0 line (and thus a negative z value calculated) in order to classify something as failure.

Or in other words the way the softening module has been implemented (in combination with the behavior of the PTK) it will make sure that first all (remaining) strength/rotation capacity is mobilized (Rho\_min = 0.85). In the PLX file we make use of elasto-plastic plate elements for which the maximum capacity Mpl\_hinge is specified. PLX will make sure that the bending moments are limited in the plastic hinge and forces are redistributed inside the structure. Within the python module there is a check on rotation capacity phi\_max < phi\_CD. As long as this condition is not satisfied the python module will try to soften even further and see if equilibrium of rotations can be found. In case this criterium is satisfied the LSF on rotation capacity z\_phi is by definition > 0. In case this criterium can no longer be satisfied then by definition Rho has reached the minimum value of 0.85 for at least one of the sheet pile sections and z\_phi is beneath 0.

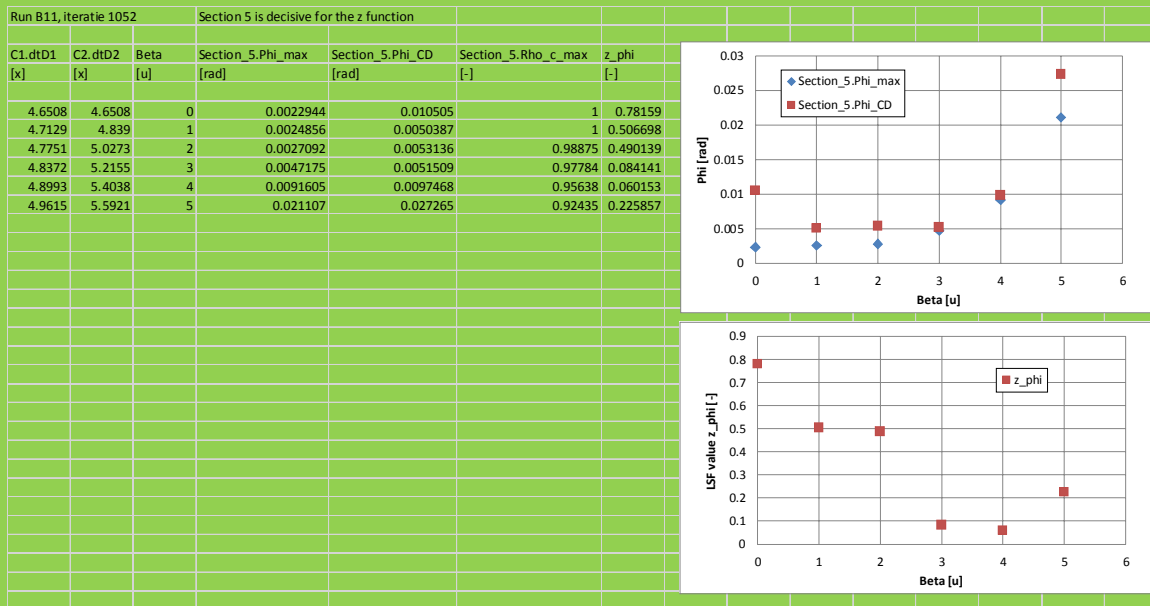


Figure C.4 Example of the non-linear behavior of implemented SofteningModule

**Diff u per direction [u] / precision limit state value [x]**

The difference allowed in u-space / x-space for a certain direction between the calculated value and the LSF = 0 such that the programs considers the result as sufficiently converged. In a trial and error way it was found that a value of 0.1 seems to give reasonable results for this project.

**Var coefficient failure [-]**

Based on the results over all directions the program determines a probability of failure (and the corresponding Beta value) and the variation coefficient in the physical x-space. The variation coefficient determined by the PTK relates to the probability of failure Pf and **NOT** the Beta value. For this case study a variation coefficient of 0.1 seemed sufficiently accurate.

As an example, a coefficient of variation of 0.1 belonging to a Beta value of 1.9 gives:

- $\text{Beta} = 1.90 \Rightarrow \text{Pf} = 2.87\text{E-}2$
- $\text{Pf plus one st.dev.} = 2.87\text{E-}2 + 0.1 * 2.87\text{E-}2 = 3.16\text{E-}2 \Rightarrow \text{Beta} = 1.86$
- $\text{Pf minus one st.dev.} = 2.87\text{E-}2 - 0.1 * 2.87\text{E-}2 = 2.58\text{E-}2 \Rightarrow \text{Beta} = 1.95$

As an example, a coefficient of variation of 0.3 belonging to a Beta value of 1.9 gives:

- $\text{Beta} = 1.90 \Rightarrow \text{Pf} = 2.87\text{E-}2$
- $\text{Pf plus one st.dev.} = 2.87\text{E-}2 + 0.3 * 2.87\text{E-}2 = 3.73\text{E-}2 \Rightarrow \text{Beta} = 1.78$
- $\text{Pf minus one st.dev.} = 2.87\text{E-}2 - 0.3 * 2.87\text{E-}2 = 2.01\text{E-}2 \Rightarrow \text{Beta} = 2.05$

## D PLAXIS model

### D.1 PLAXIS base model

The following construction phases are used

1.  $K_0$ -procedure for the generation of the initial stresses under horizontal groundwater level at NAP -1 m and with surface level of the soil at NAP +5 m;
2. Excavation of the soil to NAP +2 m and set up in ground water level to NAP +1 m, head is NAP 0 m in deep sand and interpolation of pore pressures over layer KM;
3. Installation (activation) of the sheet pile wall, anchor and anchor wall;
4. Fill on the right side (anchor side) of the sheet pile to NAP +5 m;
5. Excavation (complete) on the left side of the sheet pile;
6. Lower the water level (apply expected water level conditions) on the left side of the sheet pile and application of the (expected) surface load on the right side of the sheet pile;

A screenshot of the relevant phases has been shown below

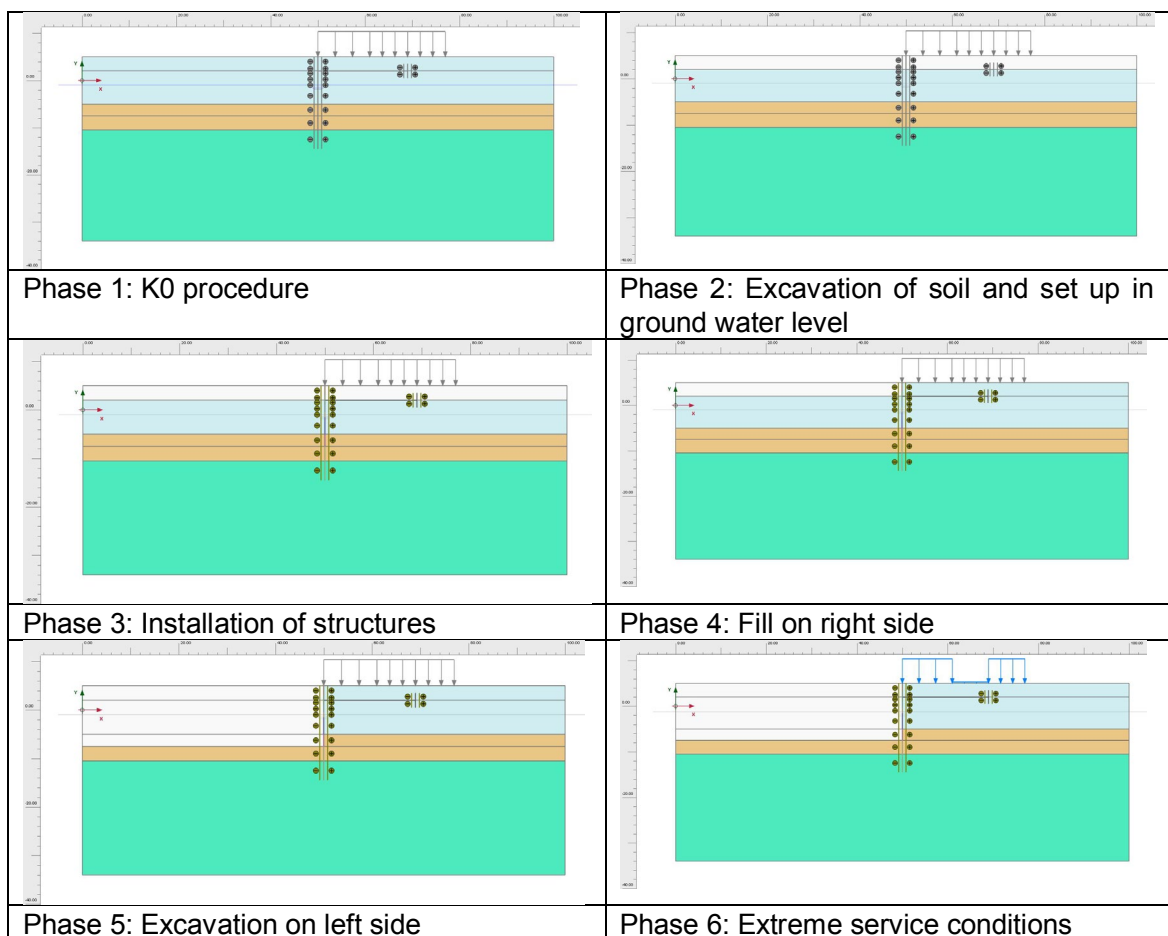


Figure D.1 Screenshots of relevant phases

ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated en...	Ignore undr....	Reset displa...	Updated me...	Max.steps (D)
Initial phase [InitialPhase]				0.000 day	0.000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	250
Ontgraven en water [Phase_2]				<b>0.000 day</b>	<b>0.000 day</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>1000</b>
Plaatsen constructies [Phase_3]				0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000
Aanvullen tot +5m rechts [Phase_4]				0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000
ontgraven [Phase_5]				0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000
bovenbelasting + verlagen ws (arc ON) [Phase_6]				0.000 day	0.000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000

Figure D.2 Screenshot of calculation settings used

Note: within the PLAXIS file all these construction phases are considered/ added in order to model the stresses in the soil, and the structures, given a certain set of properties/parameters. Also, if considered, these phases are used to model the ground water. Even though the carried out reliability analysis concerns the assessment of an existing structure, the current/existing soil stresses, at the time of the assessment, are necessary to perform the analysis, as they are 'built' during the construction phase. This is especially true when soil parameters are being considered as random, where for example a change in soil unit weight will change the soil stresses.

Note: during preparation of the PLAXIS file it was noticed that if phase 6 was split in first lowering the water level (phase 6) and then applying the surface load in a next phase (phase 7) it could happen that failure would occur in the fore last phase 6. This would complicate the python code as it should be able to handle failure in both phase 6 and 7. It was chosen for this study to combine the loads in one phase. It was checked that combining the loads in one phase would generate the same results as two separate phases. Furthermore it was doublechecked that failure during phases prior to the last was highly unlikely. As a backstop a break was included in the python code that would stop the calculation loop in case the PLAXIS calculation would fail/stop in a phase before last.

## D.2 InputCommand file (i.e. change file)

The PLAXIS base model has been described in the previous paragraph. Now during the reliability analyses changes are to be made to (the stochastic variables in) this base model.

For this a so called InputCommand file has to be created by the user. This file consists of basic PLAXIS commands (as can be found in the PLAXIS manuals) to change the Input or to extract output. Additionally so called special commands (SC) can be created. These SC allow for more complicated tasks to be completed (i.e. tasks that cannot be performed using the default PLAXIS commands). For example: to generate the Input properties for a plate element (EA, EI, Mpl\_hinge) based on the amount of corrosion and the yield stress.

An example of an InputCommand file used in this study has been shown in figure below.



```

keywords
#input
_gotostructures
sps ZM "gammaunsat" %ZM.gammaunsat=18.5% "gammasat" %ZM.gammasat=18.5%
sps ZM "phi" %ZM.phi=30.0% "psi" %ZM.psi=30.0%
sps ZM "Eref" %ZM.ERef=5000%
sps KM "phi" %KM.phi=30.0% "psi" %KM.psi=30.0%
sps KM "Eref" %KM.ERef=5000%
sps KM "cref" %KM.cref=5%
sps ZD "phi" %ZD.phi=37.0% "psi" %ZD.psi=37.0%
_set Point_21.y %Bottom.ylevel=-7.5%
_set Point_8.y %Bottom.ylevel=-7.5%
_set Point_24.y %Bottom.ylevel=-7.5%
_getomesh
_mesh 0.06
_gotostages
_movepoint UserWaterLevel_2.Points[0] -5 -%WL.waterlevel=1.3%
_movepoint UserWaterLevel_2.Points[1] 105 -%WL.waterlevel=1.3%
_set LineLoad_1_1.qy_start Phase_6 -%LL1_1.QYStart=40%
_set LineLoad_2_1.qy_start Phase_6 -%LL2_1.QYStart=15%
_set LineLoad_3_1.qy_start Phase_6 -%LL3_1.QYStart=35%
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secA", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [%Time.time=50%, 75], [2.45, 4.65])
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secB", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [%Time.time=50%, 75], [3.2, 4.65])
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secC", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [%Time.time=50%, 75], [2.4, 4.65])
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%,
0.356, 13.0], [%Time.time=50%, 75], None)
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD2", %C2.dtD2=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%,
0.356, 13.0], [%Time.time=50%, 75], None)
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD3", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%,
0.356, 13.0], [%Time.time=50%, 75], None)
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secE", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [%Time.time=50%, 75], [1.8, 4.65])
*CorrosionReductionSheetPile("AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secF", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [%Time.time=50%, 75], [3.4, 4.65])
*CorrosionReductionAnchor("Anchor", %C1.dtD1=2%, [2.1E8, 63.4], [%Time.time=50%, 75], [1.7, 4.65])
_calculate
$6
#output
*SofteningModule("Phase_6", ["Plate_1", "Plate_2", "Plate_3", "Plate_4", "Plate_8", "Plate_9", "Plate_5"],
[%C1.dtD1=2%, %C1.dtD1=2%, %C1.dtD1=2%, %C1.dtD1=2%, %C2.dtD2=2%, %C1.dtD1=2%, %C1.dtD1=2%],
[[2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356, 13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356, 13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356,
13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356, 13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356, 13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%,
0.356, 13.0], [2.1E8, %Steel.fy=2.4E5%, 0.356, 13.0]], [[%Time.time=50%, 75], [%Time.time=50%, 75],
[%Time.time=50%, 75], [%Time.time=50%, 75], [%Time.time=50%, 75], [%Time.time=50%, 75], [%Time.time=50%,
75]], [[2.45, 4.65], [3.2, 4.65], [2.4, 4.65], None, None, None, [1.8, 4.65]])
echo Phase_6.Reached.SumMstage
getsingleresult Phase_6 ResultTypes.Plate.M2D (69 2) True
getsingleresult Phase_6 ResultTypes.NodeToNodeAnchor.AnchorForce2D (69 2) True

```

Figure D.3 Example of InputCommand file, consisting of regular PLAXIS commands and special commands

### Explanation

- Keywords = this word is required for the PTK to be able to read the text file
- #input = required for python interpreter that code below deals with Input and can directly be "fired" to PLAXIS Input
- %..% = these so called "flags" are used by the PTK and indicate that all text between the percentage signs is first read by PTK to recognise the stochastic variables and will later on be replaced by a numerical value (the drawn stochastic value)
- \* = flag used by python interpreter to recognise a so called Special Command which triggers a python function allowing for more complex pre -and post processing tasks to be executed

- \$ = symbol used by python interpreter to understand from which PLAXIS phase the relevant output should be extracted. If this phase is not reached the calculation loop should be stopped
- #output = required for python interpreter that code below deals with Output and the commands can be “fired” to PLAXIS Output

Note 1: for more information on the special commands see Table C.1.

Note 2: a tip is to define every parameter that is potentially used as a stochastic variable with the %..% in the InputCommand file. This way it can be easily switched between stochastic or deterministic in the PKT without later adjustments to the InputCommand file.

Note 3: keep in mind whether a value is positive or negative (in line with the definition in PLAXIS). It is possible to define a value as positive in the PTK and then by including a minus sign in the InputCommand file to revert the sign (-%..%) while setting this value in PLAXIS. This approach is used here for defining the waterlevel. The intention is to use a Gumbel extreme minima distribution, this however is not directly supported by the PTK. Therefore we define a Gumbel extreme maxima distribution in the PTK and by adding the minus sign switch to a Gumbel extreme minima in PLAXIS.

### D.3 PLAXIS settings

In this paragraph additional information is presented on the settings in the PLAXIS base model.

- As mentioned before, the Mohr Coulomb (associative) soil model is used for modelling the soil.
- Elastic-perfectly plastic behaviour is used to model the sheet pile structure (to allow for plastic hinges and hence softening to occur).
- Elastic behaviour is assumed for the anchor (no plasticity allowed).
- For the anchor wall plasticity is allowed but no plastic hinges are allowed.
- The arc-length control is switched off in all phases prior to last to prevent numerical issues (spontaneous unloading). Arc-length control is set ON in the last phase and the maximum number of steps is set to 1000.
- Changes are made to the geometry (i.e. excavation level) in the INputCommand file, as such the program needs to remesh. During remeshing the program also automatically will start with automatic regeneration of phases in relation to variation of geometry. The program tries to see if due to the changes in geometry the specified phasing can still be used or (when relevant) updates the phasing. Based on experience it is found that with small geometrical changes (i.e. intersection of a line with a soil cluster as used here) the program is robust and updating of the phases works ok. It is recommended to carefully consider results if more complex geometry changes are made during automated calculations;
- In general the recommendation is to carefully “condition” the PLAXIS base model. Things to consider are to simplify the model as much as possible (to reduce calculation times, chance of numerical issues), to inspect model behaviour for more extreme stochastic values and to choose robust numerical settings.
- While using the InputCommand script note that it is possible to change multiple (soil) parameters with one “sps” command. Advantage of this approach that this prevents Input errors due to inconsistent parameter combinations. It may else happen that when changing parameters one at a time that PLAXIS returns an error.
- It became clear during this project while using the PLAXIS version 2018.00 that a PLAXIS exception occurred in a random manner. It was confirmed by PLAXIS support that this indeed was a known issue in the software. Results of this known issue is that a exception

window is opened which has to be closed manually. Since this is not possible during an automated loop the calculation hangs until the user restarts the calculation. PLAXIS supports indicated that also here a work around would be to force the calculation on a single thread. For this a so called toggles folder needs to be created in the PLAXIS installation folder and a file named: TASKS\_FORCE\_SINGLE\_THREAD should be placed in this toggles folder. As a result the calculation kernel will only use a single calculation thread.

- It also became clear during the project that after running the coupling for a number of days (and hundreds of PLAXIS calculations) inevitable a crash or issue will occur with PLAXIS. It is for this moment not clear whether this an inevitable effect of running so many PLAXIS calculations after each other or an effect of the developed python code. However the PTK can simply be stopped and the run can be saved. After rebooting the computer the run can simply be continued.
- It is furthermore recommended that use is made of the python version installed with the PLAXIS installation.

### Arc-length control

Considering the arc-length option, assume a certain geometry and load, and that during the calculation the load to be applied is larger than the failure load. The calculation would then try to apply the load defined by the user over and over again without converging to a solution as the load can simply not be applied. Hence, the calculation will keep iterating. When using the arc-length control the calculation will in fact accurately find how much of the load can really be applied (see figure D.3.).

In principle using arc-length control or not makes no difference for the result of the calculation if no failure occurs. However, in case of failure the results will differ because without arc-length control there is no accurate determination of the failure load. Generally, without using arc-length control the failure load is overestimated. Since arc-length control is meant to determine failure accurately, it's recommended to always do Safety analysis with arc-length control switched on.

It may happen in some situations that use of the arc-length control results in numerical failure as this option triggers "spontaneous unloading". In this case it is justified to switch the option off.

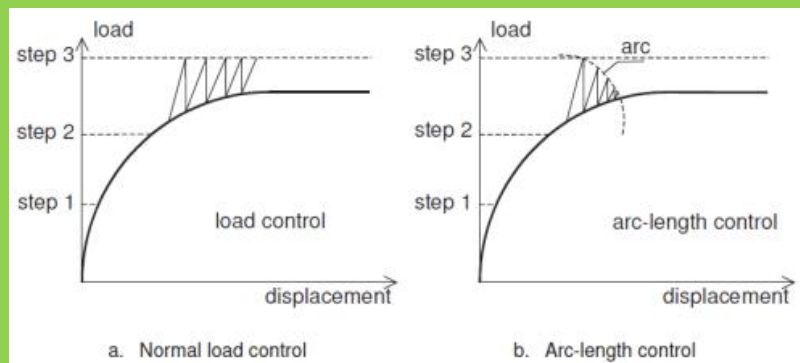


Figure D.3. Arc-length control effects (PLAXIS)

## E Plastic rotation capacity

### E.1 Classification of cross sections

EN1993-5:2008, Design of steel structures – Part 5 : Piling, provides principles and application rules for the structural design of bearing piles and sheet piles made of steel.

The code distinguishes between so called Classes of cross-sections:

- Class 1 cross-sections for which a plastic analysis involving moment redistribution may be carried out, provided that they have sufficient rotation capacity;
- Class 2 cross-sections for which elastic global analysis is necessary, but advantage can be taken of the plastic resistance of the cross-section;
- Class 3 cross-sections which should be designed using an elastic global analysis and an elastic distribution of stresses over the cross-section, allowing yielding at the extreme fibres;
- Class 4 cross-sections for which local buckling affects the cross-sectional resistance, see Annex A.

Classification of cross-sections may be done in accordance with Table 5-1 from EN 1993-5:2008. Table 5-1 has been repeated here in Table E.1. Relevant parameters in the classification are the width and thickness of the compressed flange of the steel sheet pile as well as the yield stress in relation to a reference yield stress (235 MPa). The ratio " $b/t_f/\epsilon$ " basically states that the slenderness of the sheet pile profile becomes the more prone it becomes to local buckling effects. Also, the higher the allowable yield stress the more prone it becomes to local buckling effects, since a higher stress in the same (slender) cross section also leads more quickly to local buckling effects.

Table 5-1: Classification of cross-sections

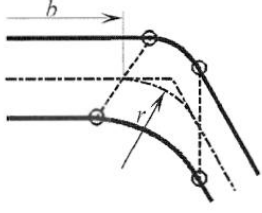
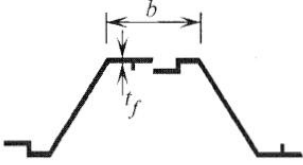
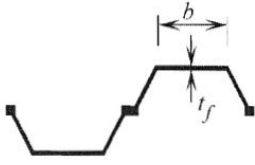
Classification		Z-profile				U-profile	
							
Class 1		<ul style="list-style-type: none"> <li>- the same boundaries as for class 2 apply</li> <li>- a rotation check has to be carried out</li> </ul>					
Class 2		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$	
Class 3		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$				$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	270	320	355	390	430
	$\epsilon$	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
<p><b>Key:</b></p> <p><math>b</math>: width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio <math>r/t_f</math> is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used;</p> <p><math>t_f</math>: thickness of the flange for flanges with constant thickness;</p> <p><math>r</math>: midline radius of the corners between the webs and the flanges;</p> <p><math>f_y</math>: yield strength.</p> <p><b>Note:</b> For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.</p>							

Table E.1 Classification of cross-sections according to EN 1993-5:2008

The principles from EN 1993-5:2008 Table 5-1 are also shown in Figure E.1. For a ratio " $b/t_f/\epsilon \leq 45$ " the full 100% of the  $M_{pl;Rd}$  can be used. This area is referred to as Class 1 / 2. Depending on the exact value of " $b/t_f/\epsilon$ " even some rotation capacity may be used in the design. For Class 3 the  $M_{el;Rd}$  can be used without any rotation capacity. For Class 4 the capacity is lower than  $M_{el;Rd}$  and a separate (buckling) analysis has to be made to quantify the capacity.

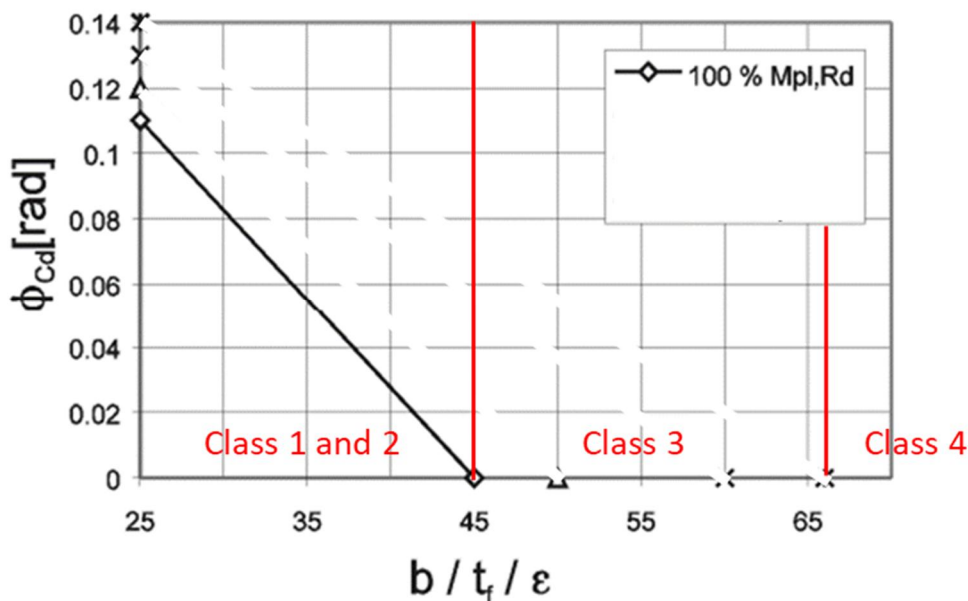


Figure E.1 Graphical representation of principles from [EC3-5:2008] Table 5-1

## E.2 Rotation capacity according to annex C of [EC3-5:2008]

Guidance for design of the steel sheet piling allowing for plastic global analysis is given in Annex C of EN 1993-5:2008. In Annex C it is explained how to deal with a plastic design with moment redistribution.

EN1993-5:2008 Paragraph C.1.2. in Annex C "Verification of Class 1 and Class 2 cross-sections" indicates that the classification of a cross-section may be carried out according to one of the following procedures :

- classification according to Table 5-1:  $b/t_f$  ratios determined for the full plastic moment resistance;
- classification according to Table C-1 in which the  $b/t_f$  ratios are given for 85 % to 100 % of the full plastic moment resistance, in steps of 5 %.

Classification may be performed according to Table C-1 from EN1993-5:2008, see Table E.2. In this case use is to be made of a reduced yield strength (resulting in a reduced  $M_{pl,Rd}$ ). By reducing the strength however use can be made of additional rotation capacity. The principle of exchanging bending moment capacity with rotation capacity is shown in Figure E.2.

**Table C-1: Classification of cross-sections in bending on a reduced  $M_{pl,Rd}$  level**

Type of pile	$M_{pl,Rd}$	100 %	95 %	90 %	85 %
	Reduction factor $\rho_c$	1,0	0,95	0,90	0,85
U-piles	Class 1 or 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 40$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 46$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$
Z-piles	Class 1 or 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 50$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 60$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$

Table E.2 Classification of cross section in bending on a reduced  $M_{pl,Rd}$  level

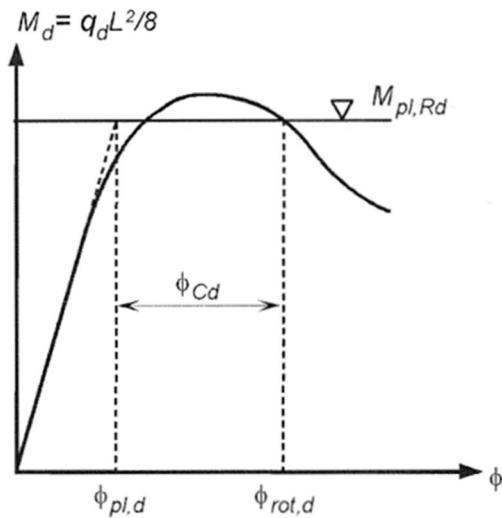


Figure E.2 Principle of reducing yield stress (i.e.  $M_{pl,Rd}$ ) in exchange for additional rotation capacity

Now with using the values indicated in EN 1993-5:2008 Table C-1, an updated graph can be made of Figure E.1, see Figure E.3. Note that in this case there is no Class 3 anymore. Only a Class 1 and 2 area exists where we can make use of a plastic moment capacity and rotation capacity. Or above a certain threshold there is a Class 4 profile with a certain moment capacity and NO rotation capacity anymore.

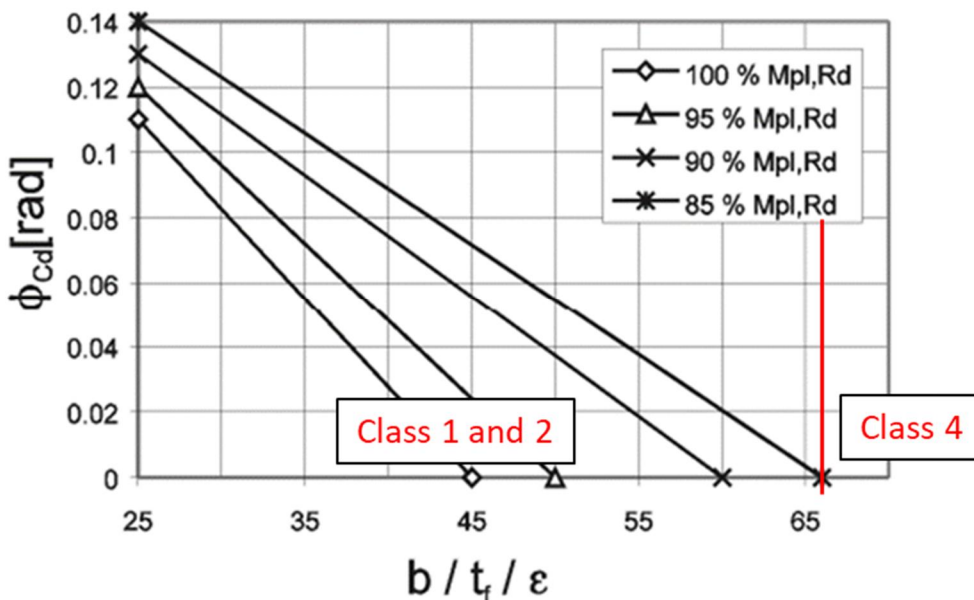


Figure E.3 Plastic rotation angle of a z-section  $\phi_{cd}$  provided by the cross-section at different levels of reduced plastic moment capacity  $M_{pl,Rd}$  [EC3-5:2008 Figure C-1b)

For this research the principles explained in Figure E.3 are applied to an AZ26 sheet pile profile which is used in the case study. In this research a linear interpolation will be applied in between the lines in Figure E.3.

In Figure E.4 for an A26 S240GP the linear part and the nonlinear part of effect on moment capacity and plastic rotation capacity is presented.

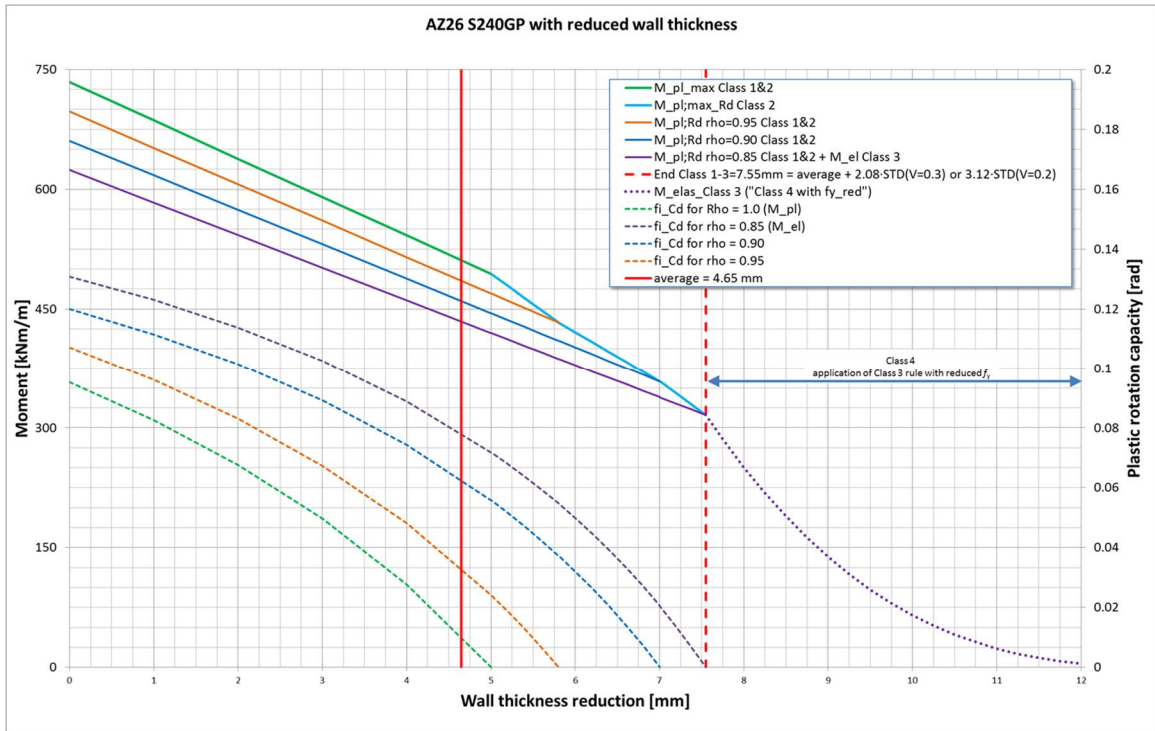


Figure E.4 Effect of thickness reduction on moment capacity and plastic rotation capacity of an AZ26 S240GP

When adding the yield stress also as a stochastic variable we can extend the above figure to three dimensions, see Figure E.5. Note that in this figure only the maximum (plastic) moment capacity is presented and not the capacity including some softening. The rotation capacities are also not presented.

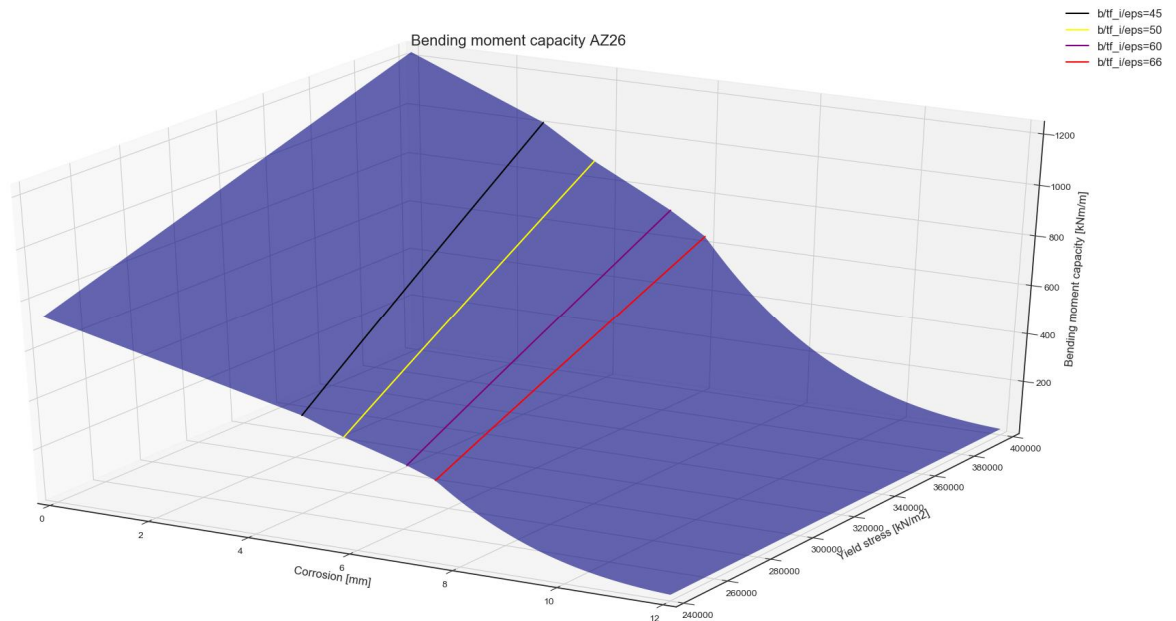


Figure E.5 Extension of the Bending moment – corrosion relation as shown in Figure E.4 with a third parameter (yield strength). Note that in this figure only  $M_{pl,max}$  is shown.



### E.3 Principles of softening: moment capacity vs rotation capacity

Basically what the EN 1993-5:2008 allows in its Annex C is to exchange bending moment capacity with rotation capacity during the softening that takes place after reaching the peak capacity.

The described Softening process has been illustrated in Figure E.6 and Figure E.7. Figure E.6 may be seen as a 3D plot. The third axis in this case is then perpendicular to the figure and displays the bending moment capacity  $M_{pl,Rd}$ . If we would make 4 cross-sections of this 3D figure (i.e. the 4 colored lines in the figure) these would look like the lines in Figure E.7. In Figure E.7 use has been made of “softening steps” of 1% just like the way it has been implemented into the python script SofteningModule (see Table C.1).

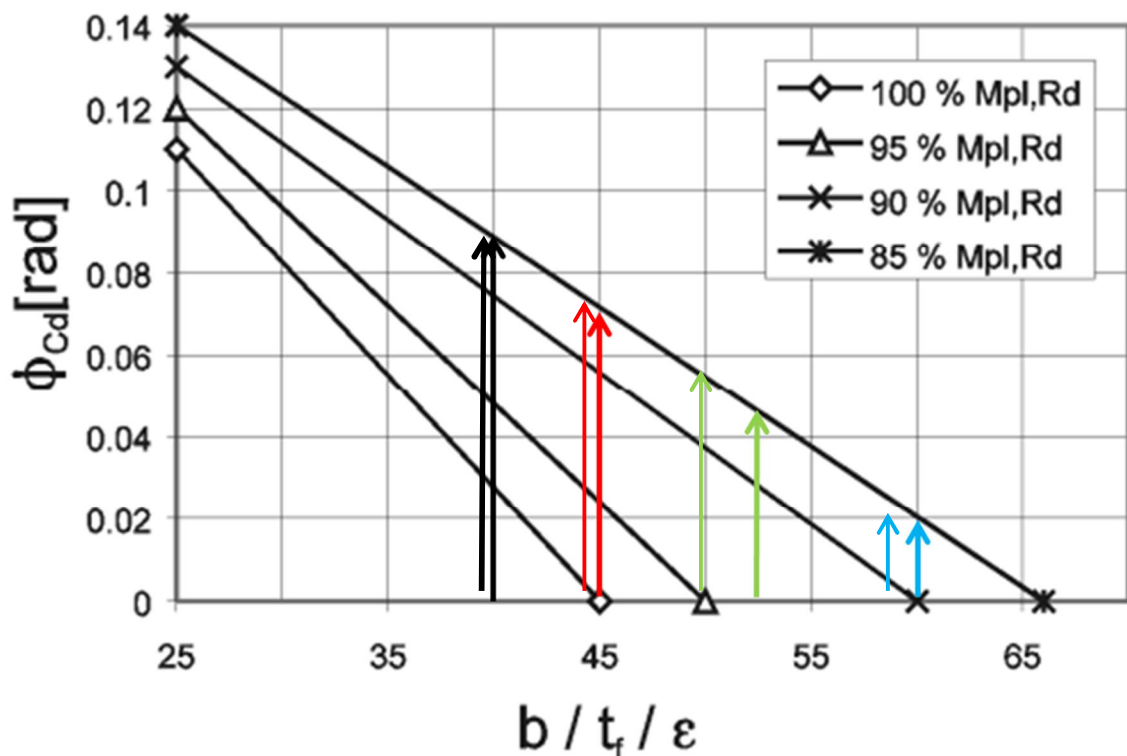


Figure E.6 This figure is a copy of Figure 3.4. showing the plastic rotation angle of a z-section  $\phi_{Cd}$  provided by the cross-section at different levels of reduced plastic moment capacity  $M_{pl,Rd}$  EN 1993-5:2008 Figure C-1b. Indicated with four coloured lines are the cross-sections presented in Figure E.7.

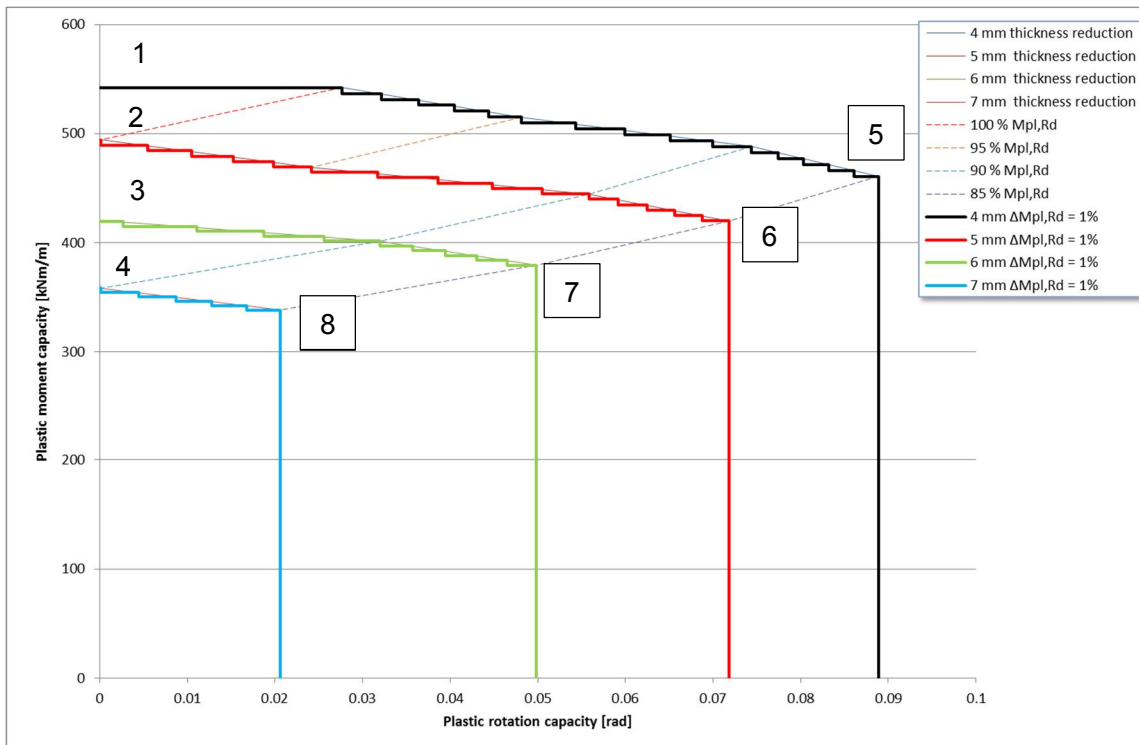


Figure E.7 The relationship between plastic rotation capacity and plastic bending moment capacity, using softening steps of 1%, for the four cross-sections shown in Figure E.6.

The values of the bending moment capacity indicated within the graph with the numbers 1 - 8 are quantified in Table E.3. The values of the numbers 1 – 4 can be calculated using the formulas in paragraph 3.7. The values for numbers 5 – 8 follow from numbers 1 – 4 using a factor of 0.85.

Nr	Bending moment [kNm/m]	Nr	Bending moment [kNm/m]
1	542	5	$542 * 0.85 = 461$
2	494	6	$494 * 0.85 = 420$
3	$446 * 0.943 = 421$	7	$446 * 0.85 = 379$
4	$398 * 0.90 = 358$	8	$398 * 0.85 = 338$

Table E.3 Quantification of the bending moment capacities at numbers 1 – 8 in Figure E.7.

#### E.4 Implementation of Softening module

The special command SofteningModule is called after each PLAXIS run. Let's assume a certain PLAXIS run has been made and call this run 0. The following procedure is followed when the special command is called:

- Gather all Input and Output of all sheet pile sections in PLAXIS run 0
- Enter WHILE loop:
  - Check for PLAXIS run 0 for all sections:
    - IF section is Class 4: check  $M_{max,i} \leq M_{elas\_corr,i}$ ; IF OK continue with next section, ELSE break while loop and stop SofteningModule and give results back to PTK (with comment: "elastic wall failure")

- IF section is Class 1/2/3: check  $\Phi_{\max_i} \leq \Phi_{CD_i}$  ; IF OK continue with next section, ELSE reduce  $Rho_{c\_max_i}$  with 1% for this section (minimum value is 0.85) and determine new input properties for this section.
  - WHEN all sections are OK, break while loop and give results back to PTK;
  - ELSE start PLAXIS run 1 with new set of input properties for the relevant sections.
- Start PLAXIS run 1 (with comment “Softening calculate”). After calculation gather all Input and Output of all sheet pile sections of PLAXIS run 1
  - Check for all sections IF the used input value of  $Rho_{c\_max_i} \leq \mathbf{0.851}$  (a value slightly larger than 0.85 is used) IF so break the while loop and stop SofteningModule and give results back to PTK (with comment “section has reached 0.85”), ELSE (none of the sections has reached 0.85 yet), continue;
  - IF section is Class 4: check  $M_{\max_j} \leq M_{elas\_corr_i}$ ; IF OK continue with next section, ELSE break while loop and stop SofteningModule and give results back to PTK (with comment “elastic wall failure”)
  - IF section is Class 1/2/3: check  $\Phi_{\max_i} \leq \Phi_{CD_i}$  ; IF OK continue with next section, ELSE reduce  $Rho_{c\_max_i}$  with 1% for this section (minimum value is 0.85) and determine new input properties for this section.
  - WHEN all sections are OK, break while loop and give results back to PTK
  - ELSE start PLAXIS run 2 with new set of input properties for the relevant sections.
- Start PLAXIS run 2:
  - Etcetera until one of the break criteria is reached and the while loop is exited, and results are given back to PTK. Maximum amount of softening loops is 15 (in case initial  $Rho_{c\_max_i} = 1$  and going down to 0.85).

In the above:

- $M_{\max_i}$  = calculated max (absolute) bending moment in PLAXIS per section
- $M_{elas\_corr_i}$  = allowable max bending moment for a Class 4 section
- $\Phi_{\max_i}$  = calculated max (absolute) rotation in PLAXIS per section
- $\Phi_{CD_i}$  = allowable rotation for a Class 1/2/3 per section. Value dependent on  $Rho_{c\_max_i}$  and ratio of “ $b/t_f/\epsilon_s$ ” for this section
- $Rho_{c\_max_i}$  = allowable percentage of plastic peak capacity ( $W_{pl,i} * f_y$ ) per section
- $W_{pl,i}$  = plastic section modulus per section
- $f_y$  = yield stress

Note: in the above softening procedure it has been chosen NOT to include a separate check on plastic bending moment capacity for a Class 1/2/3 with rotation capacity since within the PLAXIS model we make use of elastic-plastic plate elements and the plastic value of the plate element is set to the calculated value of  $M_{hinge}$ . When using elasto-plastic plate elements PLAXIS automatically limits the bending moments in the sheet pile to the specified maximum (=  $M_{hinge}$ ).

During the project it was found that this implementation was working OK. However, it did require in cases with a ratio between 45 and 66 at least 1 softening step since by default (in this implementation) in the initial step  $\Phi_{CD} = 0$  for a ratio between 45 and 66 . In that sense the

algorithm can be optimised by including a check on plastic moment capacity (if OK no need to check rotation capacity and softening). Attention point in this case is the tolerance in PLAXIS on the calculated bending moment in a plastic hinge.

### E.5 Calculation of rotation angle ( $\Phi_{max}$ ) from PLAXIS

The rotation angle is determined per plate section and is calculated as the difference in rotation between any consecutive node pair within a plate section. The principle is indicated in Figure E.8. The python routine has been generalised to deal with random deformations patterns of the sheet piles (represented by plate elements in the PLAXIS model) and is checked with a number of testcases., also see paragraph H.3.

In the chosen approach no distinction has been made between elastic and plastic rotations. Although the EN 1993-5:2008 allows to take only the plastic part of the rotation, here the sum of the elastic and plastic rotations are extracted from PLAXIS since it is more complex to exclude the elastic part from the PLAXIS results. This approach is conservative. In general the elastic rotations however are relatively small compared to the plastic rotations so the approach is not expected to be over conservative.

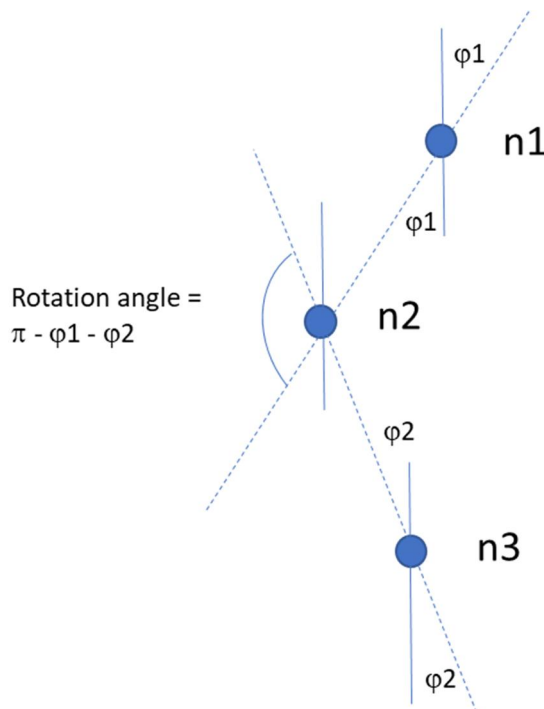


Figure E.8 Principle of determination of rotation angle  $\Phi_{max}$  (in radians) between consecutive node pairs (n1+n2 and n2+n3) in a plate element in a PLAXIS calculation

## F Summary of results of [Deltares, 2018] (1<sup>st</sup> series)

[#]	Calculation				Reliability index, $\beta$ [-]		
	Section modulus	Plastic hinges	Plain strain soil strength	$U_{max}$ [mm]	$-\sigma$	Mean	$+\sigma$
1	Elastic	No	No	No	0.85	<b>0.88</b>	0.92
2	Plastic	No	No	No	2.00	<b>2.02</b>	2.05
3	Plastic	No	Yes	No	2.21	<b>2.23</b>	2.27
4	Plastic	Yes	No	No	2.93	<b>2.97</b>	3.00
5	Plastic	Yes	Yes	No	3.91	<b>3.95</b>	4.01
6	Plastic	Yes	Yes	0.30	3.91	<b>3.96</b>	4.02
7	Plastic	Yes	Yes	0.20	3.78	<b>3.83</b>	3.88
8	Plastic	Yes	Yes	0.15	2.69	<b>2.72</b>	2.75
9	Plastic	Yes	Yes	0.13	1.90	<b>1.93</b>	1.97
10	Plastic	Yes	Yes	0.10	0.38	<b>0.41</b>	0.43

Table F.1 Numerical results of previous study [Deltares, 2018]

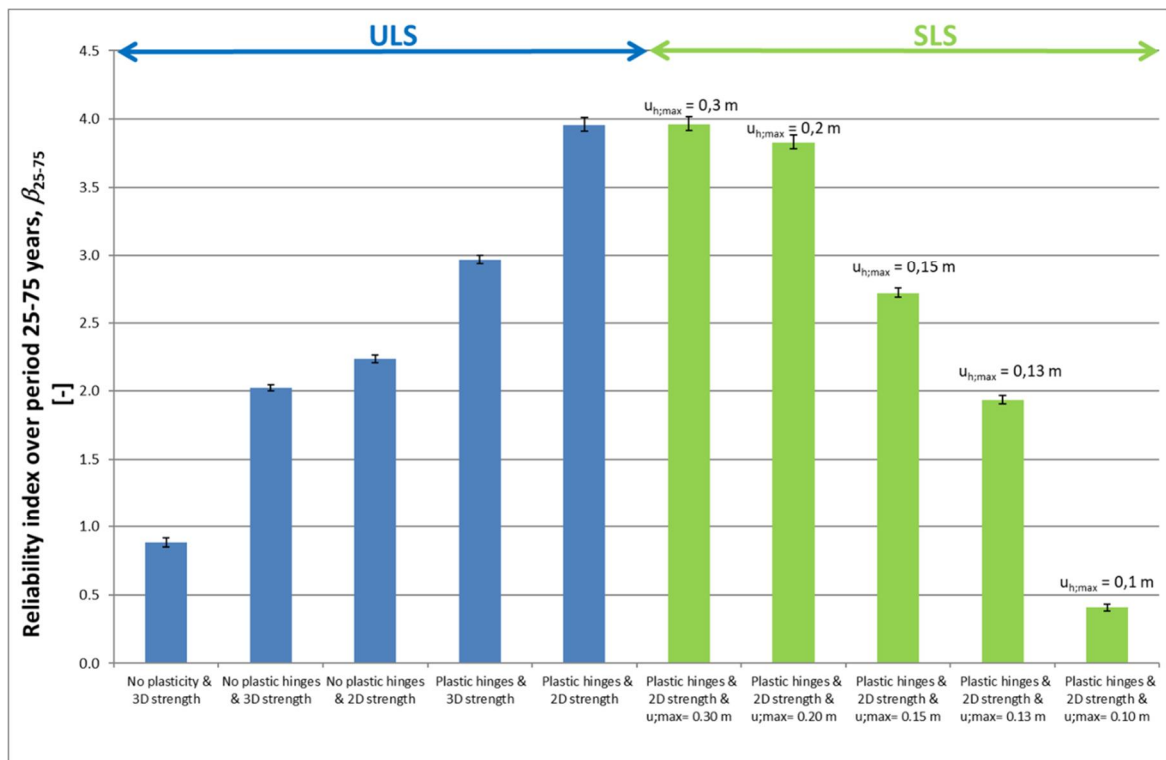


Figure F.1 Graphical results of previous study [Deltares, 2018]

## G Results of calculations (2<sup>nd</sup> series)

### Summary of calculation results

Run	Origin	Node	Model settings			Diff u per direction	Var. coeff.		Time	Softening	model behaviour	Depth	Step size
			material model	corrosion	method		Failure	fy					
H1	like A10	121	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	No	75	No	Varying	6	1
H2	like A10	122	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	No	75	Yes	Varying	6	1
H3	like B3	124	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	No	75	Yes	Varying	5	1
H4	like B4	126	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	No	75	Yes	Varying	4	1
H5		134	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	No	75	Yes	Varying	4	1
H6	like A10	134	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	75	No	Varying	6	1
H7	like A10	126	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	75	Yes	Varying	6	1
H8	like H4	126	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	75	Yes	Varying	4	1
H9	like H5	134	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	75	Yes	Varying	5	1
H10	like H5	124	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	No	74	Yes	Varying	4	1
H11	like H5	122	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	No	50	Yes	Varying	5	1
H12	like H5	124	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	No	49	Yes	Varying	5	1

Run	Results		Calculation time				Versions used						Input Commands
	Beta	var. coeff. Failure	start	stop	days	nr. Iterations	nr. Runs	PLAXIS	PLX model	Python script	PTK		
H1	2.13	0.1	2-10-2019	14-10-2019	12	1879	13770	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList, no softening	
H2	3.83	0.188	2-10-2019	2-11-2019	31	5000	35202	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H3	2.90	0.15	2-10-2019	29-10-2019	27	4815	29301	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H4	1.94	0.1	2-10-2019	14-10-2019	12	2275	11895	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H5	1.16	0.1	2-10-2019	5-10-2019	3	569	3368	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H6	2.96	0.14	7-10-2019	29-10-2019	22	3350	23846	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList, no softening	
H7	4.19	0.433	29-10-2019	21-11-2019	23	2659	18664	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H8	1.90	0.121	17-10-2019	29-10-2019	12	1578	8327	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H9	2.6	0.157	30-10-2019	16-11-2019	17	2348	14477	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H10	1.22	0.1	11-11-2019	14-11-2019	3	641	3586	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H11	2.67	0.164	30-10-2019	11-11-2019	12	2130	13069	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	
H12	2.78	0.17	30-10-2019	11-11-2019	12	2619	15965	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.22.1134	TimeList	

## H Verification of results

### H.1 Check on Input values

A check was made if the stochastic values determined by the PTK are correctly transferred to PLAXIS. In an arbitrary manner run H11 was chosen for this check.

Succeeded	Reused	Beta [u]	Limit state value [x]	Weight [-]	ZM.gammaunsat [x]	ZM.gammasat [x]	ZM.phi [x]	ZM.ERef [x]	KM.phi [x]	KM.ERef [x]	KM.cref [x]	ZD.phi [x]	Bottom.ylevel [x]	WL.waterlevel [x]	LL1_1.QYStart [x]	LL2_1.QYStart [x]	LL3_1.QYStart [x]	C1.dtD1 [x]	C2.dtD2 [x]	Steel.fy [x]	Time.time [x]
	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0.61699		19.7	20.7	37	47891	25.8	6225.9	14.513	39.8	-7	0.96295	6.0704	6.0704	6.0704	3.1442	3.1442	2.4E+05	75
	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0.60867		18.979	20.979	38.336	50912	25.688	5737.1	13.924	39.395	-7.0256	1.0405	6.2877	7.1506	4.2078	2.5706	2.9119	2.4E+05	75
	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0.59792		19.258	21.258	39.671	54123	25.575	5286.7	13.359	38.99	-7.0513	1.1343	6.5084	8.3032	2.7081	2.0087	2.6809	2.4E+05	75
	<input checked="" type="checkbox"/>	3	0.58385		19.537	21.537	41.007	57537	25.463	4871.6	12.817	38.585	-7.0769	1.2483	6.7325	9.5195	1.5975	1.4693	2.4516	2.4E+05	75
	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0.56309		19.816	21.816	42.942	61167	25.35	4489.1	12.297	38.18	-7.1025	1.3858	6.9598	10.791	0.85431	0.97353	2.2243	2.4E+05	75
	<input checked="" type="checkbox"/>	5	0.53957	0	20.095	22.095	43.678	65025	25.238	4136.7	11.798	37.774	-7.1281	1.5497	7.1903	12.111	0.41087	0.55778	1.9998	2.4E+05	75

Table H.1 Input of Run H11, Iteration 1182, Beta [u] = 5 (screenshot) as visualized in PTk

Stochastic variable	Value
ZM.gammaunsat	20.095
ZM.gammasat	22.095
ZM.phi	43.678
ZM.ERef	65025
KM.phi	25.238
KM.ERef	4136.7
KM.cref	11.798
ZD.phi	37.774
Bottom.ylevel	-7.1281
WL.waterlevel	1.5497
LL1_1.QYStart	7.1903
LL2_1.QYStart	12.111
LL3_1.QYStart	0.41087
C1.dtD1	0.55778
C2.dtD2	1.9998
Steel.fy	2.40E+05
Time.time	75

Table H.2 Run H11, Iteration 1182, Beta [u] = 5 (numerical values of stochastic variables)

As a check the “fired” PLAXIS commands are listed below in Table H.3 It is verified that all numerical values are according to the values in the PTK as listed in Table H.2. Note that the values of the Waterlevel and the Lineloads are negative values due to the fact that a minus sign is added in the InputCommands file.

```

0961> ##~ running PLAXIS2DXInput.exe 2018.0.0.0
OK
0962> _gotostructures
OK
0963> sps ZM "gammaunsat" 20.0954547665503 "gammamat" 22.0954547665503
Edited ZM
0964> sps ZM "phi" 43.6778654151577 "psi" 43.6778654151577
Edited ZM
0965> sps ZM "Eref" 65024.7213932754
Edited ZM
0966> sps KM "phi" 25.237530025545 "psi" 25.237530025545
Edited KM
0967> sps KM "Eref" 4136.69858194129
Edited KM
0968> sps KM "cref" 11.7982770391948
Edited KM
0969> sps ZD "phi" 37.7744504603992 "psi" 37.7744504603992
Edited ZD
0970> _set Point_21.y -7.12813390177813
OK
0971> _set Point_8.y -7.12813390177813
OK
0972> _set Point_24.y -7.12813390177813
OK
0973> _gotomesh
OK
0974> _mesh 0.06
Generated 805 elements, 6708 nodes
0975> _gotostages
OK
0976> _movepoint UserWaterLevel_2.Points[0] -5 -1.54972863472179
OK
0977> _movepoint UserWaterLevel_2.Points[1] 105 -1.54972863472179
OK
0978> _set LineLoad_1_1.qy_start Phase_6 -7.19025109989275
OK
0979> _set LineLoad_2_1.qy_start Phase_6 -12.1108193400246
OK
0980> _set LineLoad_3_1.qy_start Phase_6 -0.410874745674318
OK

```

Table H.3 Run H11, Iteration 1182, Beta [u] = 5, check on input of soil, water and surcharge properties in PLX

Depending on the stochastic value of the corrosion and the yield stress the sheet pile properties are determined per section by the Special command "Corrosion Reduction SheetPile". As a check the input values are recalculated using a spreadsheet for zone D1 for Run 11, iteration 1182, Beta [u] = 5, see



<b>AZ26 initial properties</b>			
fy	2.40E+05	kN/m <sup>2</sup>	
b	3.56E-01	m	= width of flange
ε	0.98953	-	=sqrt(235000/fy)
tf	1.30E+01	mm	
E	2.10E+08	kN/m <sup>2</sup>	
<b>AZ26 with corrosion</b>			
dt	0.55778	mm	= corrosion C1.dtD1
b/tfi/eps	28.915	[-]	
tfi	12.44222	[mm]	
A	1.90E-02	m <sup>2</sup> /m	
I	5.35E-04	m <sup>4</sup> /m	
Wel	2.51E-03	m <sup>3</sup> /m	
Wpl	2.95E-03	m <sup>3</sup> /m	
<b>PLX input values</b>			
<i>in case ratio "b/tfi/eps" &lt; 45</i>			
EA	3.994E+06	kN/m	
EI	1.1226E+05	kNm <sup>2</sup> /m	
w	1.4930	kN/m/m	
Mp	707.34	kNm/m	
Np	1.0.E+12	kN/m	

Table H.4 Run H11, Iteration 1182, Beta [u] = 5, check on PLX input properties for zone D1

It is verified that the values calculated with the spreadsheet are the same as the values send to PLAXIS, see the table below. Note that only the relevant commands for section D1 are shown here to reduce the size of the table.

```

...
1000> set AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.EA 3994012.478325225
AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.EA: 3994012.47832522 kN/m
1001> set AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.EI 112260.4708588345
AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.EI: 112260.470858834 kN·m2/m
1002> set AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.w 1.4929999026120484
AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.w: 1.49299990261205 kN/m/m
1003> set AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.NP 1000000000000.0
OK
1004> set AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.MP 707.3441741323297
AZ26_plas_240_75y_ECcorr_secD1.Mp: 707.34417413233 kN·m/m
...
1030> _calculate
OK

```

Table H.5 Input of plate properties (per section) in PLX (only input for section D1 shown)

**H.2 Check on output / softening values**

Verification is done by post processing results of run H5 (with  $v=0.5$ ) as this run is expected to make a significant number of calls to the softening module.

**Note for inspecting the plots in this paragraph**

Note that Run H5 is a directional sampling run which consists of multiple iterations (i.e. directions) and an iteration consists of multiple calculation results (belonging to  $u = 0, 1, 2, 3$  etc. up to the specified “depth”). The PTK tries to find, if possible, in each iteration a calculation result with a LSF result within the specified accuracy around  $z = 0$ . This calculation result then determines the attribution to the overall probability of failure  $P_f$  (or Beta) of the Run.

Due to the softening module, “behind” each individual calculation result shown in the PTK a maximum of 15 additional softening calculations may be “hidden” (these intermediate results are not stored or shown).

In the plots presented in this paragraph all the calculation results are shown using blue dots. The individual calculation results per iteration that have converged within the specified accuracy around  $z = 0$ , and thus attribute to the overall result, are presented using a different color (see figure title).

First an inspection of the results of the stochastic variables is made. To get a feeling whether all the results are according the specified distribution type, mean and standard deviation. See Figure H.1. It is concluded that results are in line with expectations based on the distributions of the stochastic variables.

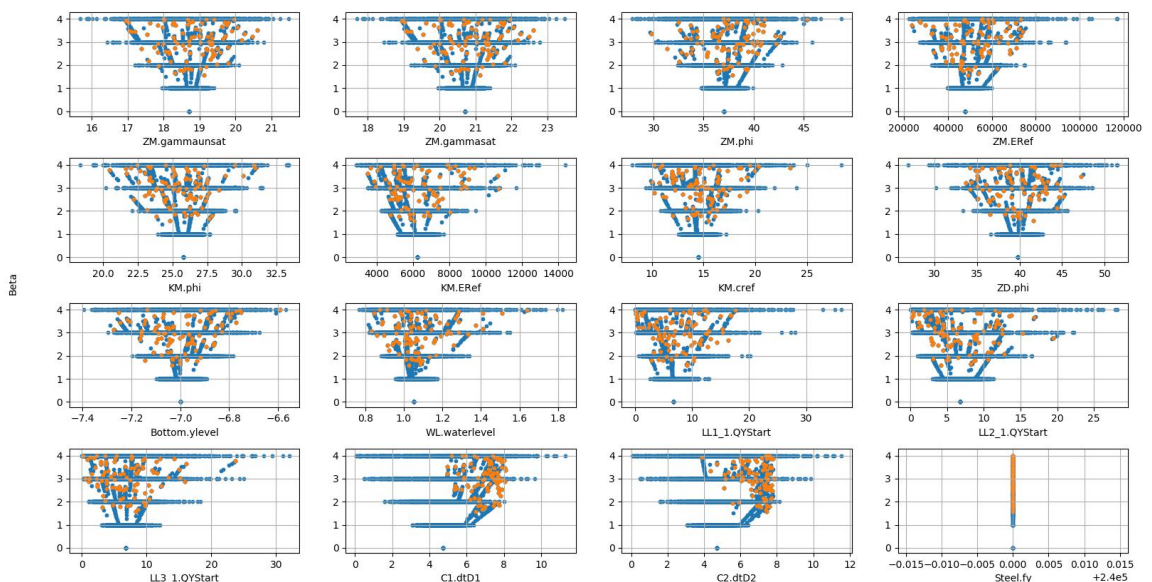


Figure H.1 Run H5 ( $V = 0.5$  on corrosion); overview of stochastic input values for all calculation results (displayed in blue dots) and only those calculation results converged within the required accuracy around  $z = 0$  (orange dots).

Next it is verified that the results of the softening module are according to expectations. For this the following plots are made:

- the calculated bending moment capacity vs the amount of corrosion in the zones defined
- the softening factor  $\rho_c$  vs the ratio " $b/t_f/\epsilon$ "
- the maximum rotation capacity  $\Phi_{CD}$  vs the ratio " $b/t_f/\epsilon$ "

Note that in all these plots per corrosion zone (i.e. zone A – F) the corresponding corrosion value (i.e. dt\_D1 or dt\_D2) has been linked to the corresponding bending moment,  $\rho_c$  or  $\Phi_{CD}$  for that zone.

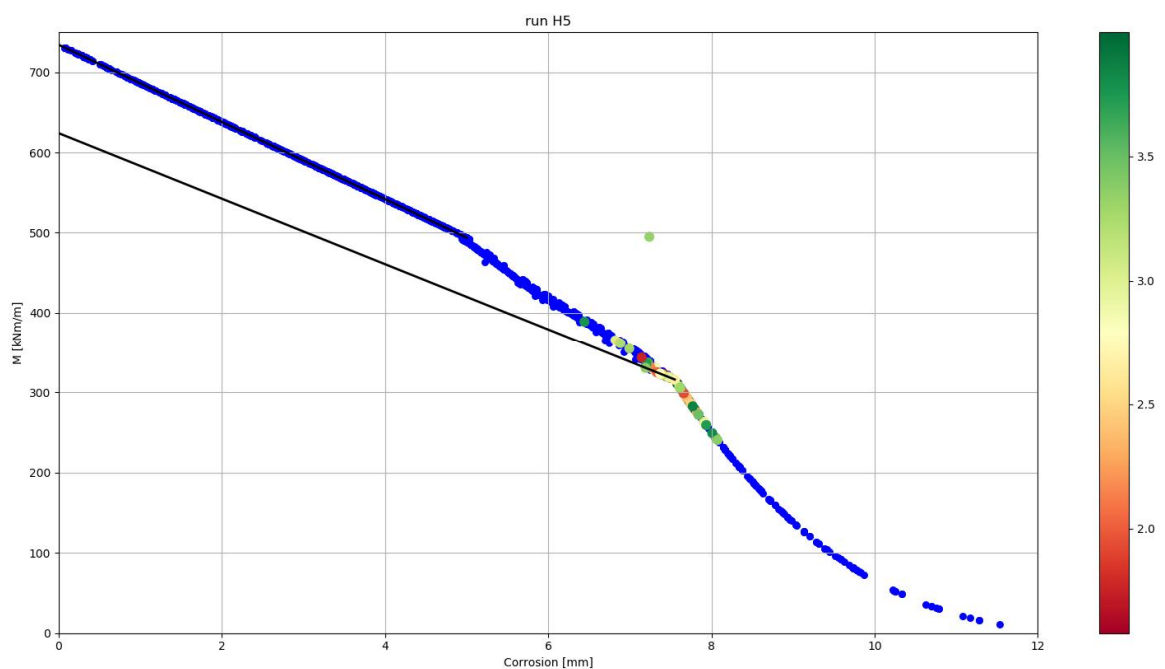


Figure H.2 Run H5; plot of the, by the python module, calculated maximum bending moment capacity ( $M_{pl\_max}$ , before softening) vs the amount of corrosion per zone defined in the sheet pile wall. The blue dots represent all calculation results. The (non-blue) coloured dots represent the individual calculation results per iteration with a LSF value within the specified accuracy around  $z = 0$ . The color legend indicates the reached Beta value of these individual calculation results

Notes to Figure H.2:

- Note 1: One point jumps out. Results have been checked. This is iteration 17. Here section D3 is decisive for the failure (i.e.  $z < 0$ ). But while the PTK searches for  $z = 0$  due to the allowed tolerance on results section B just becomes decisive over section D3 in the final  $z$ -value. So, the fact that the value of Section B is presented is a drawback of the current python post-processing code. It has been doublechecked that the values of section D3 for this case fall exactly on the line (corrosion = 7.2 mm and  $M = 336$  kNm/m)
- Note 2: Results in blue dots are all the intermediate values of the different iterations (so not the converged values of the iterations around  $z = 0$  adding to the overall reliability). So basically, the blue dots are a collection of all results with both  $z > 0$  and  $z < 0$ . It has been randomly checked that results with a large amount of corrosion (i.e.  $> 8$  mm and thus well within Class 4) are indeed failing as expected (i.e.  $z < 0$ ).

- Note 3: as a reference two black continuous lines have been added, they represent the lines  $M_{pl\_max}$  Class 1&2 and  $M_{pl;Rd}$  rho=0.85 Class 1&2 +  $M_{el}$  Class 3 from Figure H.3.

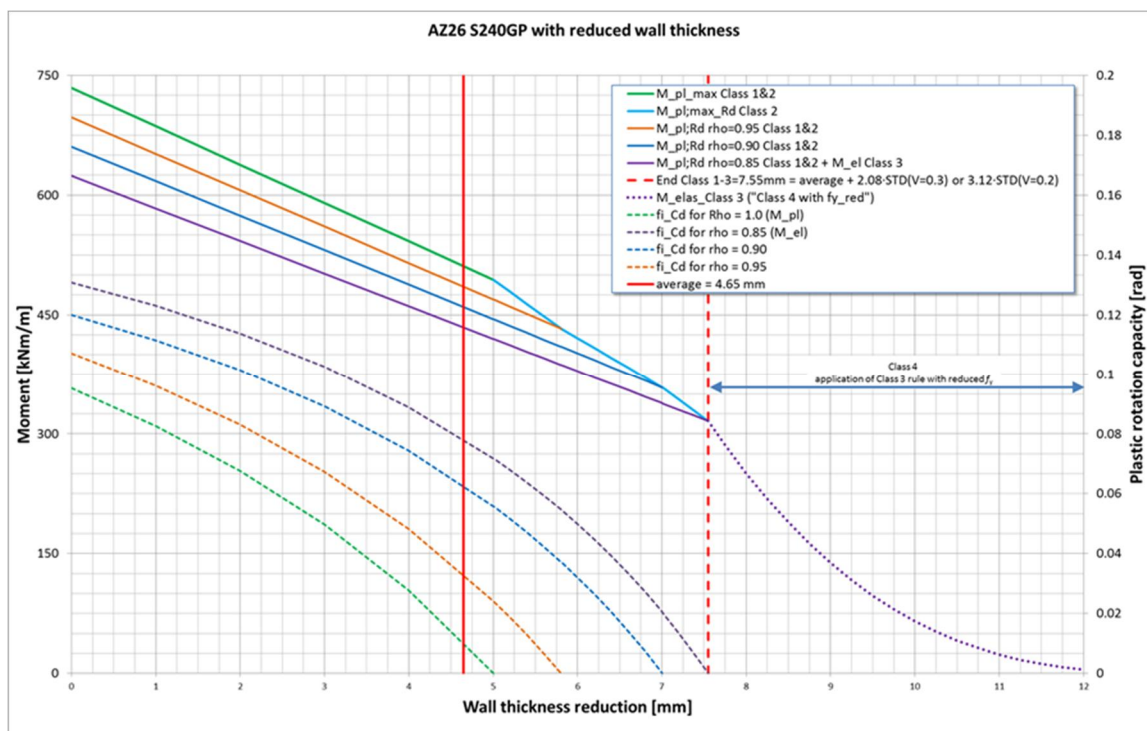


Figure H.3 Copy of Figure 3.5, the figure displays the interaction between (reduced) plastic moment capacity and (increased) rotation capacity

The conclusions from inspection of Figure H.2 and Figure H.3 are:

- The results in Figure H.2 are matching with the intended lines in Figure H.3 as expected;
- Most of the calculations which have a LSF results within the specified accuracy around  $z = 0$  seem located around the Class 3 to 4 transition zone (i.e. corrosion of 7 to 8 mm).
- It seems that in the Class 1&2 range (with corrosion values up to 5 mm) not one softening calculation was made;

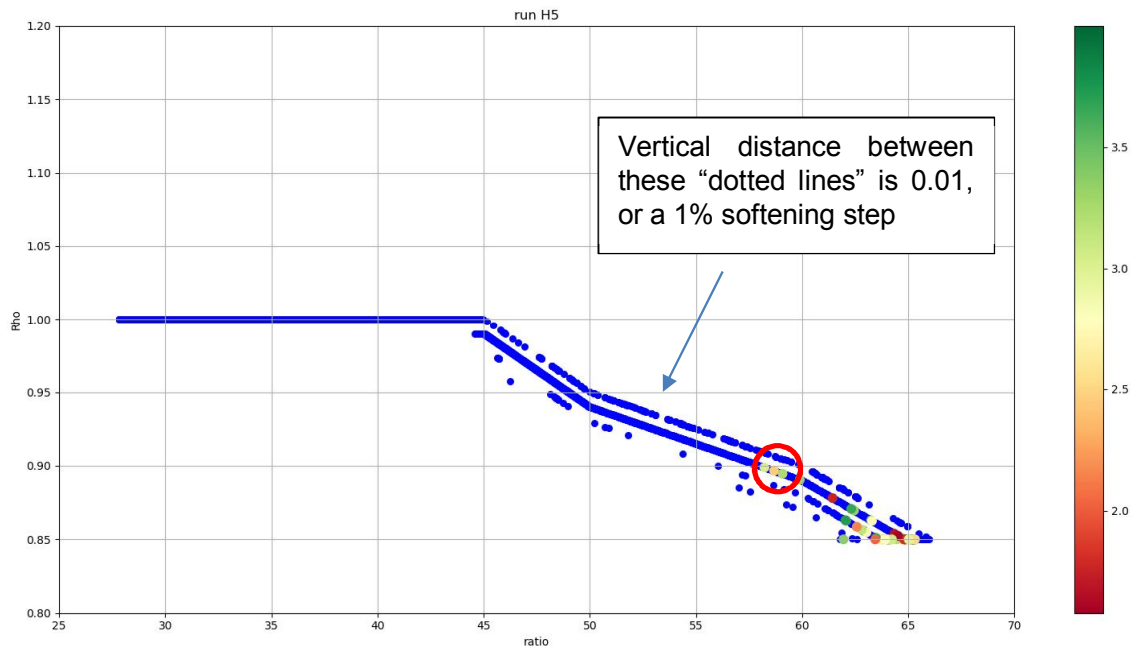


Figure H.4 Results of Reduction factor  $\rho_c$  vs ratio " $b/t_f/\epsilon$ ". The blue dots represent all calculation results. The non-blue coloured dots represent the individual calculation results per iteration that have converged within the specified accuracy around  $z = 0$ . The legend displays the reached Beta value of these individual calculation results

#### Conclusions from Figure H.4:

- Minimal  $\rho_c$  is 0.85 as expected.
- Maximum  $\rho_c$  is 1 as expected
- It seems that in the Class 1&2 range (with corrosion values up to 5 mm) not one softening calculation was made;
- For a ratio " $b/t_f/\epsilon$ " in the range of 45 and 66 (with corrosion values in between 5 and 7.5 mm) the following conclusions are made:
  - The differences between the parallel lines here is 0.01 (1%) as expected.
  - In most cases just one softening step occurs, this seems logical since for the  $M_{pl\_max}$  in first instance  $\Phi_{CD}$  is zero, so at least one softening step is needed to generate some rotation capacity. In most cases this seems to be sufficient to reach equilibrium.
  - In some cases, more softening steps are needed. Especially for ratios " $b/t_f/\epsilon$ " closer to a value of 66 it seems more softening steps are needed.
  - In some cases, it seems no softening is needed. In that case  $\Phi_{CD} = 0$  for that section. This sounds strange. It has however been checked that in these cases the softening loop is stopped due to another section in which elastic failure (Class 4) is detected and as such there is no need to continue the calculation as the sheet pile overall fails. In this case  $M_{pl\_max}$  and  $\Phi_{CD} = 0$  are reported for the relevant zones.

An additional check is made with regarding the results in the red circle in Figure H.4:

- Iteration 15 results in a failure with a  $Rho_{c\_max} = 0.899$  and a ratio = 58.2 in section D2 (section\_5). Logical question: why did it not soften down to 0.85? After checking the results, it becomes clear that during the calculation/iteration it did reach 0.85 as the PTK first needs to cross the  $z = 0$  line before an iteration is considered failing. After crossing the  $z = 0$  line the PTK tries to find  $z = 0$  within a certain (user specified) accuracy. In this case the allowed tolerance allows the PTK to come to a final value with  $\rho = 0.899$ .

During this study a sensitivity analysis has been with a reduced tolerance per iteration (0.01 instead of 0.1), results suggest a limited influence on overall reliability.

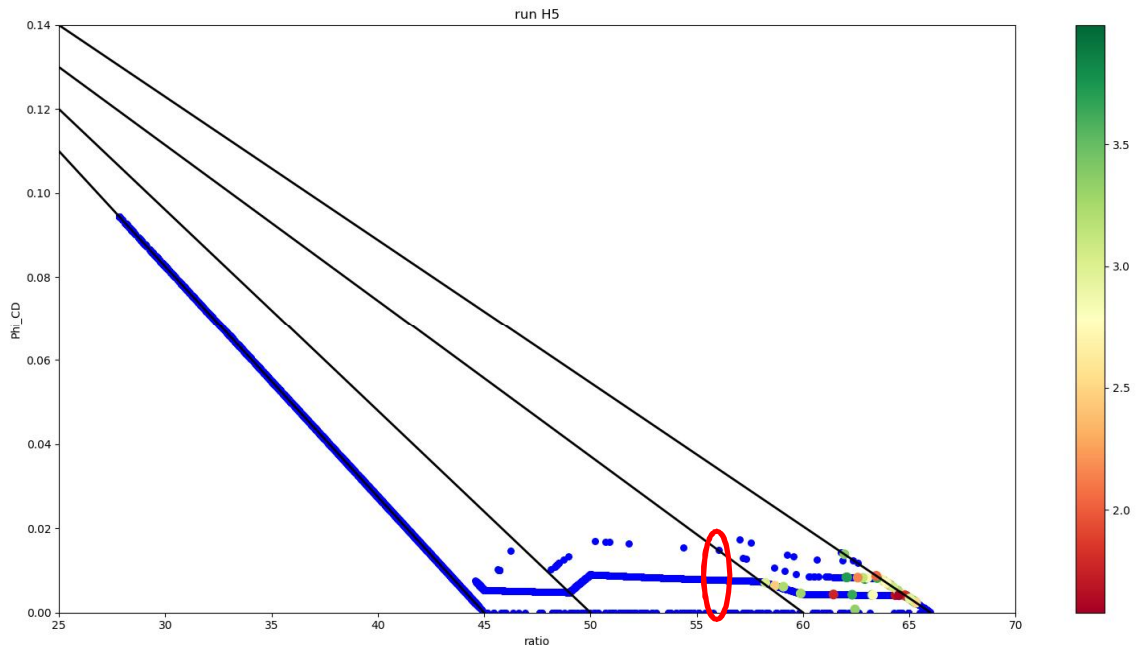


Figure H.5 Rotation capacity vs ratio ( $b/t/\epsilon$ ). The blue dots represent all calculation results. The non-blue coloured dots represent the individual calculation results per iteration that have converged within the specified accuracy around  $z = 0$ . The legend displays the reached Beta value of these individual calculation results. The four black continuous lines represent the lines of 100, 95, 90 and 85% capacity according to Figure 3.4.

Conclusions from Figure H.5:

- Figure H.5 can be seen as complementary to Figure H.4.
- This figure confirms conclusions made with Figure H.4.

A doublecheck is made on the calculated value from the python script using a spreadsheet. In an arbitrary matter some values within the red circle in Figure H.5 were selected and recalculated.

Starting points:

- Corrosion value is 6.58 mm
- $t_f = 13$  mm
- $b = 356$  mm
- $f_y = 240$  N/mm<sup>2</sup>
- ratio = approximately 56 (see red circle in Figure H.5).

With the spreadsheet the values from Table H.6. are calculated. It is verified that the calculated rotation capacities at different softening moments indeed match the results of the python module. The used spreadsheet is shown in Table H.7.

Rho <sub>i</sub>	M <sub>pl,max</sub>	Φ <sub>CD</sub>
[-]	kNm/m	[rad]
0.92	385	0
0.91	381	0.0078
0.90	376	0.0148

Table H.6 Results for Φ<sub>CD</sub> for different Rho values and a ratio ~ 56

AZ26 initial properties							
fy	2.40E+05	kN/m <sup>2</sup>					
b	3.56E-01	m	= width of flange				
ε	0.98953	-	=sqrt(235000/fy)				
tf	1.30E+01	mm					
E	2.10E+08	kN/m <sup>2</sup>					
AZ26 with corrosion							
dt	6.58	mm	= corrosion C1.dtD1				
b/tfi/eps	56.039	[-]					
tfi	6.42	[mm]					
A	1.06E-02	m <sup>2</sup> /m					
I	3.13E-04	m <sup>4</sup> /m					
Wel	1.48E-03	m <sup>3</sup> /m					
Wpl	1.74E-03	m <sup>3</sup> /m					
PLX input values							
in case ratio "b/tfi/eps" < 45				in case 45 < ratio "b/tfi/eps" < 50		in case 50 < ratio "b/tfi/eps" < 60	
EA	2.223E+06	kN/m					
EI	6.5721E+04	kNm <sup>2</sup> /m					
w	0.8312	kN/m/m					
Rho;max;i	1.0000	[-]		Rho;max;i	NA	Rho <sub>i</sub> max	0.92
Mp_max	418.28	kNm/m		Mp_max	#VALUE!	Mp_max	384.73
Np	1.0.E+12	kN/m					
plastic rotation capacity Phi_CD							
				1 > Rho > 0.95		0.95 > Rho > 0.90	
				Rho <sub>i</sub> with softening	0.95	Rho <sub>i</sub> with softening	0.90
				Phi_CD	NA	Phi_CD	0.0148
				Mp with softening		Mp with softening	376

Table H.7 Spreadsheet used for verification on Φ<sub>CD</sub>

### H.3 Check on calculated rotations (Φ<sub>max</sub>)

A check is made on the calculated rotations ((Φ<sub>max</sub>) by the special command "MaxAngularDestortionSheetPile". For this the following calculation was selected: Run H5, iteration 198, Beta [u] = 3.2244. The choice was random, however a calculation was selected in which a plastic hinge occurs and hence some softening.

Use is made of the option in PLAXIS to extract the deformations of the plate element (representing the sheet pile) per node and the option to extract the rotations per node.

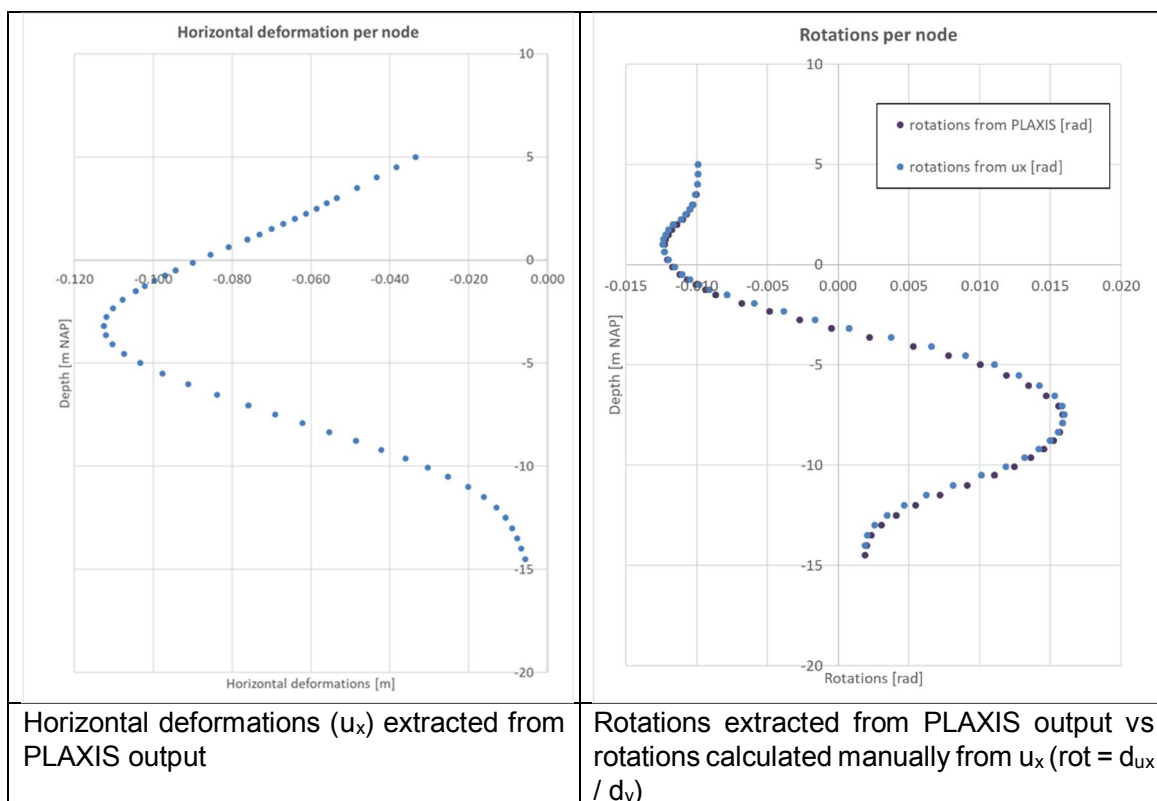


Figure H.6 Run H5, iteration 198, Beta [ $u$ ] = 3.2244. Horizontal deformations and rotations per node

Zone	Level	
	Top [m NAP]	Bottom [m NAP]
A: Above upper lockage level	+5.0	+3.0
B: Upper lockage level-GWL	+3.0	+1.0
C: GWL- lower lockage level	+1.0	-0.5
D1: Lower lockage level-bottom	-0.5	-1.5
D2: Lower lockage level-bottom	-1.5	-5.0
D3: Lower lockage level-bottom	-5.0	-7.0
E: Below bottom	-7.0	-14.5

Table H.8 Defined zones/sections in sheet pile

Section_1.Phi_max	0.00020	rad
Section_2.Phi_max	0.00055	rad
Section_3.Phi_max	0.00052	rad
Section_4.Phi_max	0.00126	rad
Section_5.Phi_max	0.00298	rad
Section_6.Phi_max	0.00205	rad
Section_7.Phi_max	0.00201	rad

Table H.9 Run H5, iteration 198, Beta [ $u$ ] = 3.2244. Extracted values of  $\Phi_{max}$  per zone/section from PTK.



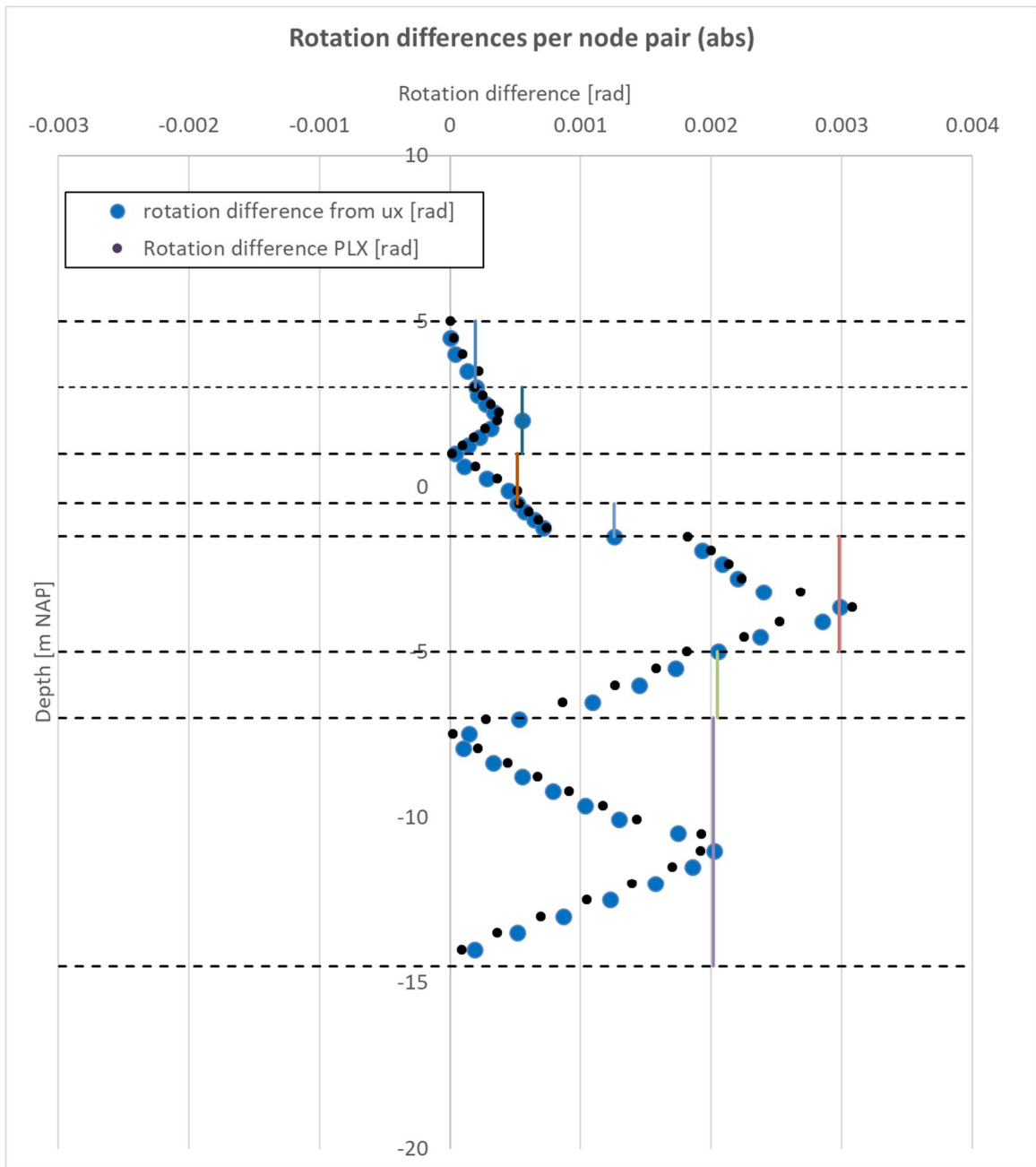


Figure H.7 Run H5, iteration 198, Beta [u] = 3.2244. Comparison of rotation differences per node pair. Black dashed horizontal lines indicate the defined zones/sections in the sheet pile. The coloured vertical continuous lines per zone/section indicate the extracted values of  $\Phi_{max}$  from the PTK. Blue dots are the calculated rotation differences per node pair (calculated in analogy with the special command). As a comparison the black dots are included which are the rotation differences determined based on the rotation per node as extracted from PLAXIS output.

It is concluded that the results of the special command can be exactly reproduced. The rotation differences directly obtained from the PLAXIS output are in general only slightly different. However, at some locations differences are larger. This is caused by the linearization in between the nodes that is made in the special command. The rotations outputted by PLAXIS per node are based on the more advanced beam theory used for the plate elements. Ideally more sensitivity analysis is performed to gain more insight in the possible differences and the

impact on results. For now, it is believed that results are acceptable as long as the mesh size (and thus the node distance) is relatively small.

#### **H.4 Check on LSF values**

The by the PTK calculated LSF values based on the results per calculation are checked. In a random manner a calculation is selected, i.e. Run H5, direction 62, Beta [u] = 3.8389, and recalculated with a spreadsheet. It is verified that the calculated LSF values indeed are the same as found in the PTK.

Run H5		Results of calculation		LSF values
ID	316	Section_1.M_max	69.57472054	z1_pl 0.871309
Iteration	61	Section_1.M_pl_max	540.6343897	z2_pl 0.599894
dt_D1	7.650486	Section_1.M_elas_corr	10000000000	z3_pl 0.735288
		Section_1.Phi_max	0.000256403	z4_pl 1
		Section_1.Phi_CD	0.02688473	z5_pl 0.086532
		Section_1.Rho_c_max	1	z6_pl 1
		Section_2.M_max	189.7033063	z7_pl 0.40116
		Section_2.M_pl_max	474.1321857	z_pl <b>0.086532</b>
		Section_2.M_elas_corr	10000000000	
		Section_2.Phi_max	0.000844258	
		Section_2.Phi_CD	1.39E-17	z1_el 1
		Section_2.Rho_c_max	0.98489289	z2_el 1
		Section_3.M_max	144.1576933	z3_el 1
		Section_3.M_pl_max	544.5830276	z4_el 0.195768
		Section_3.M_elas_corr	10000000000	z5_el 1
		Section_3.Phi_max	0.000573146	z6_el -0.02902
		Section_3.Phi_CD	0.028889792	z7_el 1
		Section_3.Rho_c_max	1	z_el <b>-0.02902</b>
		Section_4.M_max	241.5542524	
		Section_4.M_pl_max	10000000000	
		Section_4.M_elas_corr	300.3537635	z1_phi 0.990463
		Section_4.Phi_max	0.001370178	z2_phi 1
		Section_4.Phi_CD	-0.12238783	z3_phi 0.980161
		Section_4.Rho_c_max	NaN	z4_phi 1
		Section_5.M_max	337.2163148	z5_phi 1
		Section_5.M_pl_max	369.1604913	z6_phi 1
		Section_5.M_elas_corr	10000000000	z7_phi 0.961603
		Section_5.Phi_max	0.00240895	z_phi <b>0.961603</b>
		Section_5.Phi_CD	-2.78E-17	
		Section_5.Rho_c_max	0.908511385	Zanchw <b>0.691608</b>
		Section_6.M_max	309.0695602	
		Section_6.M_pl_max	10000000000	Zanc <b>0.512008</b>
		Section_6.M_elas_corr	300.3537635	
		Section_6.Phi_max	0.00237936	Z_soil 1
		Section_6.Phi_CD	-0.12238783	
		Section_6.Rho_c_max	NaN	Zstruct <b>-0.02902</b>
		Section_7.M_max	354.4931571	
		Section_7.M_pl_max	591.966825	
		Section_7.M_elas_corr	10000000000	
		Section_7.Phi_max	0.001934744	
		Section_7.Phi_CD	0.050387294	
		Section_7.Rho_c_max	1	
		Phase_6.MStage	1	
		AnchorPlate.M2D	-113.147395	
		Anchor.Force	454.6512985	
		ZAncW	0.69160767	
		ZAnc	0.512007759	
		ZSoil	1	
		z_pl	0.086531948	
		z_el	-0.02901844	
		z_phi	0.961602548	
		ZStruct	-0.02901844	

Table H.10 Run H5, iteration 61, check on calculated LSF values. First 5 columns on the left show output values as shown in PTK including the results of the LSF functions. The two last columns on the right show the manually calculated LSF values based on the presented output values.

### H.5 Check on influence yield stress

To be able to get more insight in the effect of the yield stress on the bending moment capacity we can make several cross sections in Figure H.8 parallel to the yield stress axis. The results have been presented in Figure H.9.

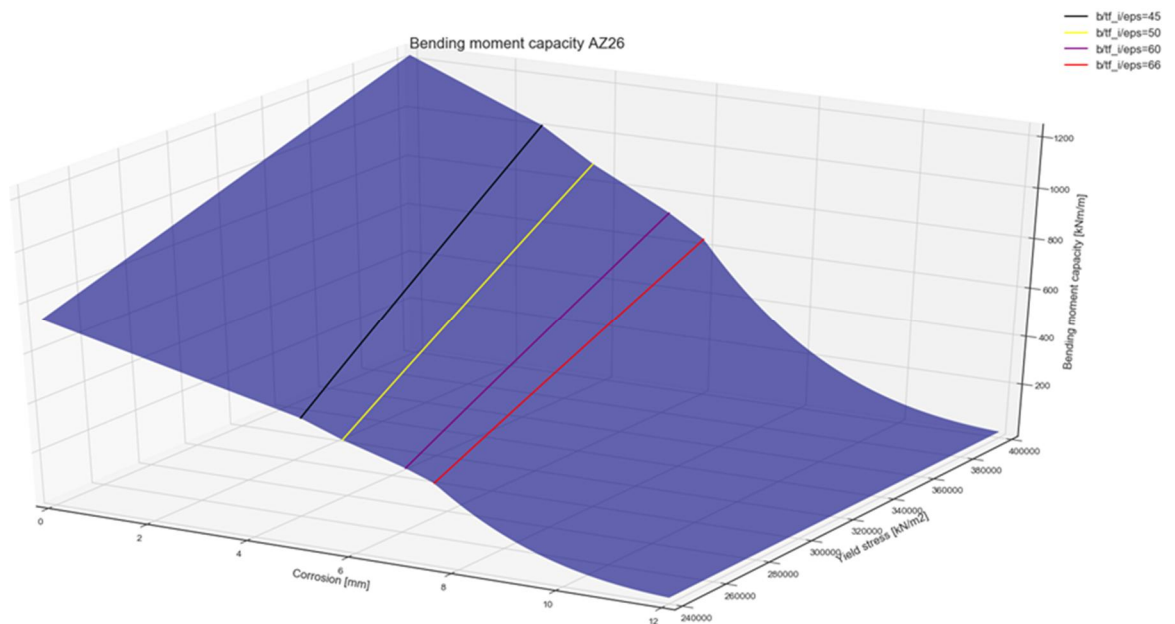


Figure H.8 3D figure indicating the relation between the maximum plastic bending moment capacity [kNm/m] (vertical axis) and the amount of corrosion [mm] and the yield stress [kN/m<sup>2</sup>]

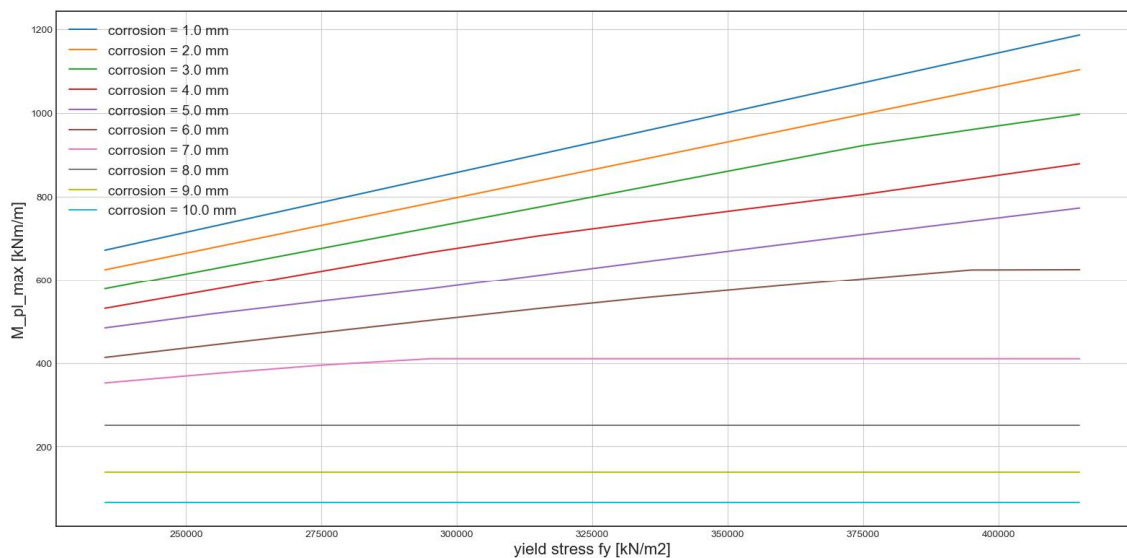


Figure H.9 Results of cross-sections made in Figure H.8 for different corrosion values

To further clarify some example calculations are presented.

<p>Assume</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>b</math> = definition of width of AZ26 = 356 mm</li> <li>• <math>t_f</math> = initial thickness of flange = 13 mm</li> <li>• <math>f_y</math> = yield stress [kPa]</li> </ul> <p>by definition:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = \sqrt{235000 / f_y}</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = t_f - dt</math></li> </ul> <p>suppose</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>f_y = 240 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>dt = 4.65 \text{ mm}</math></li> </ul> <p>then</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = 0.99</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = 13 - 4.65 = 8.35 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>\text{ratio} = b/t_{f_i}/\epsilon_p = 356/8.35/0.99 = 43</math> (= Class 1&amp;2)</li> <li>• <math>Rho_{c\_max} = 1.0</math></li> <li>• <math>W_{pl\_max} = 2.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}</math></li> <li>• <math>M_{pl\_max} = f_y \cdot W_{pl\_max} \cdot Rho = 511 \text{ kNm/m}</math> (with a certain rotation capacity)</li> </ul> <p>Now suppose:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>f_y = 340 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>dt = 4.65 \text{ mm}</math></li> </ul> <p>then</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = 0.83</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = 13 - 4.65 = 8.35 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>\text{ratio} = b/t_{f_i}/\epsilon_p = 356/8.35/0.83 = 51.3</math> (= klasse 3)</li> <li>• <math>Rho_{c\_max} = 0.94</math></li> <li>• <math>W_{pl} = 2.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}</math></li> <li>• <math>M_{pl\_max} = f_y \cdot W_{pl\_max} \cdot Rho = 683 \text{ kNm/m}</math> (but with reduced rotation capacity)</li> </ul> <p>Conclusion:</p> <p>Expected increase based on increase in yield stress = <math>340 / 240 = 1.42</math>  Calculated increase = <math>683 / 511 = 1.34</math> (and less rotation capacity compared with lower yield stress)</p>
--

Table H.11 Example calculation for impact of yield stress as a stochastic variable for a corrosion = 4.65 mm (mean value)

<p>Assume</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>b</math> = definition of width of AZ26 = 356 mm</li> <li>• <math>t_f</math> = initial thickness of flange = 13 mm</li> <li>• <math>f_y</math> = yield stress [kPa]</li> </ul> <p>by definition:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = \sqrt{235000 / f_y}</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = t_f - dt</math></li> </ul> <p>suppose</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>f_y = 240 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>dt = 7 \text{ mm}</math></li> </ul> <p>then</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = 0.99</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = 13 - 7 = 6 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>\text{ratio} = b/t_{f_i}/\epsilon_p = 356/6/1 = 60</math> (= klasse 1/2/3)</li> <li>• <math>Rho_{c\_max} = 0.9</math></li> <li>• <math>W_{pl};max =</math></li> <li>• <math>M_{pl};max = 358 \text{ kNm/m}</math> (but with softening capacity !)</li> </ul> <p>Now suppose:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>f_y = 340 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>• <math>dt = 7 \text{ mm}</math></li> </ul> <p>then</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\epsilon_p = 0.83</math></li> <li>• <math>t_{f_i} = 13 - 7 = 6 \text{ mm}</math></li> <li>• <math>\text{ratio} = b/t_{f_i}/\epsilon_p = 356/6/0.83 = 71</math> (= Class 4)</li> <li>• <math>f_{y;red} = 235000/(b/t_{f_i}/\epsilon_p)^2 = 235000/(356/(13-7)/66)^2 = 291000 \text{ kN/m}^2</math></li> <li>• <math>W_{el} = 1.41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}</math></li> <li>• <math>M_{corr\_el} = W_{el} * f_{y;red} = 1.41 \cdot 10^{-3} * 291000 = 410 \text{ kNm/m}</math> (without softening capacity!)</li> </ul> <p>Conclusion</p> <p>Expected increase based on yield stress = <math>340 / 240 = 1.42</math></p> <p>Calculated increase = <math>410 / 358 = 1.15</math>, but results from run H3, 4 vs H8, 9 suggest that "this profit" is (at least partly) undone due to the loss of rotation capacity.</p>
---

Table H.12 Example calculation for impact of yield stress as a stochastic variable for a corrosion value of 7 mm

## I Improved Class 4 strength in 3<sup>rd</sup> series of calculations

In the first series of calculations as presented in [Deltares, 2018] corrosion was used as a deterministic value. As a result the sheet pile could not reach Class 4 by the end of the reference period of  $T = 75$  years and as such there was no need for a Class 4 strength formulation.

In the second series of calculations as presented in chapter 6 of this report corrosion was used as a stochastic variable and as such a Class 4 strength formulation was needed. For the 2<sup>nd</sup> series of calculations a simplified Class 4 strength model is used. In this simplified approach a reduced yield stress is used for the section such that the  $b/t_f/\varepsilon$  parameter is always equal to the Class 3 - 4 threshold. This is a conservative approach of the Class 4 strength.

To investigate the effect of using a more realistic (and less conservative) Class 4 strength the formulation is adjusted based on input by [ArcelorMittal, 2019] in the 3<sup>rd</sup> series of calculations. For a number of different yield stresses and different corrosion values AM provided the Class 4 strength for an AZ26 profile according to a critical stress calculation in line with EC3 guidelines. Deltares used the provided numerical values to fit a polynomial surface and generate a continuous representation of the Class 4 strength in the class 4 area. The previous is visualized in the figure below using the black dots (i.e. the provided numerical values by AM) and the polynomial surface fit represented as red see-through surface.

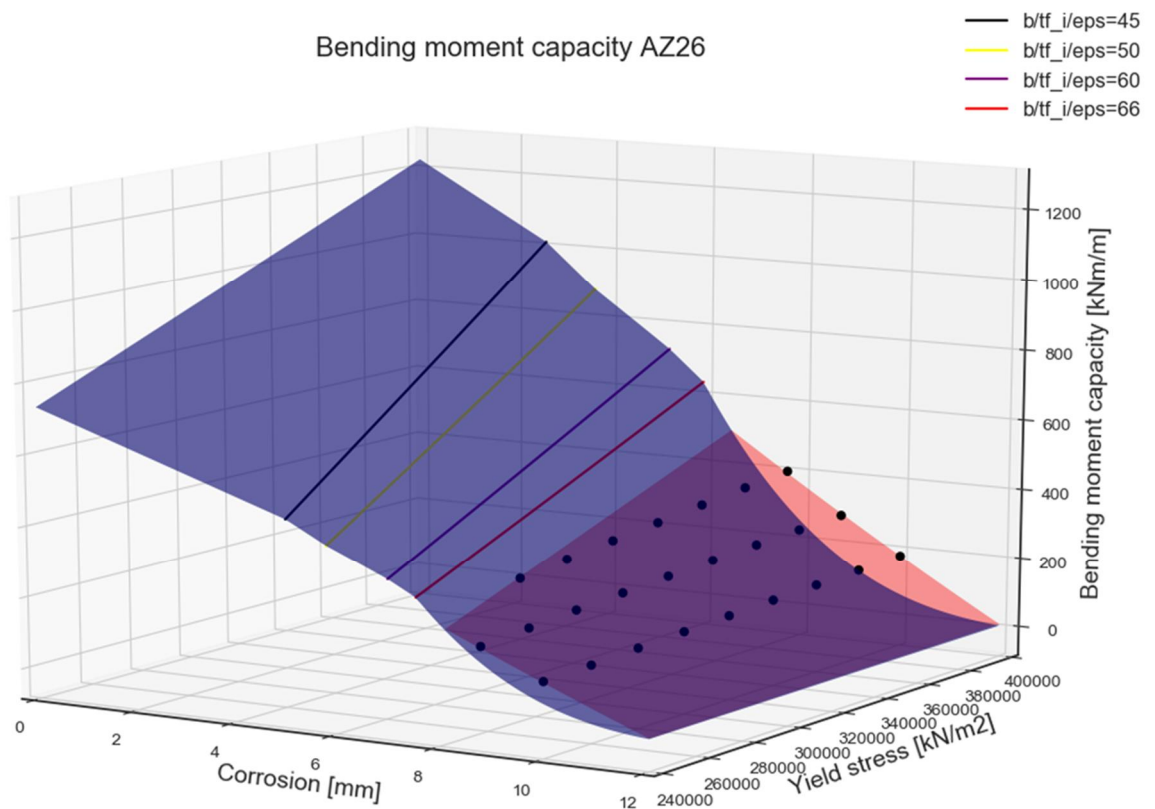


Figure I.1.. This figure is a copy of figure G.8 and shows a 3D figure indicating the relation between the maximum plastic bending moment capacity [kNm/m] (vertical axis) and the amount of corrosion [mm] and the yield

*stress [kN/m<sup>2</sup>]. In addition to figure G.8. here the improved Class 4 strength is represented as red see-through surface.*

Note to figure I.1.:

After performing the polynomial surface fit it was concluded that the fit does not intersect nicely with the Class 3 - 4 boundary as may be expected. The generated polynomial fit instead intersects with the surface representing the simplified Class 4 strength. This may suggest that the representation of the improved Class 4 strength is not ideal yet as it is expected that the more detailed calculations should provide less conservative strengths throughout the whole Class 4 area. Possibly non-linear effects play a stronger role closer to the Class 3 – 4 boundary. Additional calculations for the improved Class 4 strength closer to the Class 3 - 4 boundary may help to get a better insight and to improve the description of the improved Class 4 strength throughout the whole Class 4 area. Within this project it was not possible to further investigate the aforementioned behavior. In the 3<sup>rd</sup> series of calculations it was decided to use the maximum calculated value of the Class 4 strength coming from either:

- The reduced yield stress approach, or;
- the polynomial surface fitted on the numerical results of the critical stress calculation by AM.



## J Results of calculations (3<sup>rd</sup> series)

### Summary of calculation Input and Output

Run	Origin	Node	Model settings				Diff u per direction	Var. coeff. Failure	fy	Tc	Tref	Softening	AM line	model behaviour	Depth	Step size
			material model	corrosion	method											
H14		91	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	No	Varying	4	1	
I1		92	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	4	1	
I2		93	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	50	25	Yes	Yes	Varying	5	1	
I3		94	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	26	1	Yes	Yes	Varying	8	1	
I4	like I3	91	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	26	1	Yes	Yes	Varying	8	1	
I5	like I3	92	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	26	1	Yes	Yes	Varying	9	1	
I6	like I3	31	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	26	1	Yes	Yes	Varying	8	1	
I7	like I2	33/32	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	50	25	Yes	Yes	Varying	6	1	
I8	like I1	93	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	4	1	
I9	like I2	93	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	50	25	Yes	Yes	Varying	7	1	
I10	like I1	92	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	6	1	
I11	like I2	91	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	50	25	Yes	Yes	Varying	7	1	
I12	like I1	31	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	5	1	
I13	like I5	91	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	75	1	Yes	Yes	Varying	8	1	
I14	like I6	93	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	75	1	Yes	Yes	Varying	6	1	
I15	like I4	94	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	75	1	Yes	Yes	Varying	5	1	
I16	like I3	31	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	75	1	Yes	Yes	Varying	4	1	
I17	like I13	32	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	50	1	Yes	Yes	Varying	8	1	
I18	like I16	31	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	50	1	Yes	Yes	Varying	6	1	
I19	like I10	92	MC	deterministic	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	8	1	
I20	like I19	93	MC	stochast V = 0.2	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	6	1	
I21	like I19	94	MC	stochast V = 0.3	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	5	1	
I22	like I19	31	MC	stochast V = 0.5	DS	0.1	0.1	Yes	75	50	Yes	Yes	Varying	4	1	

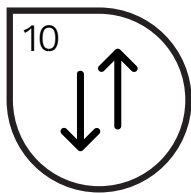
Run	Results		Calculation time				nr. iterations	nr. Runs	Versions used				Input Commands	comments
	Beta	var. coeff. Failure	start	stop	days	PLAXIS			PLX model	Python script	PTK			
H14	1.12	0.1	15-4-2020	19-4-2020	4	547	3148	2018.00	v1.0	v8.1	v1.9.23.1250	TimeList	for comparison	
I1	1.18	0.1	15-4-2020	20-4-2020	5	601	3445	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 1A	
I2	2.71	0.127	15-4-2020	13-5-2020	28	5000	30675	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 1B	
I3	5.34	0.405	15-4-2020	8-8-2020	115	10000	90684	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 1C	
I4	5.42	0.458	22-4-2020	30-6-2020	69	7163	64729	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 1D	
I5	5.45	0.291	22-4-2020	30-6-2020	69	4506	46104	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 2A	
I6	5.45	0.567	22-4-2020	30-6-2020	69	6521	58978	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 2B	
I7	4.54	0.44	26-4-2020	8-8-2020	104	10000	70050	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 2C	
I8	1.93	0.1	15-5-2020	30-5-2020	15	2461	12905	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 2D	
I9	4.65	0.266	10-6-2020	9-8-2020	60	5166	41781	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 3A	
I10	3.99	0.381	8-7-2020	5-10-2020	89	3752	26331	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 3B	
I11	4.59	0.285	3-7-2020	9-9-2020	68	4375	35254	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 3C	
I12	2.63	0.151	3-7-2020	9-9-2020	68	2831	17445	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 3D	
I13	4.78	0.38	9-9-2020	10-12-2020	92	3105	28222	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 6A	
I14	2.84	0.198	9-9-2020	16-10-2020	37	2158	15800	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 6B	
I15	2.05	0.117	9-9-2020	16-10-2020	37	1804	11500	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 6C	
I16	1.38	0.1	9-9-2020	22-9-2020	13	870	4787	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 6D	
I17	5.32	0.264	15-9-2020	10-12-2020	86	4613	41995	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 7A	
I18	2.83	0.21	23-9-2020	16-10-2020	23	1939	14000	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 7B	
I19	4.62	0.35	5-10-2020	10-12-2020	66	2782	25271	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 8A	
I20	2.89	0.29	16-10-2020	1-12-2020	46	1271	9284	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 8B	
I21	2.11	0.203	16-10-2020	23-10-2020	7	762	4824	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 8C	
I22	1.38	0.11	16-10-2020	24-10-2020	8	718	3954	2018.00	v1.0	v8.2	v1.9.23.1250	TimeList	tabel Hans, run 8D	

Note on Run I3: after this calculation was performed an issue was found with the LSF formulation of the anchorwall in this run, resulting in an unrealistic high amount of anchorwall failures. In effect a too low Beta was calculated. The anchorwall failures were manually

removed from the data set and the Beta was manually recalculated. The influence factors for his run however could not be easily recalculated and as such are not reported here.

Input / Run	H14	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9	I10	I11	I12	I13	I14	I15	I16	I17	I18	I19	I20	I21	I22
Tc [year]	75	75	50	26	26	26	26	50	75	50	75	50	75	75	75	75	75	50	50	75	75	75	75
Tref [year]	50	50	25	1	1	1	1	25	50	25	50	25	50	1	1	1	1	1	1	50	50	50	50
Vcorrosion [-]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.3	0	0.2	0.3	0.3	0	0	0.2	0.2	0	0.2	0.3	0.5	0	0.5	0	0.2	0.3	0.5
<b>Result</b>																							
Beta [-]	1.12	1.18	2.71	5.34	5.42	5.45	5.45	4.54	1.93	4.65	3.99	4.59	2.63	4.81	2.84	2.05	1.38	5.32	2.83	4.62	2.89	2.11	1.38
CoV [-]	0.10	0.10	0.13	0.41	0.46	0.29	0.57	0.44	0.10	0.27	0.38	0.29	0.15	0.42	0.20	0.12	0.10	0.26	0.21	0.35	0.29	0.20	0.11
<b>Influence factors [%]</b>																							
ZM.gammaunsat	1	1	1	N/A	5	2	1	0	1	4	2	1	1	1	1	1	0	2	1	1	2	1	1
ZM.phi	1	2	2	N/A	44	47	75	26	1	30	49	33	4	59	3	2	0	57	2	0	2	1	1
ZM.ERef	0	0	0	N/A	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	2	0	1	0
KM.phi	3	3	0	N/A	0	0	0	1	0	2	5	1	0	4	1	0	1	1	0	0	0	0	2
KM.ERef	0	1	2	N/A	0	0	1	2	2	3	4	4	2	3	1	2	1	3	2	0	1	2	1
KM.cref	2	2	1	N/A	13	4	5	5	1	3	2	5	2	7	2	0	0	4	0	1	0	0	0
ZD.phi	0	0	0	N/A	24	7	0	1	0	22	12	29	0	8	0	0	0	8	0	0	2	0	0
Bottom.ylevel	1	1	1	N/A	5	1	1	0	1	2	2	2	1	1	0	0	0	1	0	3	1	1	1
WL.waterlevel	1	0	0	N/A	5	34	9	1	0	29	11	11	0	4	0	1	0	21	1	88	0	1	0
LL1_1.QYStart	0	0	0	N/A	0	0	0	6	0	0	2	1	0	2	0	0	0	0	1	0	0	2	1
LL2_1.QYStart	2	1	1	N/A	0	1	2	0	0	1	4	1	2	0	4	0	0	1	1	2	2	0	0
LL3_1.QYStart	0	0	0	N/A	1	0	4	0	0	0	0	2	0	2	0	0	0	0	0	2	0	1	0
C1.dtD1	78	74	67	N/A	1		0	21	74			1	58		62	69	78		62		50	75	73
C2.dtD2	9	13	26	N/A	0		0	35	18			4	28		24	23	18		29		39	16	21
Steel.fy	2	1	0	N/A	0	2	0	0	0	2	6	5	0	7	0	1	0	3	1	0	0	0	0
<b>SUM</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>		<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>
<b>Nr of failures per LSF [#]</b>																							
z_anchw	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
z_anc	0	0	0	9	6	23	7	0	0	4	0	3	0	0	0	0	0	4	0	2	0	0	0
z_soil	0	0	0	48	40	123	36	0	0	30	6	15	0	19	0	0	0	33	0	59	1	0	0
z_pl	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
z_el	71	70	43	0	0	0	0	1	64	0	0	0	23	0	36	82	79	0	39	0	14	30	63
z_phi	20	23	51	26	11	45	9	7	42	31	14	23	42	45	49	35	18	30	28	15	27	12	17
<b>SUM</b>	<b>91</b>	<b>93</b>	<b>94</b>	<b>83</b>	<b>57</b>	<b>191</b>	<b>52</b>	<b>8</b>	<b>106</b>	<b>65</b>	<b>20</b>	<b>41</b>	<b>65</b>	<b>64</b>	<b>85</b>	<b>117</b>	<b>97</b>	<b>67</b>	<b>67</b>	<b>76</b>	<b>42</b>	<b>42</b>	<b>80</b>





The influence of soil embedment on the strength of a corroded AZ18-800  
A finite element study, Deltares, 11200741-068-HYE-0003, 25 October 2021



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2019*

## Technische levensduur

De invloed van inbedding door de grond  
op de sterkte van een gecorrodeerd  
stalen damwandprofiel AZ18-800

Mark Post	(Deltares)
Hans Brinkman	(Deltares)
Thomas Balder	(Deltares)
Muhammad Anwaar	(ArcelorMittal)



TOPSECTOR  
WATER &  
MARITIEM



ArcelorMittal

Kenmerk	: KpNK-2019-BKW-03a002
Versie	: 1.0
Datum publicatie	: 6 oktober 2022

*Dit onderzoek met ArcelorMittal is mede mogelijk gemaakt door een bijdrage vanuit TKI Deltatechnologie via het project DEL050 "Natte Kunstwerken van de Toekomst" (2016-2021)*





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluisen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken kan worden gevonden op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.



TOPSECTOR  
WATER &  
MARITIEM

Topsector Water en Maritiem is een van de negen topsectoren in Nederland. Hierbinnen zijn drie topconsortia voor kennis en innovatie (TKI's) opgericht om het beleid en daarmee gemoeide regelingen voor het versterken van de samenwerking tussen onderzoeksorganisaties, bedrijven en overheden in deze sectoren uit te voeren. Het voorliggende onderzoek is mede mogelijk gemaakt door de bijdrage vanuit TKI Deltatechnologie.

Meer informatie staat op [www.tkideltatechnologie.nl](http://www.tkideltatechnologie.nl)

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn "Toekomstbestendige Natte Kunstwerken" binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijn-ontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Mark Post - [mark.post@deltares.nl](mailto:mark.post@deltares.nl)

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2019 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)



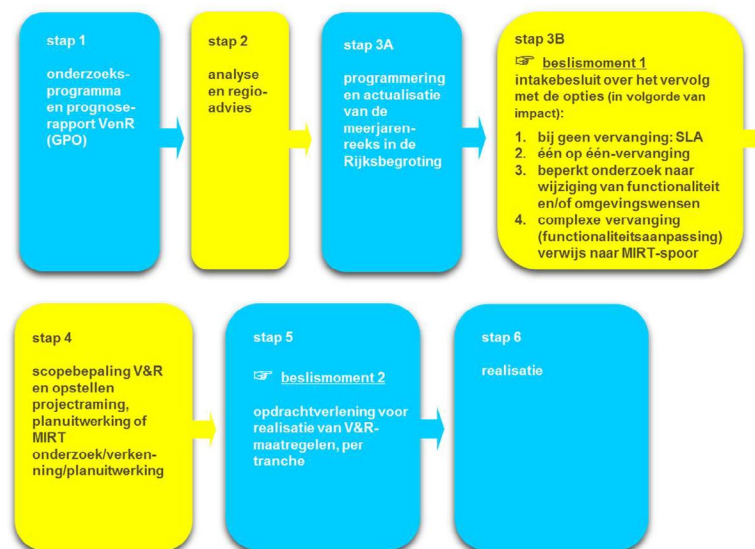




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zich op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2019 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken op verschillende onderwerpen samengewerkt met Acotec BV, Arcadis en ArcelorMittal, DIANA FEM en Boskalis.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende onderzoeksrapport “The influence of soil embedment on the strength of a corroded AZ18-800”. Dit gezamenlijke onderzoek van Deltares en ArcelorMittal, dat mede door een bijdrage vanuit TKI Deltatechnologie via het project DEL050 “Natte Kunstwerken van de Toekomst” mogelijk is gemaakt, is uitgevoerd in het kader van het Kennisplan 2019. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# The influence of soil embedment on strength of a corroded AZ18-800

### Aanleiding

Voor een meer kosteneffectieve betrouwbare toepassing van stalen damwanden is een (fysisch) meer realistisch rekenmodel van de constructie nodig waarmee de invloed van de dominante onzekerheden op het gedrag kunnen worden beschouwd. Een van deze onzekerheden is het knikgedrag (lokale instabiliteit) van dunwandige stalen damwanden (als gevolg van corrosie) in combinatie met een inbedding van de damwand in de omringende grond. Op dit moment is er geen inzicht in hoeveel extra capaciteit inbedding door de omringende grond deze (conform de indeling in Eurocode 3) klasse 4 profielen biedt; dit aspect wordt in ontwerp en beoordelingen dan ook volledig verwaarloosd.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Er wordt verwacht dat de inbedding van een stalen damwand door de omringende grond een positieve invloed zal hebben op de capaciteit van deze constructie, omdat deze inbedding de lokale knikeffecten onderdrukt. De grootte van de invloed zal afhangen van de grondsoort waarin de damwand is ingebed. Vooral bij dunwandige stalen damwanden kan dit aspect voor de capaciteit van belang zijn. Het voorliggende rapport presenteert de resultaten van een verdiepende onderzoeksfase met behulp van de Eindige Elementen Methode (EEM) programma's Abaqus en PLAXIS 3D met het volgende doel:

- Zijn de effecten van inbedding in de omringende grond op lokale knik van de damwand significant? Dus is het de moeite waard om de effecten van inbedding nader te onderzoeken met behulp van fysisch (model) onderzoek?

### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

Er is gekozen voor modellering van een gecorrodeerd AZ18-800 damwand profiel. Argumenten voor deze keuze zijn dat dit een damwand profiel is wat steeds meer wordt toegepast in de markt gezien het gunstige gewicht – sterkte verhouding. Verder zal bij het optreden van enige corrosie het profiel een klasse 4 profiel worden en daarmee gevoelig worden voor het optreden van lokale knik effecten.

Voor de EEM-modellering is gebruik gemaakt van een zogenaamde 4 punts-buigproef set-up. Een dergelijke buigproef is gangbaar in het onderzoek naar de sterkte van stalen (damwand) profielen. Bijzonder aspect in de EEM-modellering in dit geval is het gebruik van een grond omhulling met zogenaamde *stress-controlled boundaries*. Voor het damwand profiel zelf is zowel met een versimpelde geometrie gerekend als met de werkelijke geometrie.

Het EEM-programma Abaqus is gebruikt voor de modellering van, en het verkrijgen van inzicht in, het staal gedrag. Daarnaast is het EEM-programma PLAXIS 3D gebruikt voor modellering van, en het



verkrijgen van inzicht in, het grondgedrag. De mogelijkheden en sterke punten van beide programma's vullen elkaar hiermee goed aan.

#### Onderzoeksresultaten en synthese

De resultaten uit de verschillende EEM-analyses van een 4 punts-buigproef op een gecorrodeerd AZ18-800 damwand profiel suggereren:

- '*Distorsional buckling*' is de maatgevende knik modus voor de beschouwde situatie zonder grondomhulling. Deze knikvorm geeft aanleiding tot relatief grote verplaatsing van de gedrukte flenzen van de damwand. Deze relatief grote verplaatsingen suggereren dat in het geval van grondomhulling, de grond mogelijk een significante invloed kan hebben in het onderdrukken van deze verplaatsingen en daarmee kan bijdragen aan sterkte van het profiel.
- Uit een vergelijk met PLAXIS 3D volgt dat er voor dit onderzoek geen significante verschillen lijken te zijn tussen het gebruik van het relatief eenvoudige Mohr Coulomb (MC) grond model en het meer geavanceerde Hardening Soil (HS) model. Op basis hiervan is besloten om het MC model te gebruiken in de Abaqus modellering.
- Voor de versimpelde geometrie is een toename in piek sterkte gevonden, voor de situatie met grondinbedding ten opzichte van de situatie zonder grondinbedding, van +13% voor een gemiddeld stijve grond en +20% voor een stijve grondslag. De rekenresultaten suggereren ook een kleine toename in de vervormingscapaciteit na de piek sterkte.
- Het is binnen de project randvoorwaarden niet mogelijk gebleken tot een voldoende geconvergeerd Abaqus model met de werkelijke damwand geometrie met grondinbedding te komen. Een dergelijke model is numeriek (te) uitdagend voor dit moment.

In het rapport is verder een hoofdstuk met discussie opgenomen om de juiste context te schetsen bij de gemaakte eindig elementen berekeningen. Dit hoofdstuk bespreekt aspecten welke relevant worden geacht maar niet expliciet zijn beschouwd of gevarieerd in dit onderzoek.

Gebaseerd op de resultaten van het onderzoek, met in gedachten de discussie rondom andere relevante aspecten, wordt geconcludeerd dat (nog) geen eenduidig antwoord kan worden gegeven op de onderzoeksvraag. Het is sterk afhankelijk van de situatie of de effecten van grond inbedding voldoende significant zijn en de moeite van het verder onderzoeken en kwantificeren waard zijn.

#### Evaluatie en vooruitblik

Het uitgevoerde onderzoek maakt aannemelijk dat, in niet-slappe grond condities, er een zekere hoeveelheid extra sterkte aanwezig is voor klasse 4, lokaal knik gevoelige, damwand profielen. Of het de moeite waard is deze extra sterkte verder te onderzoeken hangt sterk af van de situatie.

Generieke aanbeveling is dat damwand producenten (zoals ArcelorMittal) en asset managers (zoals Rijkswaterstaat) kennis nemen van dit onderzoek en voor hun situatie afwegen of verder onderzoek zinvol is voor hun situatie.

## The influence of soil embedment on the strength of a corroded AZ18-800

A finite element study



 enabling delta life

**The influence of soil embedment on the strength of a corroded AZ18-800**  
A finite element study

**Author(s)**

de heer ir. M. Post

de heer T. Balder MSc

ArcelorMittal -> de heer M.O. Anwaar

**Partners**

ArcelorMittal Luxembourg S.A., ESCH-SUR-ALZETTE

# Contents

	<b>Summary</b>	<b>4</b>
<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>7</b>
1.1	Background	7
1.2	Dutch research programme 'Hydraulic Structures'	7
1.3	Previous work done	7
1.4	Research goals	8
1.5	Approach and outline of report	8
<b>2</b>	<b>Starting points for Case Study</b>	<b>10</b>
2.1	Introduction	10
2.2	FE model set-up	10
2.3	Modelling the sheet pile geometry	14
2.4	Modelling the soil	15
2.5	Other relevant model aspects	17
2.6	Model runs to be made	18
2.7	Verification and validation of FE models	19
<b>3</b>	<b>Case Study without soil</b>	<b>20</b>
3.1	ABQ, exact geometry (1)	20
3.2	ABQ, simplified geometry (2)	23
3.3	PLX, simplified geometry (3)	25
3.4	Resume and conclusions	27
<b>4</b>	<b>Case Study with soil, PLAXIS</b>	<b>29</b>
4.1	Simplified geometry, medium stiff soil (4a)	29
4.2	Simplified geometry, stiff soil (4b)	31
4.3	Resume and conclusions	32
<b>5</b>	<b>Case Study with soil, Abaqus</b>	<b>33</b>
5.1	Numerical model assumptions	33
5.2	Simplified geometry, medium stiff soil (5a)	34
5.3	Simplified geometry, stiff soil (5b)	36
5.4	Exact geometry (6)	38
5.5	Resume and conclusions	38
<b>6</b>	<b>Outlook and discussion</b>	<b>40</b>



6.1	Outlook	40
6.2	Cantilever vs anchored walls	40
6.3	Z-piles vs U-piles	41
6.4	Buckling inward or outward	41
6.5	Soil one sided, two sided, active or passive, higher stress level	42
6.6	Water pressures	42
6.7	Simplified vs exact sheet pile geometry	42
6.8	Other relevant aspects not considered yet	43
<b>7</b>	<b>General conclusions and recommendations</b>	<b>44</b>
7.1	Conclusions	44
7.2	Recommendations	44
<b>8</b>	<b>References</b>	<b>46</b>
<b>A</b>	<b>Summary of previous work on the subject</b>	<b>47</b>
<b>B</b>	<b>Uncorroded AZ18-800 and CUFSM verification</b>	<b>48</b>
B.1	Results of the uncorroded AZ18-800	48
B.2	Verification with the CUFSM finite strip method	49
<b>C</b>	<b>Detailed model output</b>	<b>52</b>
C.1	PLX, Simplified geometry, stiff soil (4b)	52
C.2	Abaqus, simplified geometry, medium stiff soil	54
<b>D</b>	<b>FE model results for anchored wall situation</b>	<b>58</b>
<b>E</b>	<b>Moment – rotation graph</b>	<b>60</b>

# 1 Introduction

## 1.1 Background

Within the framework of the research programme 'Natte Kunstwerken' ArcelorMittal (AM) and Deltares (DLT) collaborate in a TKI- research project related to service life expectancy of steel sheet piles in Hydraulic Structures. Within this TKI-project both parties have committed to (further) developing knowledge and tools for assessment of these types of structures.

One part of the TKI-research project aims at improving the prediction of strength of thin walled (strongly corroded) steel sheet piles embedded in soil. When sheet piles become so thin walled that they experience local instability effects ("buckling"), preventing them from reaching the elastic bending moment capacity, they are referred to as Class 4 type sections in the jargon of Eurocode 3. As a result, their capacity must be reduced significantly using the Eurocode approach. In the Eurocode approach the expected positive influence of soil embedment is however not accounted for. At this moment there is no good insight in how much extra capacity (different types of) soil embedment provide and no agreed method how to quantify this effect.

This report presents the combined ArcelorMittal and Deltares effort of a systematic numerical study towards how and when soil embedment may have a positive effect on Class 4 sheet piles. This study is considered relevant as there is a tendency in the (civil engineering) market to use ever more optimized (slender) new sheet pile profiles while at the same time asset managers try to maximize the service life of their sheet pile acreage.

## 1.2 Dutch research programme 'Hydraulic Structures'

Within the research programme Hydraulic Structures (Dutch: Kennisprogramma 'Natte Kunstwerken') the Dutch knowledge institutes Deltares, TNO and Marin develop in cooperation with the Dutch Ministry of Infrastructure and Water Management (Dutch: Rijkswaterstaat) knowledge to prepare for the vast replacement task of old Hydraulic Structures in the Netherlands. Also see the website: <https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/>.

The aim of the research programme is to develop knowledge that allows for:

- An efficient use of technical and functional remaining life expectancy.
- Design of a new structure:
  - Where innovative solutions can be used.
  - That is adaptable to future needs.

In relation to an efficient use (maximum residual life) of existing hydraulic structures it is essential that the structure can be realistically modelled and as such the dominant uncertainties can be reduced. One of these aspects is the behaviour of thin walled steel sheet piles in combination with a soil embedment.

## 1.3 Previous work done

Within the context of the research programme Hydraulic Structures some first exploratory calculations were performed by Deltares with PLAXIS into the beneficial effects of soil embedment on the strength of slender sheet piles. Furthermore, at the start of this TKI project

ArcelorMittal and Deltares performed some additional (validation) tests with Abaqus and PLAXIS. Also see appendix A.

The results of these first calculations suggested there may be a significant effect and that it may be worthwhile to perform a further numerical study. Since these first calculations also indicated the limitations of PLAXIS of modelling structural behaviour it was clear that a further numerical study should also make use of a more structural FE package like Abaqus.

## 1.4 Research goals

The main goals related to the research into the behaviour of thin walled steel sheet piles embedded in soil are:

- *How much extra capacity do, local buckling sensitive, Class 4 sections have when embedded in soil?*
- *How can this extra capacity be quantified in a reliable manner?*

To achieve this goal a mixed approach is expected to be needed, i.e. a combination of numerical and experimental work.

The sub goal set for this TKI research project is:

*To investigate by means of a finite element (FE) study if the effects of soil embedment on the capacity of thin walled sheet piles are significant, i.e. is it worthwhile to further investigate the effects of soil embedment with physical scale testing?*

Special attention points:

- How realistically should the soil be modelled, i.e. which type of constitutive soil material model should be used in the FE model?
- Are the beneficial effects of the soil embedment related to both a possible increase in (peak) strength and/or an increase in rotation capacity?

## 1.5 Approach and outline of report

Local buckling is a complex structural mechanism. This mechanism is in general studied with structural finite element (FE) programs such as DIANA or Abaqus, which have specific tools to deal with buckling (e.g. efficient methods of applying initial eccentricities and dealing with post-buckling behaviour). The options for modelling soil and soil-structure interaction however are in general more limited in these structural finite element (FE) programs.

When dealing with soil and soil-structure interaction in general use is made of different FE programs that have more focus on the modelling of soil behaviour. Such a program is PLAXIS which enables the use of a range of constitutive soil models. These constitutive soil models allow for modelling effects such as stress and stress path dependent stiffness and strength and soil arching. The options for modelling structures and complex mechanisms such as local buckling are in general however more limited.

To reach the formulated sub goal of this TKI research project it is anticipated to use a mix of PLAXIS and Abaqus analyses. The results of the Abaqus models are first used to verify the structural results of the PLAXIS models for the situation without soil. Then the PLAXIS models are used to investigate the effects of the used constitutive soil model. With the latter results and insights, a choice is made for the soil model to be used in Abaqus for the final calculations.

The outline of the report is chosen in the following manner: in Chapter 2 the starting points for the Case Study are elaborated. In Chapter 3 first the response of the sheet pile without soil embedment is analysed. In Chapter 4 the soil effect is studied in PLAXIS using different

constitutive soil models. With the results and insights found here the analysis is made in Abaqus with soil and reported in Chapter 5. Chapter 6 discusses in a more qualitative manner other relevant variables and issues. Finally, in Chapter 7 the main findings are presented as well as a conclusion based on these findings.

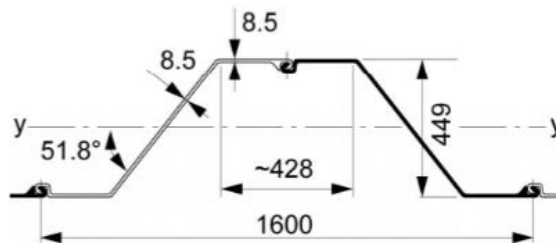
## 2 Starting points for Case Study

### 2.1 Introduction

In the search for a good Case Study the following arguments played a role:

- A slender profile, that with some corrosion should become a Class 4, such that local buckling becomes decisive for the strength over the elastic capacity.
- Ideally a Z profile is used as these types of profiles are in general preferred by the market due to their economic weight to strength ratio.

ArcelorMittal → Products & Services → Production Range → AZ® sections → AZ 18-800



Metric units  Imperial units

#### AZ 18-800

	A	G	$I_y$	$W_{el,y}$	$r_g$	$A_L$
	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	m <sup>2</sup> /m
<b>Per S</b>	102.9	80.7	33 055	1 470	17.93	1.04
<b>Per D</b>	205.7	161.5	66 110	2 945	17.93	2.08
<b>Per m of wall</b>	128.6	100.9	41 320	1 840	17.93	1.30

Figure 2.1 Properties of the AZ18-800 sheet pile

### 2.2 FE model set-up

When the interaction of the sheet pile with the soil becomes relevant then ideally the full 3D situation, i.e. full sheet pile length + soil, is modelled. This would include amongst others the full length of the wall, a large part of the soil including relevant boundary conditions at a sufficiently far distance, the relevant phases and a sufficient fine mesh to make sure the detail level where the local buckling in the sheet pile happens is included. See Figure 2.2 for an illustration of such a situation. Such a model is however expected to become too large and complex for this TKI project. It was therefore decided upfront to choose a different approach with a smaller and simpler model.

How such a smaller and simpler model should look like is debatable. There is no evident choice. Here it was decided to start from the four-point bending test which is commonly used for investigating the strength of sheet piles sections.

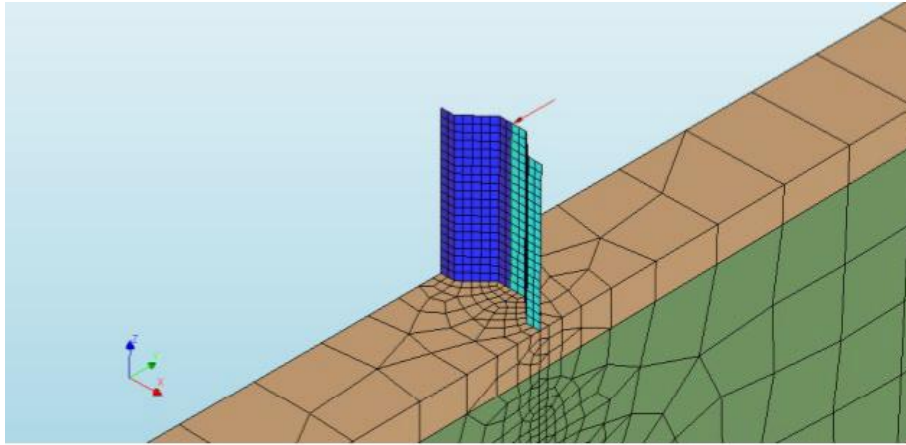


Figure 2.2 Illustration of full 3D sheet pile model including wall and soil

### Four-point bending

Common approach when investigating the (bending) strength of steel sheet pile sections is performing a four-point bending test. Advantages of this test is that it is relatively easy and straight forward to perform and a pure bending moment (no shear forces) in the middle part of the “beam” is obtained which makes interpretation of results easier. See Figure 2.3 for an example of such a test.

It is also feasible to model such tests in an FE model, see Figure 2.4. It is known that these FE models can come to realistic results, i.e. results that are comparable to the results of a real test.

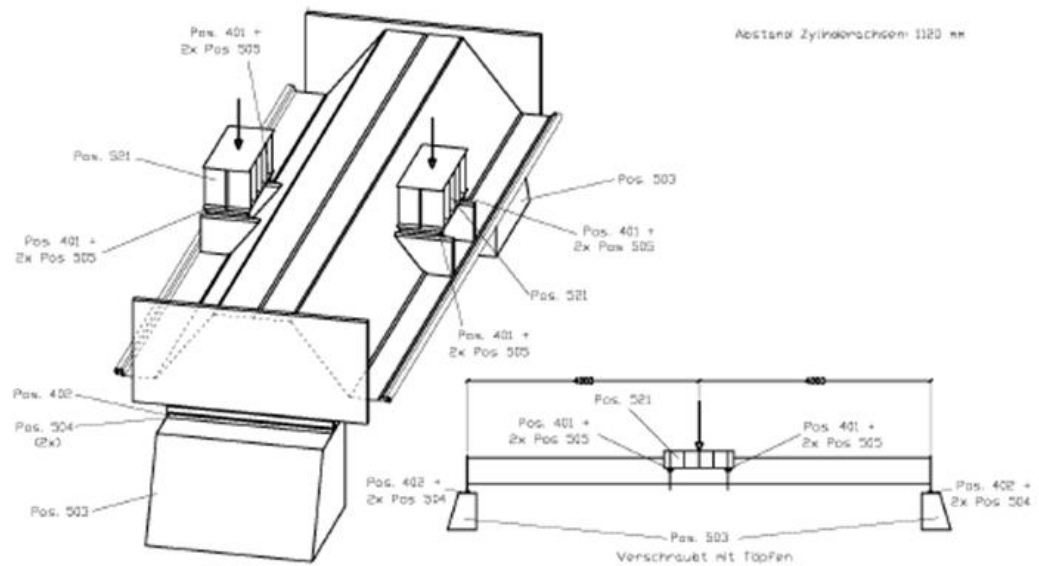


Figure 2.3 Principle of a four-point bending test on a sheet pile section

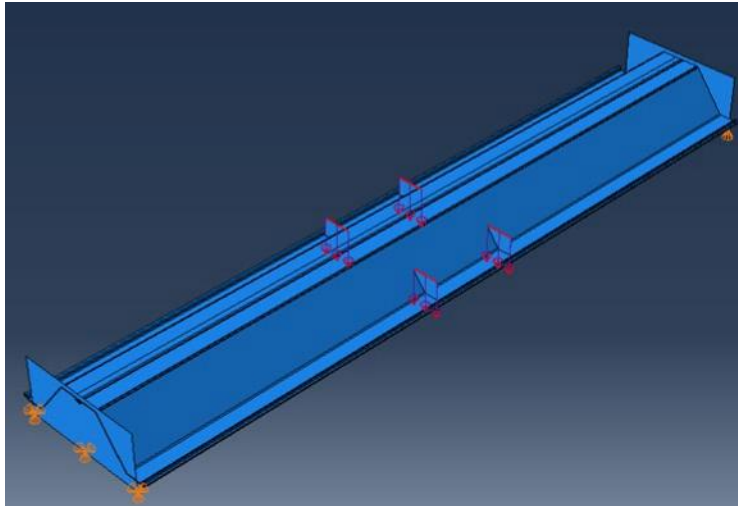


Figure 2.4 Abaqus FE model of a four-point bending test on sheet pile wall. Using a stiffener plate at the support point. Load introduction by means of prescribed displacements at the lower (tensile) flanges

### Four-point bending with soil

The approach chosen in this TKI project is to add soil to the four-point bending test in the FE model. An example of how this looks like is shown in Figure 2.5. Note that in this figure use is made of symmetry, only half of the span of the four-point bending test is modelled.

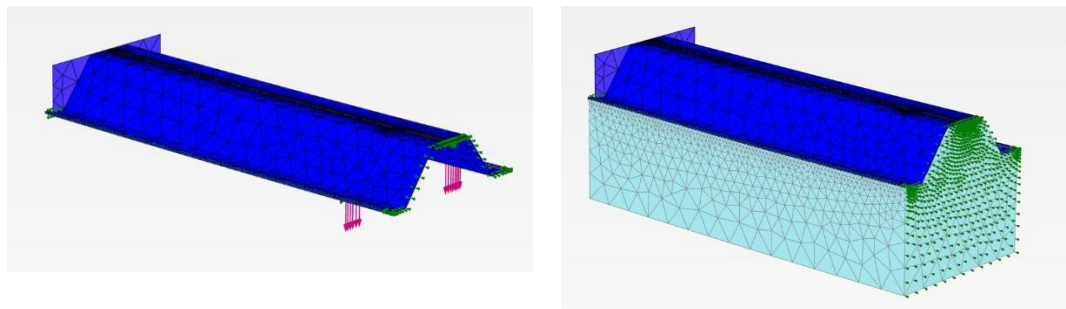


Figure 2.5 PLAXIS FE model of a four-point bending test without soil (left) and with soil (right). Note that here use is made of symmetry, only half of the span of the four-point bending test is modelled. The small green arrows in the figure indicate boundary conditions used to impose the symmetry conditions

### Four-point bending with soil versus a cantilevered sheet pile wall

A logical question that can be asked is: how does such a four-point bending test with soil compare to a real-life situation? It may be argued that the four-point bending test with soil has similarities to a cantilevered sheet pile. See Figure 2.6.

There are of course obvious differences between the two situations, but the curvature imposed on the sheet pile is similar.

Furthermore, it may seem that in the four-point bending test the sheet pile wall is 'pushed into' the soil, whereas in the cantilevered situation the soil pushes on the wall. But by

applying stress-controlled boundaries (instead of deformation-controlled boundaries) on the soil in the four-point bending test similar behaviour is obtained.

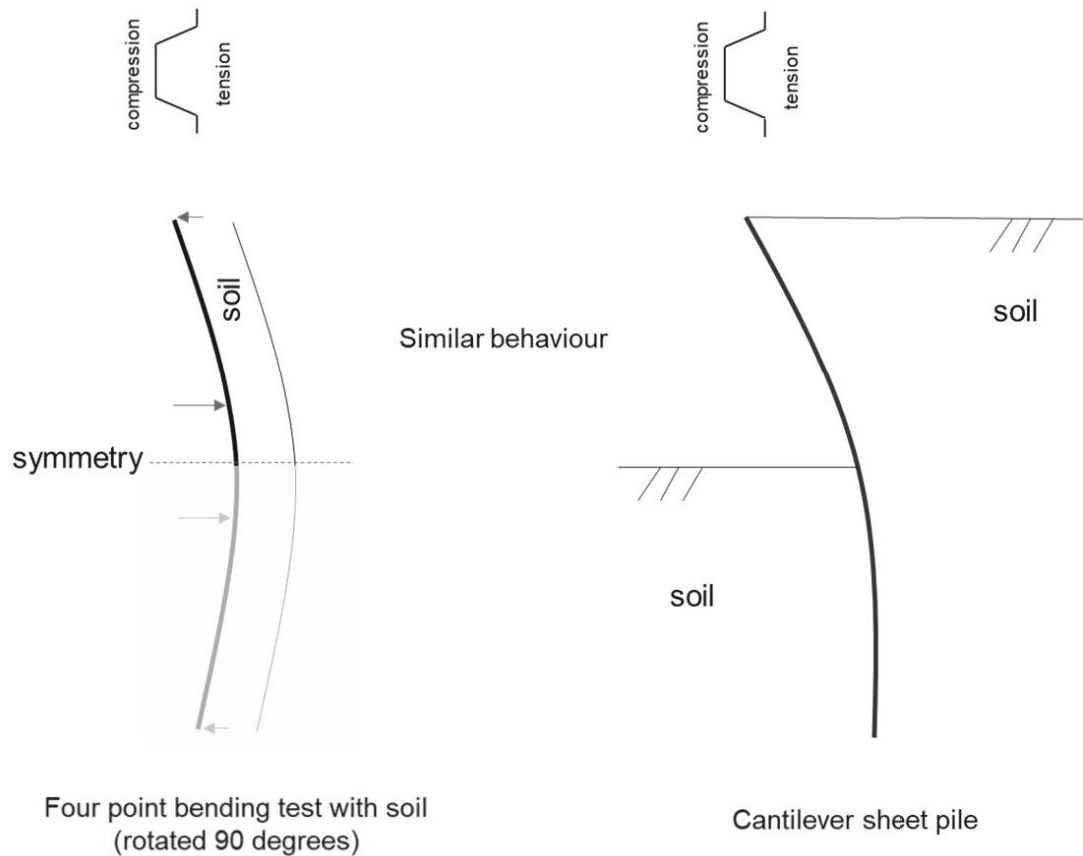


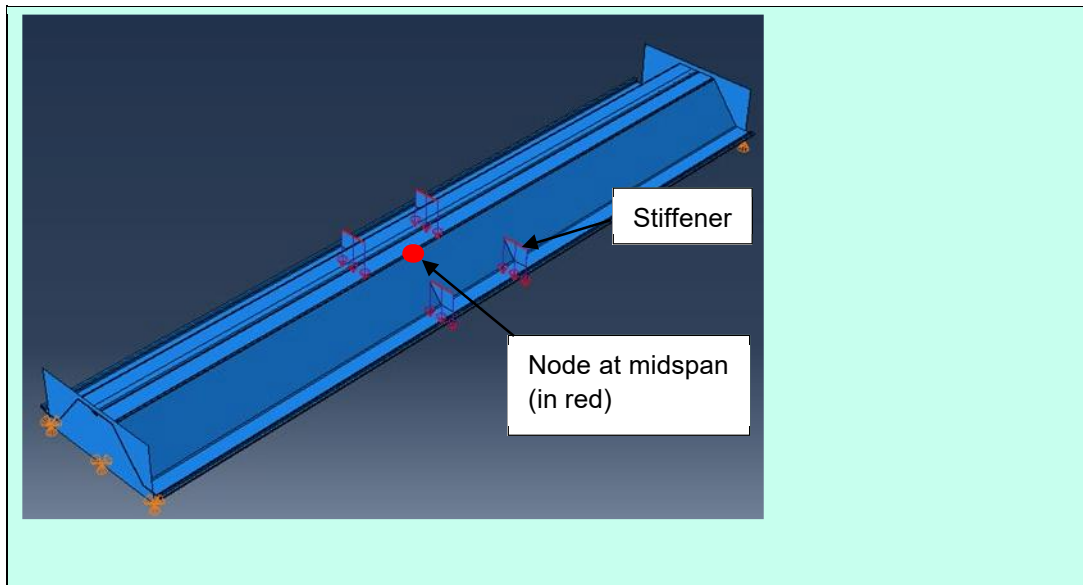
Figure 2.6 Comparing the four-point bending test with a cantilevered sheet pile wall. The bending behaviour / curvature is similar

Further details about the modelling of the sheet pile and the soil are presented in the following paragraphs.

#### Load-displacement curve

To gain insight into the strength of the sheet pile and the effects of soil support use is made of so-called load-displacement curves in this report. In a graph the total applied load on the structure is plotted against the vertical deformation of a reference point. The total applied load is the total applied load at the four stiffeners and is equal to the sum of the reaction forces in the two supports. Two different locations have been used in this study for the reference point: the (average) vertical deformation of the stiffeners and a point selected at midspan at the corner between compressed flange and web. Also see the graph below. It was noted the vertical deformation at midspan is somewhat larger than at the location of the stiffeners, however differences are relatively small. In the graphs presented in this report the reference point at midspan is used.





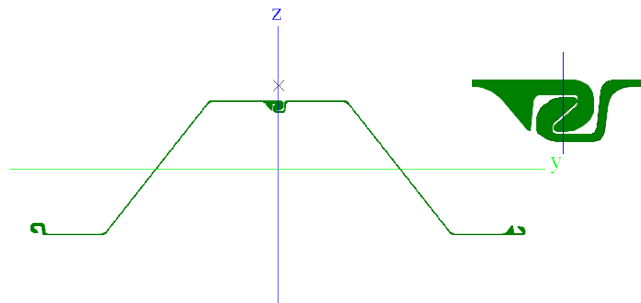
### 2.3 Modelling the sheet pile geometry

For the modelling of the sheet pile geometry it was decided to use both the exact geometry as well as a simplified version of the geometry. See Figure 2.7. The reasons for including a simplified version of the sheet pile section are:

- It is not feasible to include the exact geometry in PLAXIS, for this a simplified model is needed.
- Running an exact model with detailed interlock modelling with contact elements is complicated and may result in numerical issues and long calculation times even in Abaqus. A simplified model may allow for quicker analysis in this stage of the research.

To come about the simplified geometry for AZ18-800, a simple trace was done on of the exact geometry and considering the limitations of PLAXIS, all the curvatures were converted to straight lines with uniform thicknesses in flanges and webs except in interlocks. The two single sheet piles are connected through a thin element to behave as one for numerical reasons, although still allowing for some flexibility.

Several trials were made on the shape of the interlock always checking for the following main geometrical properties: Area, Inertia and Modulus. The difference between the exact and simplified geometries in terms of properties always remained lower than 2%, which was assumed to be reasonable to continue further analysis. The characteristic cross-section properties were sought using structural analysis program SCIA and the final simplified interlock shape can be seen in Figure 2.7.



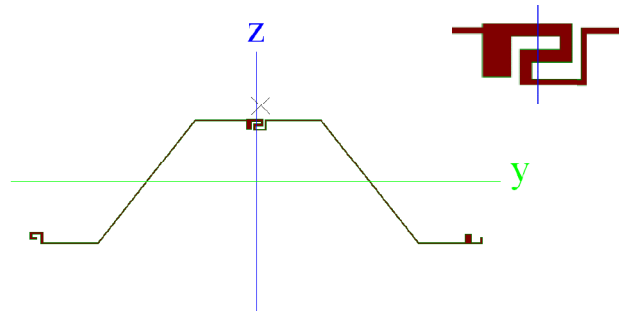


Figure 2.7 Exact sheet pile geometry (top) vs. simplified geometry (bottom). The simplifications are introduced by using straight sections to simulate the interlocks and corners. Note that these are both the corroded sections, i.e. from one side (back) up to 4mm

### Corrosion

A following choice is related to the amount of corrosion that is included in the sheet pile geometry. Corrosion may be expected to occur during the life span of a steel pile structure. As an effect the pile will become slenderer and hence more prone to local buckling effects.

In this study multiple corrosion rates were considered but finally the following choices were made:

- A uniform amount of corrosion on all parts of the sheet pile.
- An amount of corrosion was chosen such that the flanges are reduced in thickness from 8.5 mm to 4 mm. This is effectively a corrosion value of 4.5 mm. These kind of corrosion values are considered realistically for (unprotected) structures fully embedded in the soil with an expected lifespan of 100 years or (unprotected) partially embedded waterfront structures with a lifespan of 50 to 100 years.
- Cross-section is reduced from one side only (back).

## 2.4 Modelling the soil

Modelling soil is complex. Different types of soil occur, i.e. clay or sand. The density of the soil may vary, i.e. loose to dense. Furthermore, it is known that the behaviour of soil is dependent on many things, amongst others one can distinguish stress and stress path dependency. Stress dependency means that when soil is subjected to higher (mean) stresses it will behave stiffer and stronger. Stress path dependency means that soil will behave different when loaded in shear, volumetric compression or unloading/reloading. In the different area's around a sheet pile one can distinguish all these different stress levels and different stress-paths. Around a sheet pile one may furthermore distinguish more active states (i.e. the soil pushes on the sheet pile) or more passive states (i.e. the sheet pile pushes on the soil).

It will also make a difference whether the soil is present on only one side of the sheet pile or on both sides of the sheet pile. Within this TKI study it is not possible to analyse all possible soils and conditions. As such some choices are made for the situations analysed. Arguments used here:

- Conditions chosen are relatively simple for this study.
- The situation chosen is not too pessimistic as to be able to show the potential, but neither too optimistic to prevent over-estimating potential.

From a list of possible options given in Table 2.1, options 3 and 5 are selected for this study.

#	Soil one sided	Soil two sided	Soft soil	Medium stiff soil	Stiff soil	Comment
1	X		X			Not analysed
2		X	X			Not analysed
3	X			X		Analysed
4		X		X		Not analysed
5	X				X	Analysed
6		X			X	Not analysed

Table 2.1 Possible options for modelling the soil around the sheet pile

### Applying the soil in the FE model

The soil is applied to the sheet pile and stress-controlled boundaries are applied to the soil. The purpose of these stress-controlled boundaries is:

- To generate 'internal' stresses in the soil such that a strength and stiffness is generated. Note that without the stress boundaries the soil (modelled with MC or HS) would have no strength (or stiffness in case of HS model).
- To be able for the soil to move along with sheet pile when it is displacement controlled loaded by the four-point bending.
- By varying the ratio between the stresses on the boundaries one can simulate a more active, neutral or passive stress state in the soil. The principle of this approach is shown in Figure 2.8.

Note that in the calculation first the stress-controlled boundaries need to be applied to the soil before activating the displacement-controlled loading of the sheet pile.

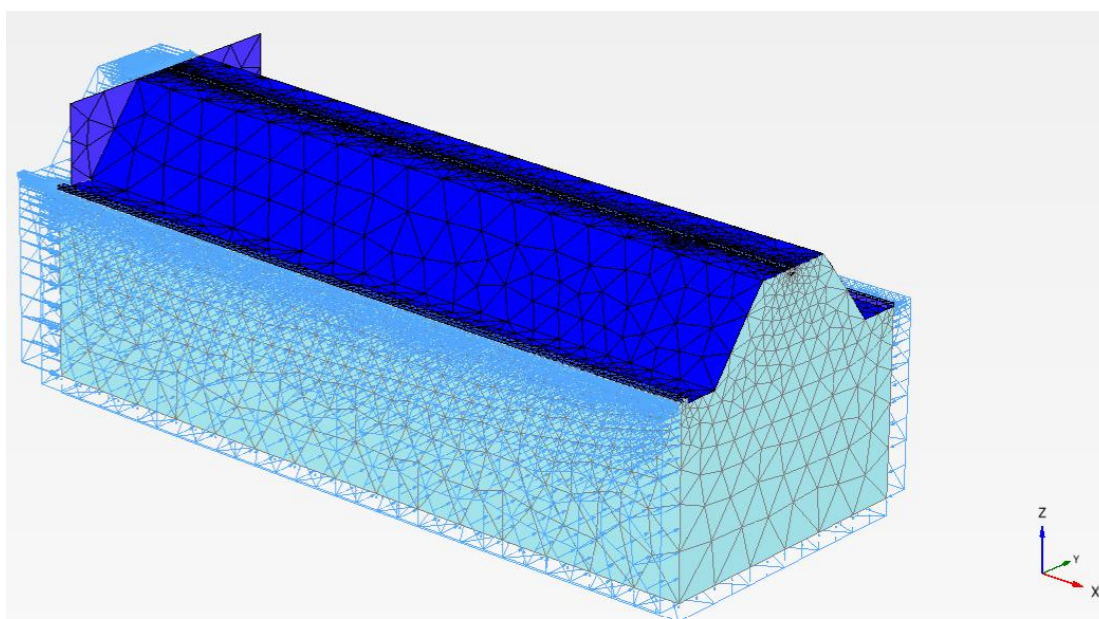


Figure 2.8 PLAXIS FE model of a four-point bending test with soil. Note that here use is made of symmetry, only half of the span of the four-point bending test is modelled. By means of surface stresses a stress-controlled boundary condition is applied to the soil. Note: the boundaries in y-direction may perhaps also be taken as fixities to account for plane strain behaviour. For now, it is chosen to use stress-controlled boundaries as this would seem the more conservative approach (related to judging the effect of the soil embedment)

## Half symmetric model in PLAXIS

As explained before it is not desired feasible for this project to use a large FE model which includes the full sheet pile wall and surrounding soil. Especially for modelling in PLAXIS this was expected to be relevant. It was therefore chosen to make use of half a four-point bending test in PLAXIS. The principle of this approach is shown in Figure 2.8.

## Constitutive soil model and model parameters

The material models considered in PLAXIS are the relative simple Mohr Coulomb (MC) model and the more advanced Hardening Soil (HS) is considered. For more background information on these constitutive soil models reference is made to [Plaxis manuals]. An active soil state is considered.

Soil type	Friction angle	Secant stiffness (HS)	Youngs modulus (MC)	Cohesion	Dilatancy angle	Stresses Vertical / $K_0$ / $K_a$	Friction angle soil-sheet pile interface
	$\phi$ [deg]	$E_{50;ref}$ [kPa]	$E'$ [kPa]	$c$ [kPa]	$\psi$ [deg]	$\sigma'_{1/2/3}$ [kPa]	$\delta$ [deg]
Medium stiff	30	1.00E+04	3162	1	0	30 / 15 / 10	21
Stiff	35	4.50E+04	12831	1	0	30 / 13 / 8	25

Table 2.2 Soil parameters used for the two different types of soil analysed and the two different constitutive material models (HS) and (MC)

Furthermore, following assumptions and starting points used:

- For the vertical stress a value of 30 kPa is assumed, which corresponds roughly to a depth of 2 to 3 m below soil surface in Dutch soil conditions.
- $K_0 = 1 - \sin(\phi)$ .
- $K_a = (1 - \sin(\phi)) / (1 + \sin(\phi))$ .
- $E' = E_{50;ref} * (\sigma'_{3/p_{ref}})^m$  (assume  $m = 0.5$  and  $p_{ref} = 100$  kPa).
- $\delta = \text{atan}(2/3 * \tan(\phi))$ .
- Soil behaves in a drained manner.
- Tension cut off = 0 in soil.

In Abaqus the relative simple MC model will be used. By means of the sensitivity analysis in PLAXIS it can be judged to what extent the soil constitutive model will influence results.

## 2.5 Other relevant model aspects

Since PLAXIS and Abaqus are different programs it may be required to use a different model set up. In Table 2.3 the most relevant model aspects and settings are shown for both the PLAXIS and Abaqus models.

Variable	PLAXIS 3D	Abaqus
How to model structure	Shell elements	Shell elements for simplified geometry. Volume elements for the exact geometry
Sheet pile shape	Simplified: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Interlock simplified</li> <li>• Straight corners</li> </ul>	First simplified (ala PLAXIS 3D) then as realistically as possible.
Steel stress-strain curve	Elasto-perfect plastic with a yield stress of 430 N/mm <sup>2</sup>	See Figure 2.9.
Soil-structure interaction	Yes, using default interface. Delta = $\text{atan}(2/3 * \tan(\phi))$	Surface to surface (standard). Alternatively, surface to node.

Variable	PLAXIS 3D	Abaqus
<b>Interlock Friction</b>	N/a	Friction coefficient of 0.19
<b>Soil approach and material model</b>	As continuum using default material models: MC and HS	As continuum using default material model MC. Possibly start even with Linear Elastic.
<b>Soil stiffness and strength</b>	Use of two different material sets. See Table 2.2	Material set for MC
<b>Boundary conditions</b>	Such that (part of) a four-point bending test is modelled	Such that (part of) a four-point bending test is modelled
<b>How to model initial eccentricities</b>	By using small loads	Superposition of weighted mode shapes. Alternatively, manually add small geometric imperfection(s).
<b>Geometrical non-linear</b>	Yes by using UM functionality	Yes
<b>Load or displacement controlled</b>	Displacement controlled	Displacement controlled or Riks

Table 2.3 Model set up in PLAXIS vs Abaqus

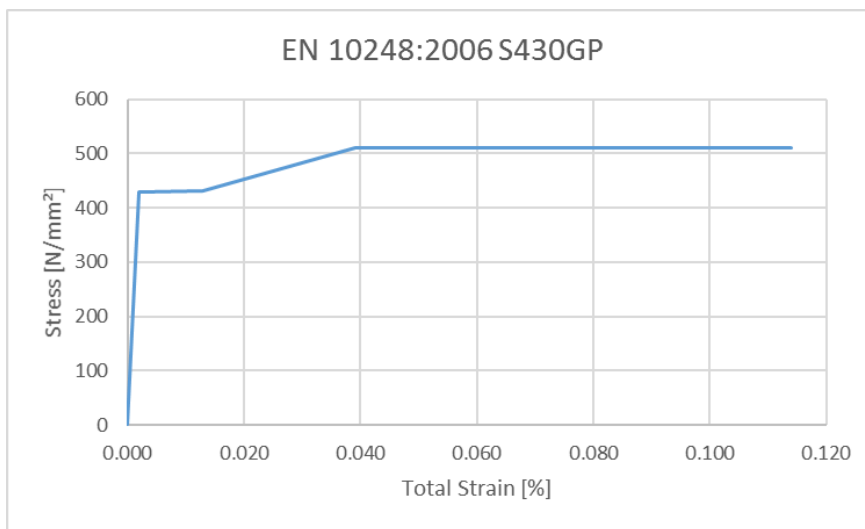


Figure 2.9 The used material curve in Abaqus

## 2.6 Model runs to be made

The calculations to be made are listed below in the table. The runs are indicated with the numbers (1) to (6).

AZ18-800 (*)	PLAXIS	Abaqus
Exact – corroded 4 mm – no soil	-	1
Simplified – corroded 4 mm – no soil	3	2
Simplified – corroded 4 mm – with soil	4 (**)	5 (***)
Exact – corroded 4 mm – with soil	-	6 (***)

Table 2.4. FE models to be run

Notes:

(\*) The coding of the different calculations is:

AZ18-800\_[ABQ/PLX]\_[Exact/Simp]\_[Corr/Nocorr]\_[Nosoil/MC/HS]"

(\*\*) Calculation (4) consists of a series of calculations using different soils and different constitutive models. Main question to be answered: is there a, for buckling, relevant fundamental difference in behaviour between MC and HS for this situation?

(\*\*\*) calculation 5 and 6 consist of a series of calculations, for both medium stiff and stiff soils

Based on this sequence of calculations the following questions are to be answered:

- (1) -> (2) -> (3) series:
  - What is the effect of simplifying the sheet pile geometry?
  - Do PLAXIS and Abaqus generate similar results for the simplified geometry?
- (3) -> (4) series.
  - First insight into effect of adding soil to the sheet pile?
  - What are the effects of using different constitutive soil models?
  - How large is the error if MC is used in Abaqus?
- (4) -> (5) series:
  - Insight into differences between PLAXIS and Abaqus.
  - Are the effects in Abaqus similar to Plaxis, why or why not?
- (5) -> (6) series:
  - What are the differences between exact and simplified model?
  - What are the expected effects of adding soil?

## 2.7 Verification and validation of FE models

Relevant questions that come to mind when using an FE model:

- Is the model able to 'predict' the relevant effects?
  - Is PLAXIS able to model local buckling in a sufficient manner?
  - Is Abaqus able to model soil behaviour in a sufficient manner?
- Are the model results realistic?

Here by 'verification' it is meant the process of checking that the FE model is working as it is anticipated, i.e. the output is logical. Verification of the models has been done in this project by running models both in PLAXIS and Abaqus and comparing results.

Here by 'validation' it is meant the process of checking that the FE model is able to represent reality in a sufficient manner. Validation of model results has been done by comparing FE results with results of physical scale testing. Also see appendix A

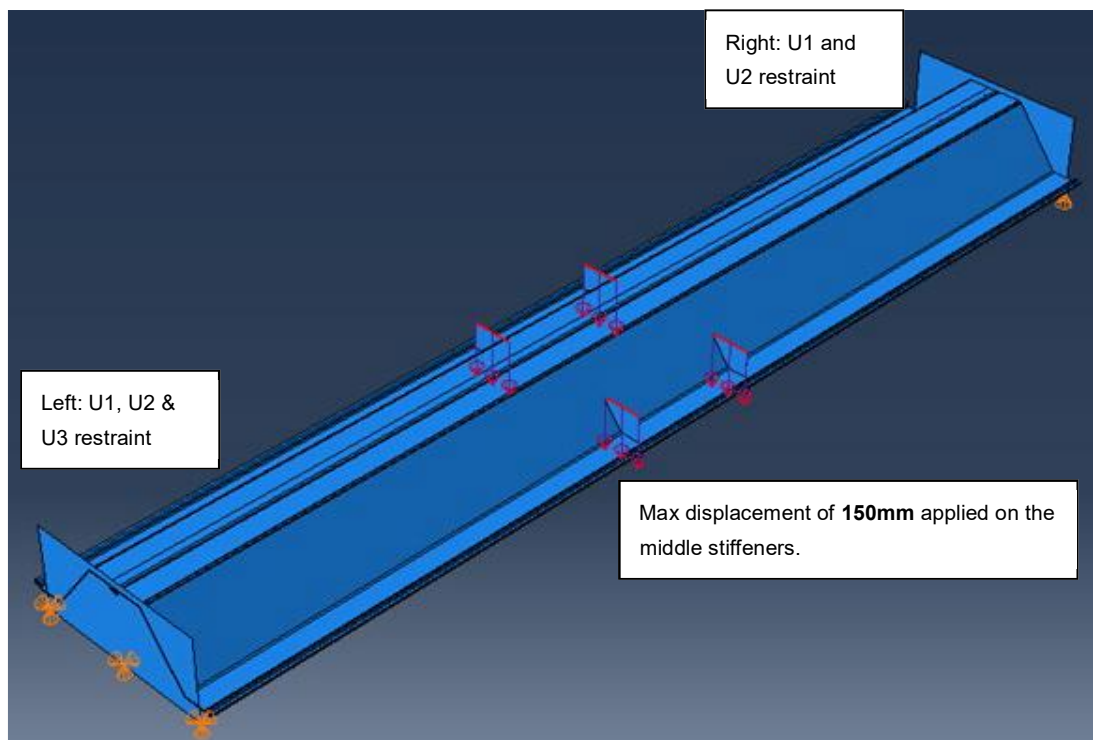
### 3 Case Study without soil

This chapter discusses the finite element (FE) models in Abaqus and PLAXIS without soil. At first, the FE model expected to approach reality in the best possible way is run, i.e. the Abaqus model with the exact geometry using contact elements to simulate the interlock. Next, the geometry in the Abaqus model is simplified, to be able to implement the geometry in a PLAXIS analysis, and it is investigated how much this approach differs from the exact geometry. Finally, the simplified geometry is implemented in a PLAXIS model and it is investigated how much this approach differs from the Abaqus approach. This PLAXIS model is the starting point for the analyses in the following Chapter with soil (Chapter 4). The Abaqus model with simplified interlock geometry as presented in this chapter also is the starting point for the Abaqus analyses with soil (Chapter 5).

#### 3.1 ABQ, exact geometry (1)

The general dimensions and starting points are explained in the previous chapter. The FE model is shown in Figure 3.1. The interlock is modelled using contact elements with a friction penalty/coefficient of 0.19. An elastic material is used for the stiffeners and end plates. A S430GP steel quality is used for modelling the steel sheet pile section.

The numerical analysis model (Figure 3.1) created in Abaqus tries to mimic the experimental setup shown in Figure 2.3.



\*Note

Where U1,U2 and U3 are local x, y and z direction as shown in Figure 3.3.

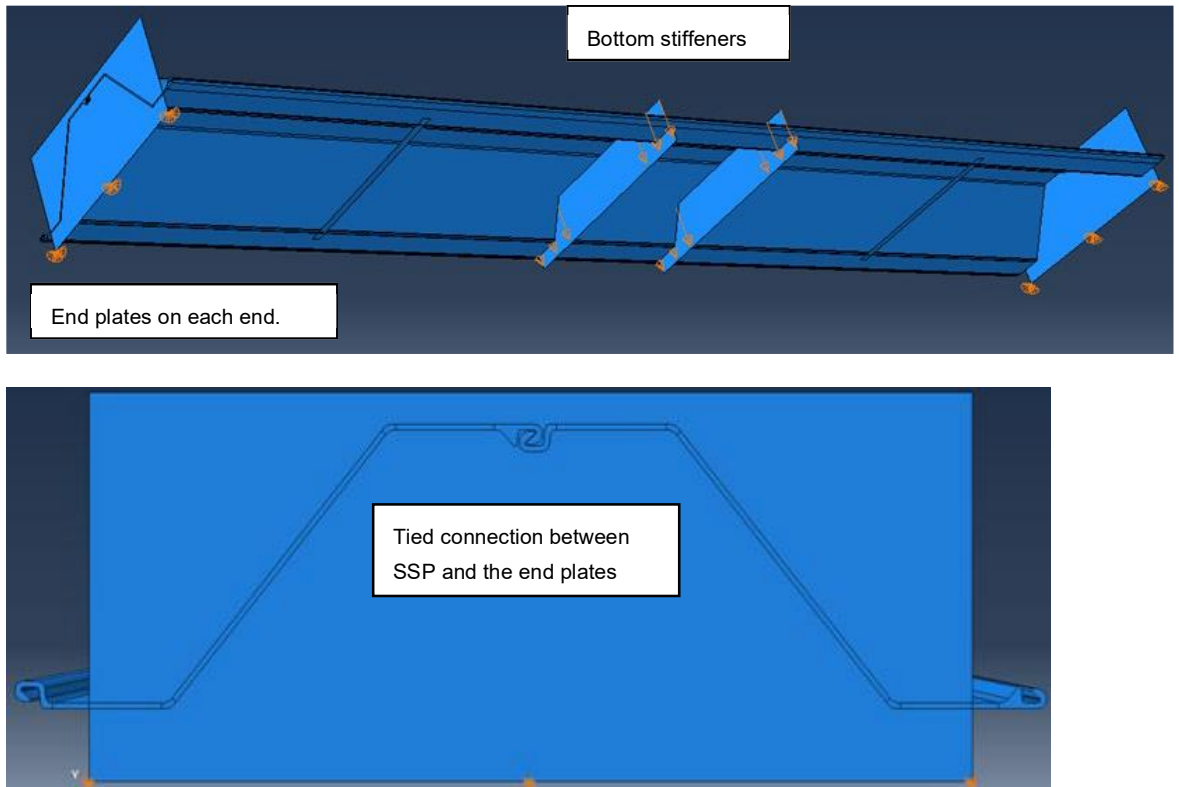


Figure 3.1 A top view of the Abaqus FE model of the four-point bending test is shown in the top figure. The middle figure shows a bottom view of the FE model. The bottom figure shows a side view of the end plate

### Numerical model assumptions:

#### Meshing and Element types:

Flanges and webs of the SSP (except curvatures) are modelled as continuum shells using SC8R element type with at least 4 elements per thickness. The interlock and the corners are modelled using solid elements of type C3D8R as shown below.

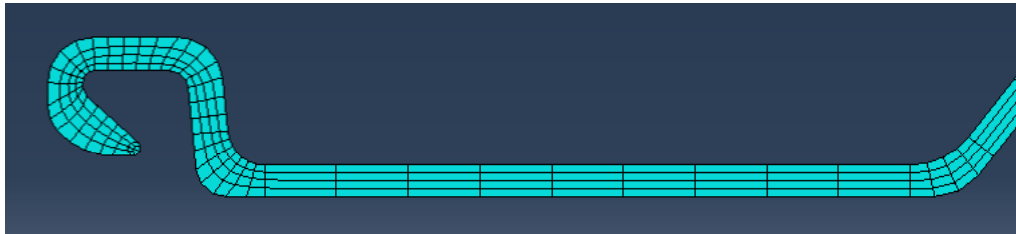


Figure 3.2 Meshing of elements

#### Constraints and Contact

The stiffener plates at the ends and in the middle are tied to the SSP, replicating welded connection, where as in interlock a contact with tangential behaviour is assumed with a friction value of 0.19.

#### Analysis Type

Convergence was reached using standard static general analysis.

#### **Numerical Analysis Outputs**

Output of the analysis for the exact corroded geometry is shown in Figure 3.3 and Figure 3.4. Respectively deformed mesh at the peak load was shown and load deformation curves were



plotted. Note that in appendix B as a reference the output for the exact uncorroded geometry is presented.

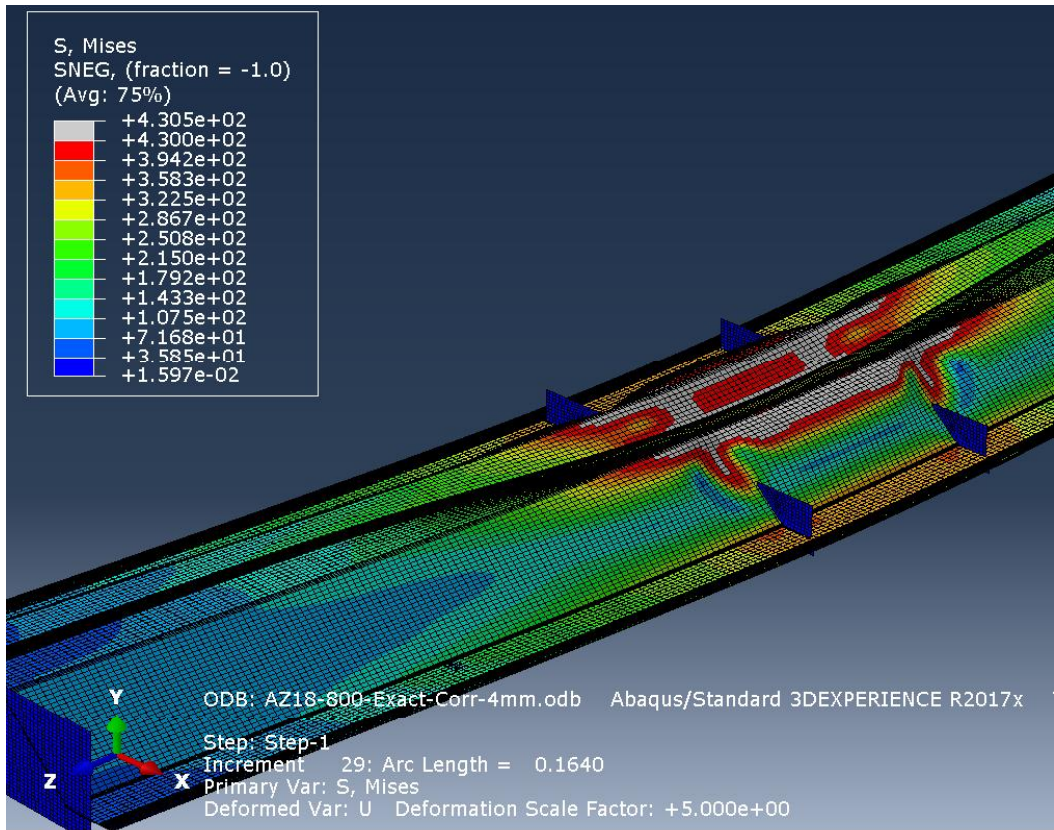


Figure 3.3 Deformed shape (V,Mises stress) , just before buckling load for AZ18-800 (Exact, corroded geo)

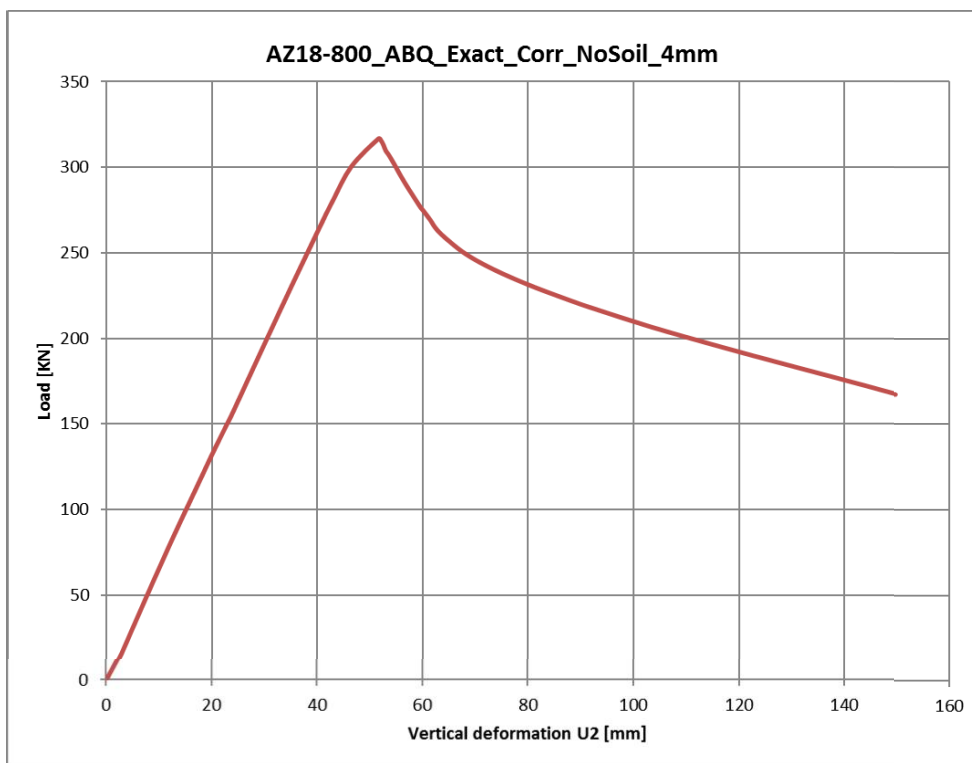


Figure 3.4 Load-deformation curve for AZ18-800 (Exact, corroded geometry). The load on the vertical axis is the total load applied in the four-point bending test. The value shown on the horizontal axis is the vertical deflection at midspan

### 3.2 ABQ, simplified geometry (2)

The general dimensions and starting points are explained in the previous chapter. The FE model as shown in Figure 3.1. is adjusted such that the exact geometry of the sheet pile section is replaced with the simplified geometry as shown in Figure 2.7.

For the simplified geometry similar assumptions for the FE model setup are used as previously done with exact geometry, except for contacts in the interlock, which are no longer required in simplified geometry. As mentioned in section 2.3 the sheet pile is corroded up to a thickness of 4 mm (flanges and web). Analysis on this very slender cross-section results in different buckling shape at failure as shown below compared to the simplified uncorroded geometry as shown in appendix B.1.

To overcome the convergence issues of the models, static general method was replaced by RIKS analysis to get the post buckling behaviour. The deformed shape and load-displacement curves are shown in the figures below.

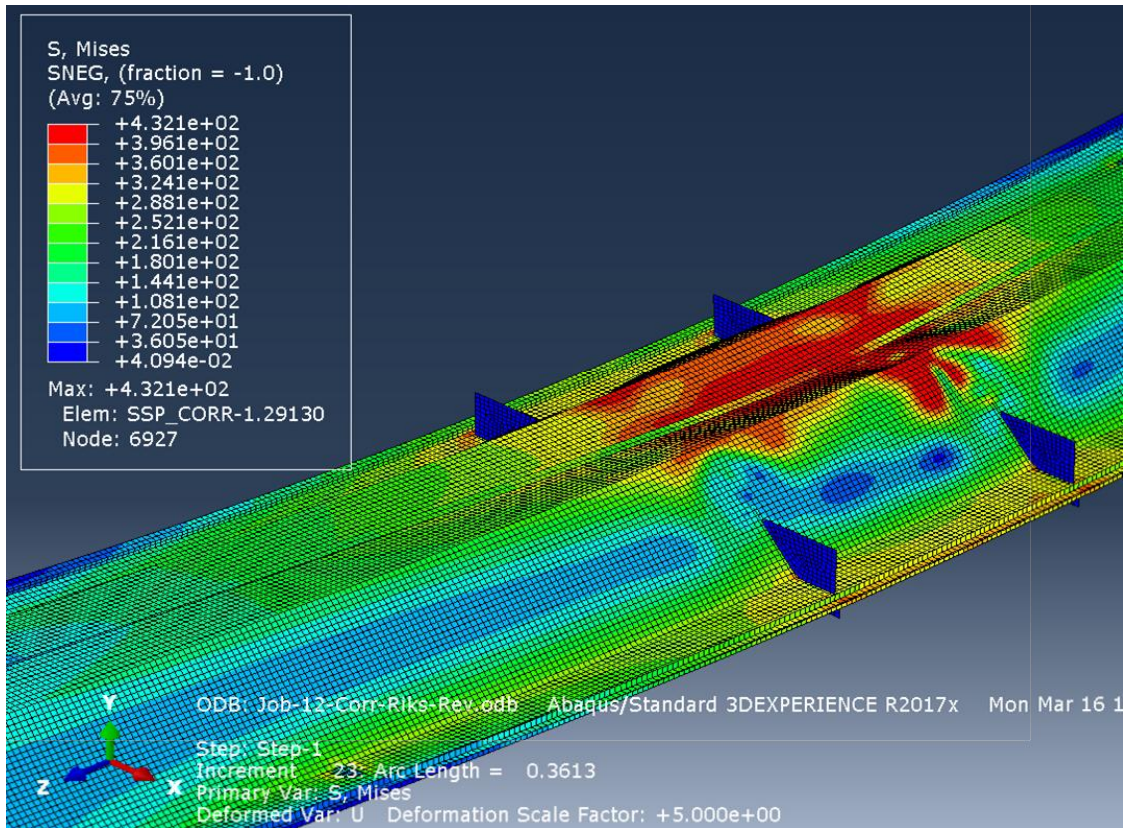


Figure 3.5 Deformed shape at peak load (simplified, corroded geometry)

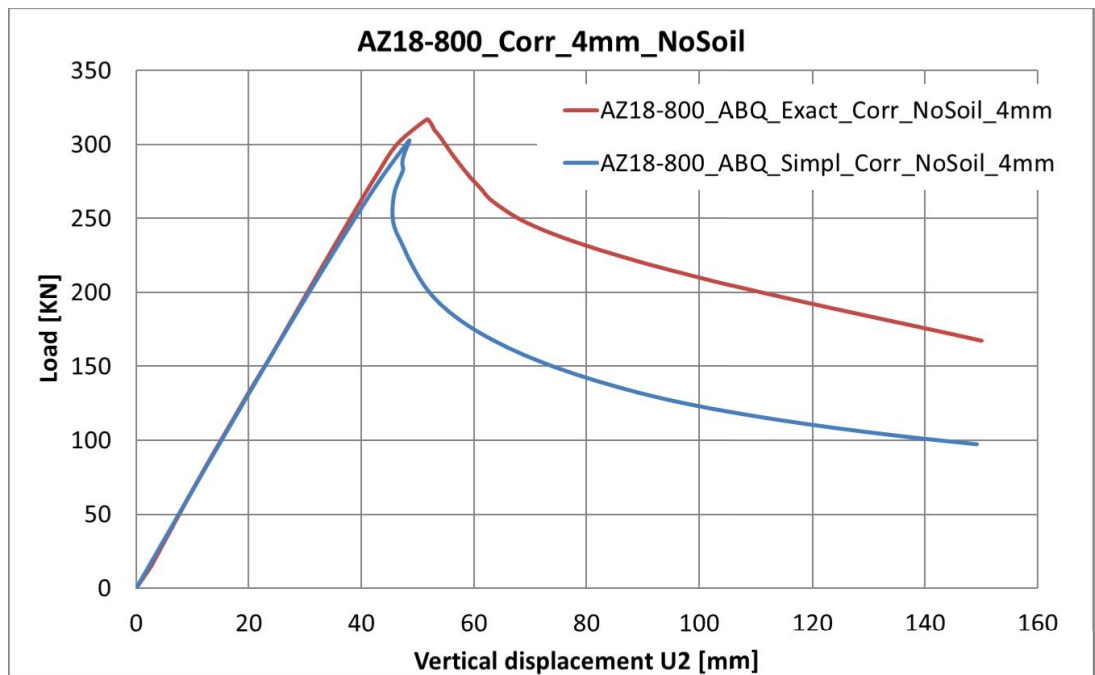


Figure 3.6 Load-deformation curve for corroded simplified and exact cross-section

Comparison of the simplified and exact corroded geometries shows good concurrence of the peak loads. Whereas the buckled shape of the corroded cross-section shows more distortional behaviour compared to more localised failure in uncorroded cross-section (see appendix B.1).

The main findings from the Abaqus analysis were verified using the finite strip method, CUFSM. The results from the CUFSM analyses are reported in appendix B.2 and confirm the main findings from the Abaqus analyses:

- Distortional buckling is the dominant buckling mode for the corroded section.
- The critical bending moment for the corroded simplified section is 462 kNm (CUFSM) vs.  $300/2 * 3.5 \text{ m} = 525 \text{ kNm}$  in ABQ (difference is 14%).

### 3.3 PLX, simplified geometry (3)

A FE Model is also made of the four-point bending test in PLAXIS. General dimensions are similar as explained in the previous paragraphs. For the sheet pile section, the simplified geometry is used.

Other differences between the Abaqus and PLAXIS model:

- See differences in Table 2.3.
- In PLX use is made of symmetry, only half of the four-point bending test is modelled.
- Stiffeners at load introduction are not explicitly modelled, use is made of constraints.
- Use of local point loads to introduce small eccentricities to stimulate local buckling.

In Figure 3.7 a screenshot is shown of the (half-symmetric) PLAXIS model.

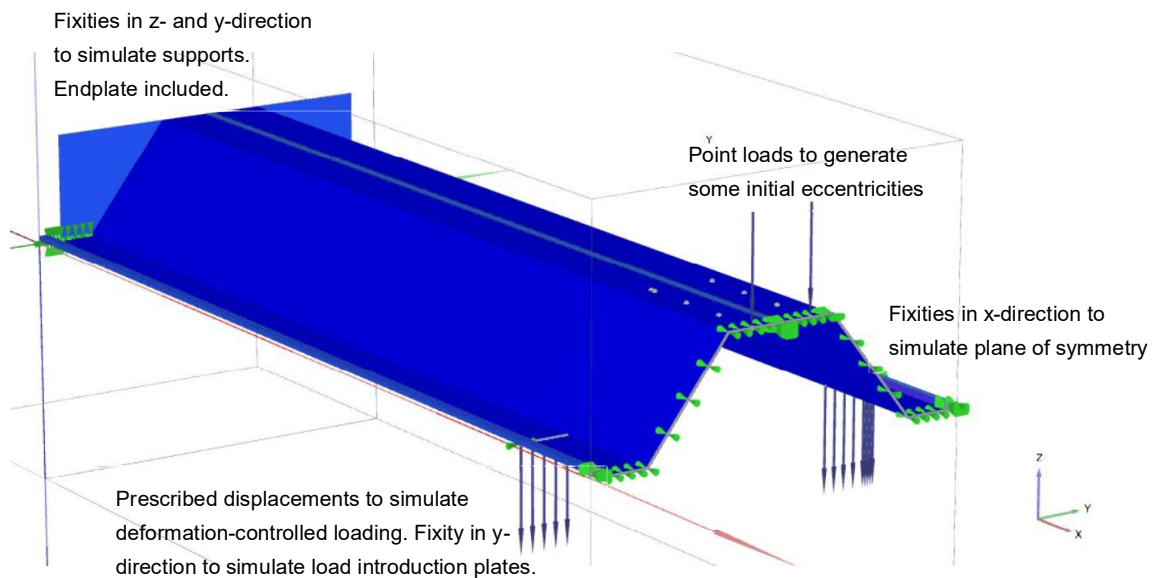


Figure 3.7 3D view of the model set-up in PLAXIS. Shown is a half-symmetric model

In Figure 3.8 a screenshot is shown of the deformed mesh near peak strength. Note that the deformations are scaled up by a factor 10.

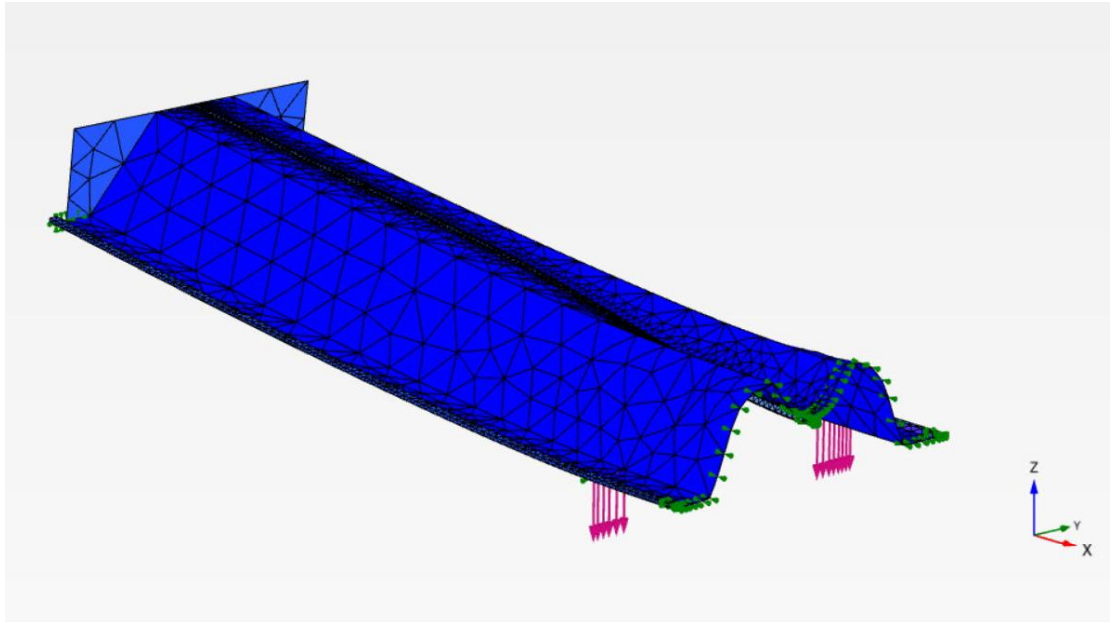


Figure 3.8 3D view of deformed mesh at peak load. Scale factor x10

For the load-deformation curve a node is selected on the plane of symmetry, on the transition of upper (compressed) flange to web. The load-displacement curve is plotted in Figure 3.9.

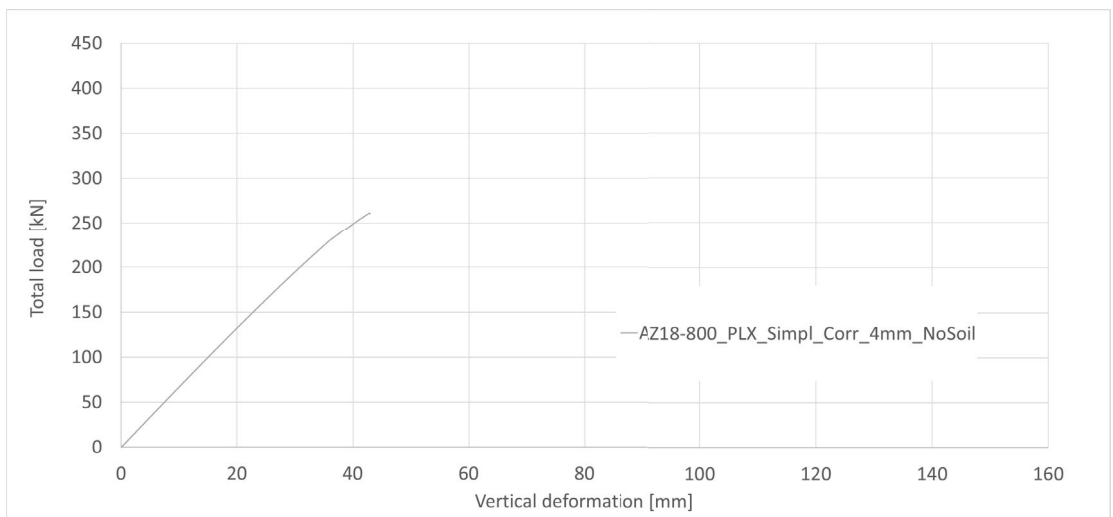


Figure 3.9 Load-displacement curve of corroded simplified geometry in PLX

Observations based on output of the PLAXIS calculation:

- The relatively large downward dipping of the interlock due to distortional buckling behaviour.
- The start of local buckling in flanges and web.
- The stiffness of the model is less than the theoretical stiffness (as expected).
- Although not very well visible in the load-displacement curve some softening can be observed before the calculation stops due to numerical issues, suggesting that the peak strength is reached in this model.

### 3.4 Resume and conclusions

In this chapter the following main findings are derived:

- A simplified geometry of an AZ18-800 was generated such that the peak load of this profile matches the peak load of an exact AZ18-800 reasonably well. The post-peak behaviour of the simplified geometry shows more brittle behaviour compared to the exact geometry.
- It is possible to run the simplified geometry in PLAXIS. The observed overall behaviour, i.e. deformed shape and peak load is comparable to Abaqus with simplified geometry and considered sufficient for further analysis of the impact of the constitutive soil model in PLAXIS in the next chapter. No conclusions can be drawn from the PLAXIS runs on post-peak (softening) behaviour.
- Interesting to note is the dominant effect of the distortional buckling for the corroded AZ18-800. This is interesting to note since it indicates that there may be significant potential for the soil embedment to suppress the corresponding relatively large deformations of the compressed flange and interlock.

In Figure 3.10 the relevant load-displacement curves from the Abaqus and PLAXIS runs without soil are shown together in one figure. As a reference two additional lines have been added for the theoretical stiffness and strength. Also see the explanation given in the green frame below.

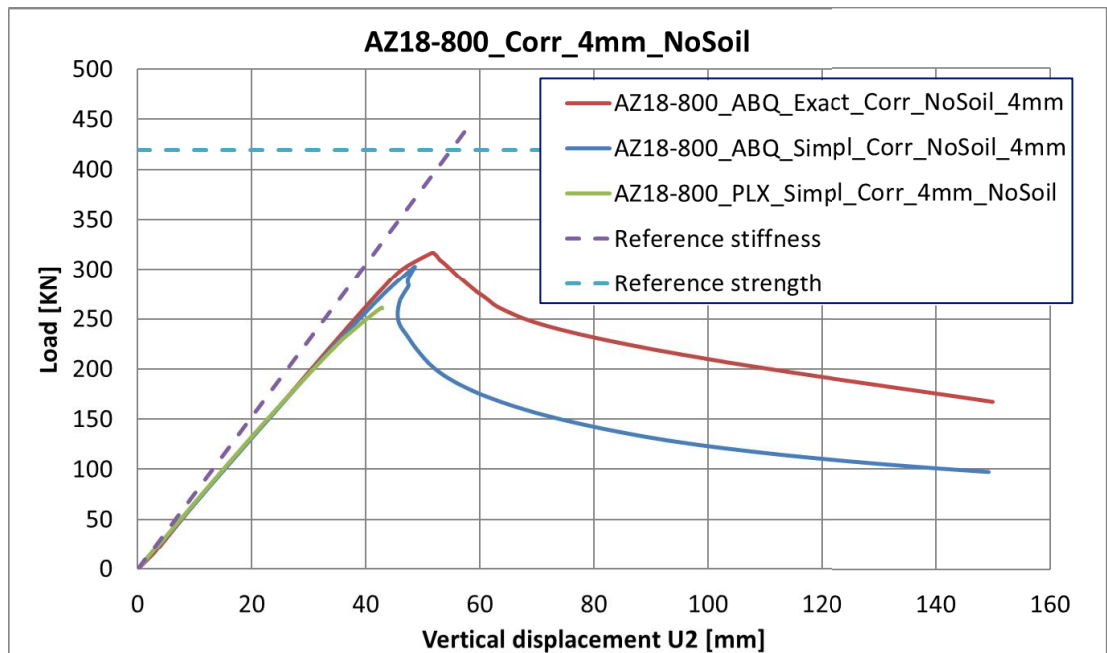
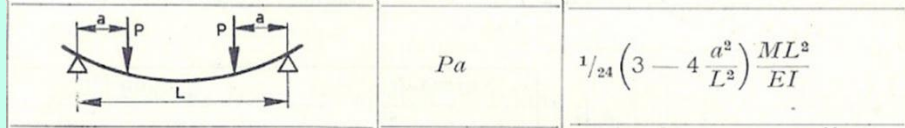


Figure 3.10 Combined plot of load-displacement curves for corroded exact and simplified geometry without soil. As a reference two lines have been added to indicate the theoretical stiffness and theoretical elastic strength, see green frame below

### Reference stiffness and strength

Figure 3.10 contains a line that serves as a reference for the stiffness. This line is determined based on the analytical solution for the vertical deformation of the four-point bending test, also see the used formula below. The first column shows the mechanical scheme, the second column gives the formula for max bending moment (M) and the third column gives the formula for the maximum vertical displacement at midspan.



Furthermore Figure 3.10 contains a line that serves as a reference for the strength. This line is determined based on the theoretical elastic strength for this corroded profile. The corroded section modulus  $W_{el}$  is determined using CUFSM, see Error! Reference source not found.: 1707300 mm<sup>3</sup>. Together with the yield stress of 430 N/mm<sup>2</sup> this gives a theoretical bending capacity of 734 kNm. The corresponding peak load in a four-point bending test can be calculated as  $(734 \text{ kNm} / 3.5 \text{ m}) * 2 = 420 \text{ kN}$ .

## 4 Case Study with soil, PLAXIS

This chapter discusses the finite element (FE) models with soil in PLAXIS. The analyses made in this chapter are used to gain insight in the effect of the type of constitutive model used for simulating the soil. The analysis made are based on using a simplified geometry for the sheet pile. In the previous chapter it was shown that although the simplified model of the sheet pile is not able to generate exactly the same behaviour, the most important elements of the behaviour are there and as such it is believed that this simplified model can be used to gain insight in the effect of the soil and the different possible constitutive models that can be used.

The chapter discusses two different soil types modelled (i.e. a medium stiff and stiff soil) and two different constitutive models i.e. Mohr Coulomb (MC) and Hardening Soil (HS). In the analyses first the stress-controlled boundaries are applied to the soil before activating the displacement-controlled loading of the sheet pile. Conclusions are drawn on the applicability of the MC model in the Abaqus runs in the next chapter. Also, a first insight is obtained in the effect of the soil support.

### 4.1 Simplified geometry, medium stiff soil (4a)

The model described in paragraph 3.3 is built by adding soil, see Figure 4.1. The soil is added at the 'bottom' of the sheet pile in line with the approach elaborated and shown in Figure 2.6.

The properties taken for the soil are for a medium stiff soil. Use is made of the MC and in a separate model the HS constitutive soil model to simulate the soil. The used parameters are presented in Table 2.2.

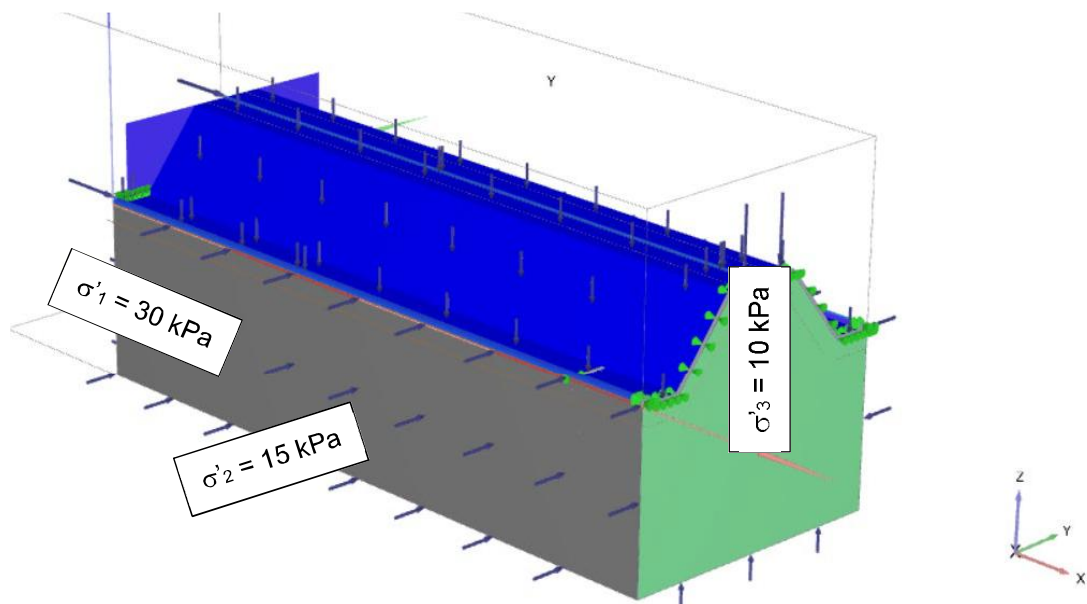


Figure 4.1 3D view of the model set-up in PLAXIS. Shown is the half-symmetric model. Soil is added at the 'bottom' of the sheet pile. Stress controlled boundaries are applied to the soil to generate initial stresses in the soil and hence stiffness and strength.  $\sigma_1$  works in global x direction.  $\sigma_2$  works in global y direction and  $\sigma_3$  works in global z-direction



In Figure 4.2 a screenshot is shown of the deformed mesh near peak strength. Note that the deformations are scaled up by a factor 10.

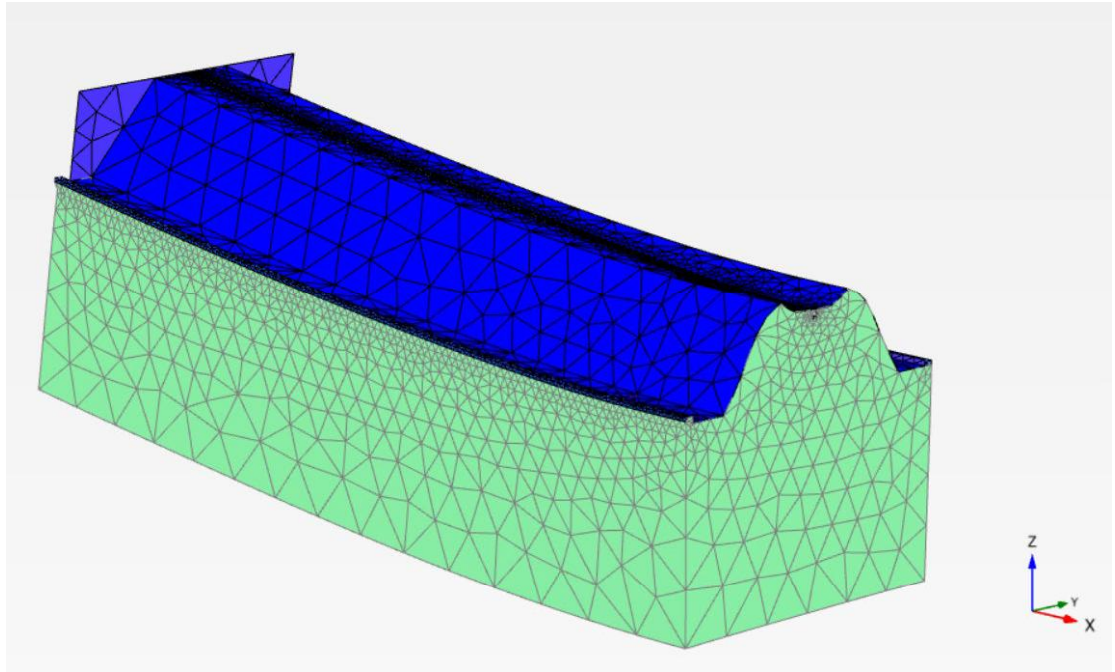


Figure 4.2 3D view of deformed mesh for the model with medium stiff MC soil. Deformation scale factor x10. The stress-controlled boundaries are not shown in this figure

For the load-deformation curve a node is selected on the plane of symmetry, on the transition of upper (compressed) flange to web. The load-displacement curve is plotted in Figure 3.9.

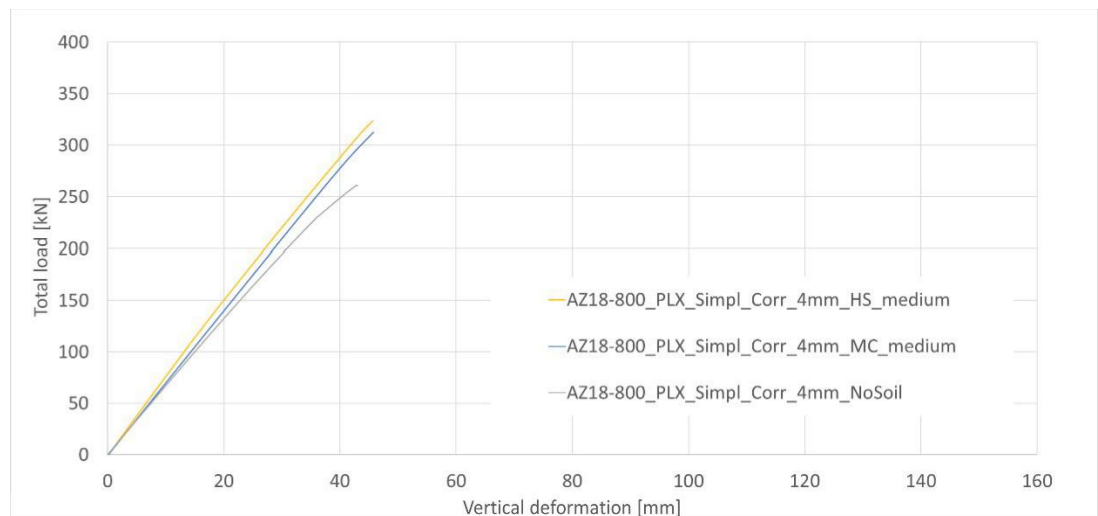


Figure 4.3 Load-displacement curves for the model with medium stiff soil modelled with MC and HS. As a reference the load-displacement curve for the model without soil is included

Observations:

- The dipping of the interlock is reduced compared to the situation without soil.
- The lines for MC and HS are more or less similar and indicate a stiffer behaviour and a higher peak strength compared to the situation without soil. The stiffness is more in line with the theoretical stiffness.

- No clear softening was observed in the models with soil, so it is not clear whether peak strength has been reached.

## 4.2 Simplified geometry, stiff soil (4b)

The set-up for the model with stiff soil is the same as for the model with medium stiff soil, see Figure 4.1. The soil properties are however adjusted to match the stiff soil. Again use is made of the MC and the HS constitutive soil model to simulate the soil. The used parameters are presented in Table 2.2.

The deformed mesh with stiff soil is for both constitutive models similar to the deformed mesh of the situation with medium stiff soil with the main difference that the deformations of especially the interlock are suppressed more.

For the load-deformation curve a node is selected on the plane of symmetry, on the corner of upper (compressed) flange to web. The load-displacement curves are plotted in Figure 4.4.

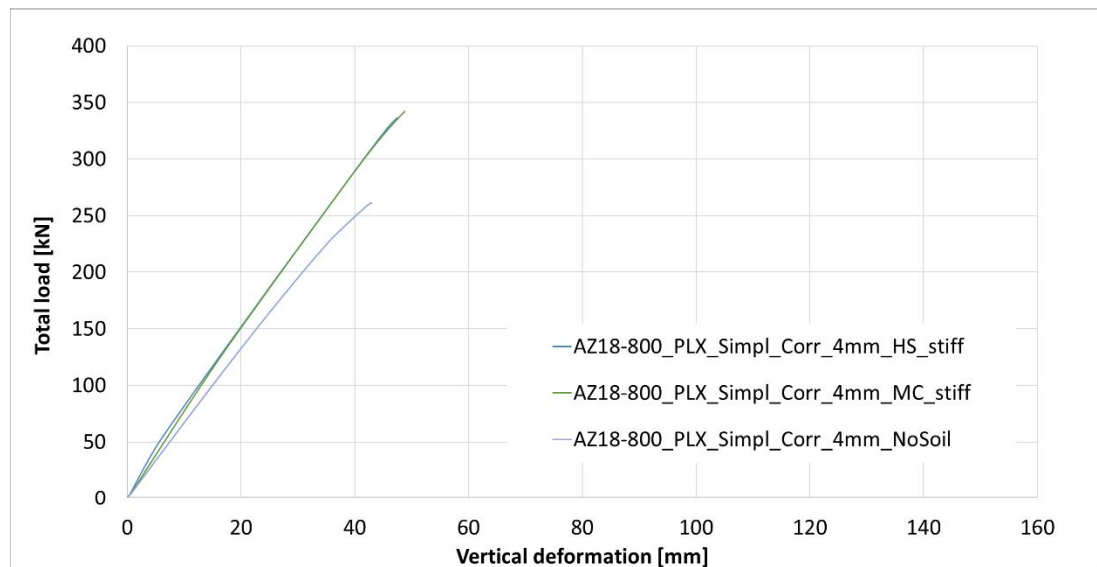


Figure 4.4 Load-displacement curves for the model with stiff soil modelled with MC and with HS. As comparison the results for the situation without soil are included

For the stiff soil similar observations are made as for the case with medium stiff soil. In addition, it is observed:

- While inspecting output in more detail no significant differences are observed between the MC and HS model relevant for this stage of the research. Also see appendix C for some more detailed model output.

## 4.3 Resume and conclusions

The following conclusions are made:

- Post peak behaviour cannot be captured with PLAXIS and as such no conclusions can be drawn regarding the effect of the constitutive soil model on post-peak behaviour;
- Results when running PLAXIS with MC and HS soil did not show significant differences in stiffness behaviour and/or peak load and lead to believe that working with the MC constitutive soil model in Abaqus is acceptable for this stage of the research.
- PLAXIS results suggest there may be a significant positive effect of the soil embedment on peak strength of the sheet pile.

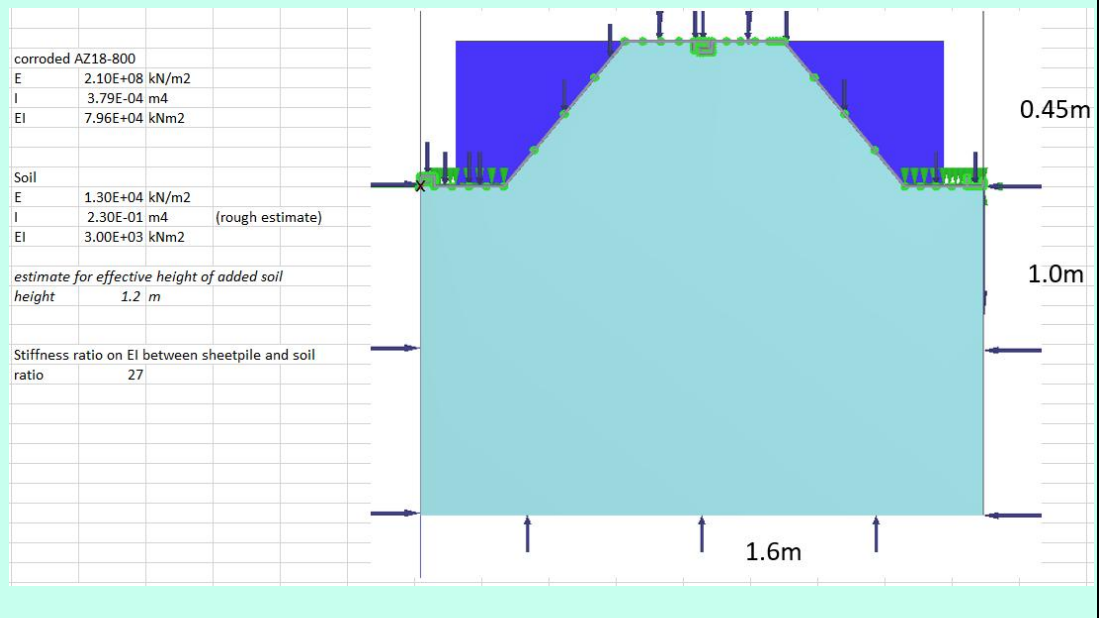
### Cause for observed difference in stiffness between model without soil and model with soil

Interesting to note is the difference in (initial) stiffness observed in the load-displacement curves of the model without soil and with soil. The differences can be assigned to two issues:

- The dipping of the interlock, in the model without soil, causing an effective lower height of the sheet pile profile and hence a lower bending stiffness.
- The added (bending) stiffness of the soil volume in the model with soil.

For the second issue a rough estimate can be made what the bending stiffness is of the soil volume compared to the bending stiffness of the sheet pile profile. See the figure below. It is concluded that there is a stiffness ratio between sheet pile profile and the soil volume of (roughly) 27. This suggests that the bending stiffness of the soil volume has a very small influence on the overall bending stiffness of the model.

Another indication that the soil does not add too much bending stiffness is the comparison with the theoretical stiffness. The model with soil has a good match with this theoretical (expected) stiffness.



# 5 Case Study with soil, Abaqus

This chapter discusses the finite element (FE) models with soil in Abaqus. The analyses made in this chapter are used to gain insight in the supporting effect of the soil on the strength of the thin sheet pile. The analysis is based on using a soil modelled with either purely elastic soil or with elastoplastic Mohr Coulomb (MC) model. The starting point of the analyses is the Abaqus FE model without soil and with simplified interlock geometry as presented in Chapter 3. The results of the Abaqus analyses with soil are compared with the Abaqus analyses without soil and with the PLAXIS analyses.

## 5.1 Numerical model assumptions

### Meshing and Element types

The starting point of the models with soil is the Abaqus model without soil and with simplified interlock geometry, see Chapter 3. In line with the PLAXIS models, a soil body is added to the 'bottom' of the sheet pile in this model. The mesh and element types of the sheet pile are as explained in Chapter 3. The soil is a solid with element type C3D8R (An 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control). At the cross-sectional interface of the soil with the sheet pile, the mesh size of the soil is set equal to the mesh size of the sheet pile. In longitudinal direction the mesh size of the soil is at maximum 10 times larger than the smallest element. See Figure 5.1.

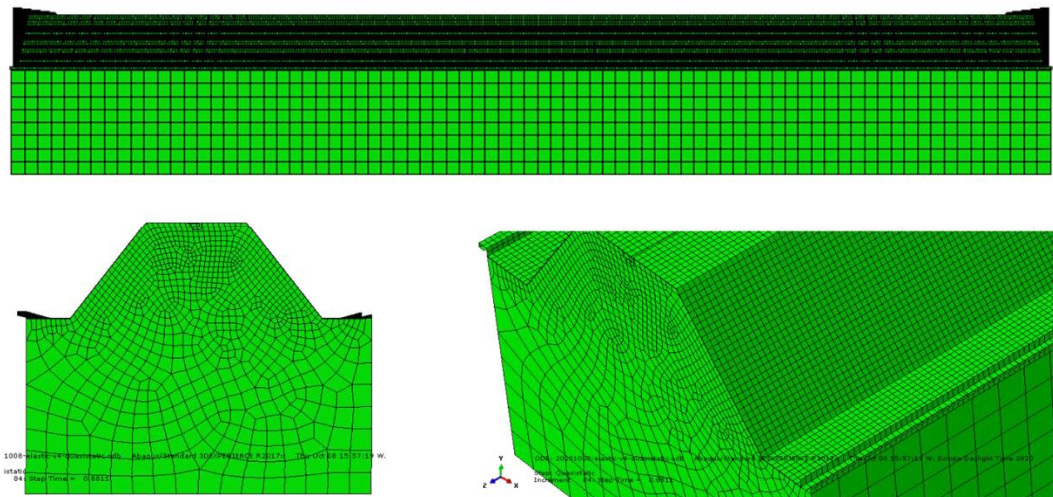


Figure 5.1 Geometry and mesh of the Abaqus model with soil

### Constraints and Contact

The constraints of the sheet pile and stiffeners are as explained in Chapter 3. In the models with soil, an additional interface is defined between the 'bottom' of the sheet pile and the 'top' of the soil. It must be noted that there is no interaction defined between any stiffeners of the sheet pile and the soil. This means the soil can deform and move as if there were no stiffeners present.

Furthermore, because the simplified interlock geometry is intended to represent the stiffness of the exact interlock rather than to represent its geometry, only interaction with the 'top' of the simplified interlock was defined. This prevents artificial interactions due to the shape of the interlock. See Figure 5.2.

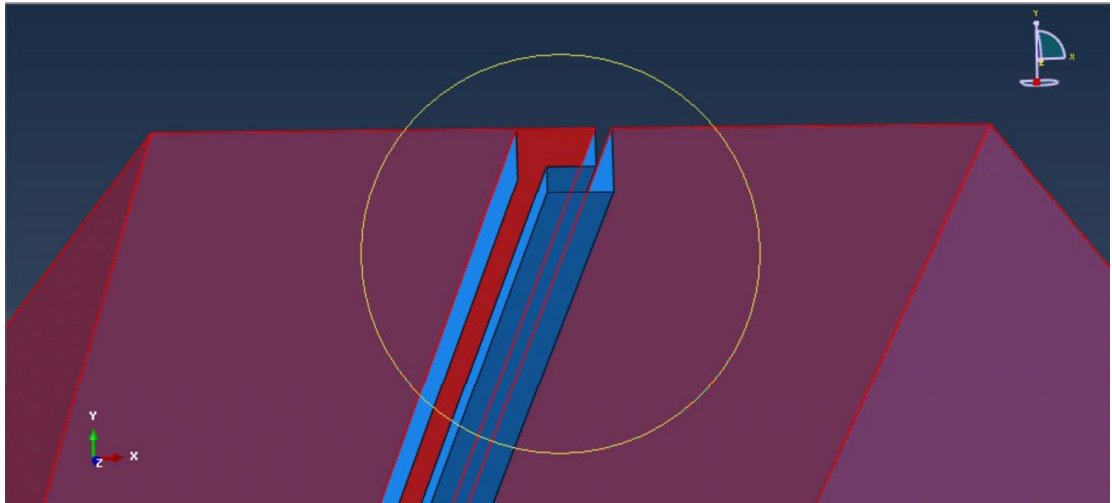


Figure 5.2 Interface between sheet pile and soil, indicated with red. The blue part of the interlock does not interact with the soil

The interface between the soil and the sheet pile has tangential behaviour with a defined isotropic friction coefficient and penalty friction formulation. The friction coefficient  $\mu$  depends on the friction angle of the soil material ( $\mu = \frac{2}{3} \tan(\phi) = \tan(\delta)$ ).

#### Loading steps

The loading steps are equal to PLAXIS, where first the prestress in the soil is applied before the displacement is applied to the loading points. The applied pre-stress depends on the soil stiffness.

#### Analysis Type

The first step, where the prestress was applied to the soil, is calculated using the static general analysis.

However, standard static general analysis and RIKS analysis both fail to calculate the post-buckling behaviour for the sheet pile with soil. Separation of the interface sheet pile with soil due to buckling causes the convergence issues in the RIKS analysis (contact is overall challenging with RIKS).

Therefore, dynamic implicit analyses with quasi-static setting were performed to calculate the buckling and post-buckling (following recommendation from Abaqus support).

## 5.2 Simplified geometry, medium stiff soil (5a)

Due to numerical issues a number of different settings and approaches were tried to come to good results. The following runs were made:

- Standard static general and RIKS analysis using elastic soil and Mohr Coulomb soil. These approaches failed to calculate the post-buckling behaviour. These results are not further included here in the report.
- Dynamic implicit analyses with quasi-static setting using elastic soil and Mohr-Coulomb. These runs were successful, and results are included in this paragraph.

The properties of the soil are for a medium stiff soil. The used parameters are presented in Table 2.2, whereas for the elastic soil the Mohr-Coulomb plasticity is not included.

In Figure 5.3 and Figure 5.4 screenshots are shown of the deformed mesh near peak strength for the sheet pile supported by elastic soil and MC soil. Note that the deformations are scaled up by a factor 10.

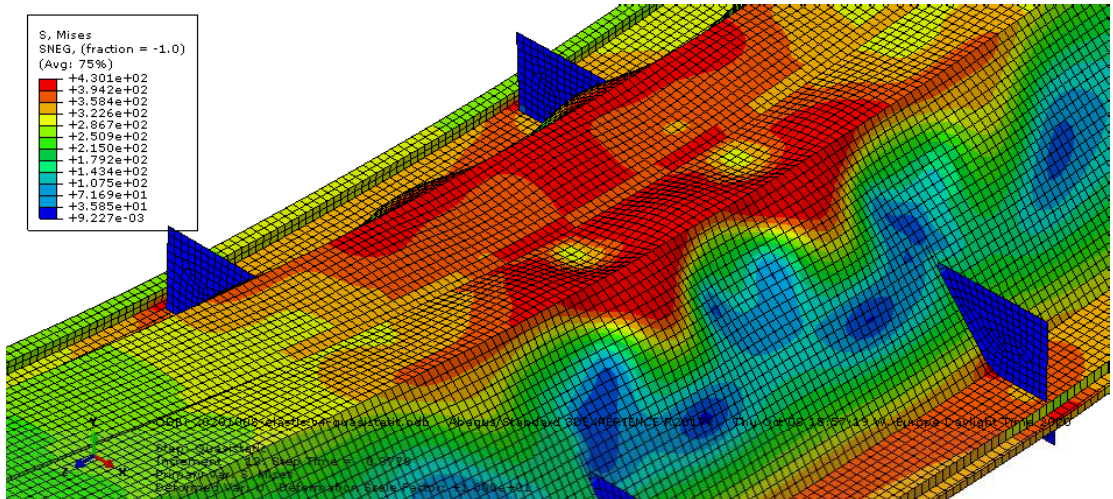


Figure 5.3 Shape of the sheet pile at peak force supported by elastic soil (soil not shown)

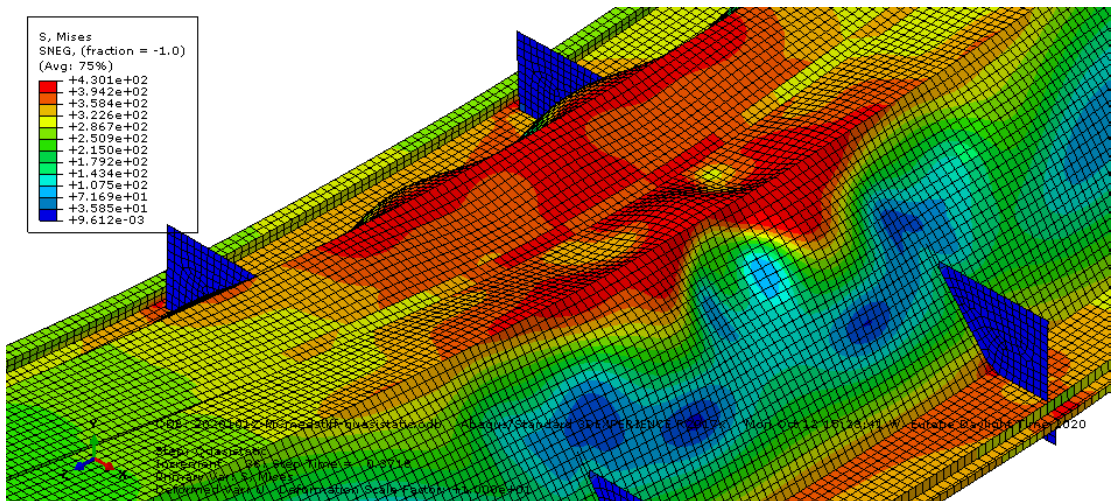


Figure 5.4 Shape of the sheet pile at peak force supported by medium stiff Mohr-Coulomb soil (soil not shown)

The vertical reaction force of the load introduction points is extracted from the model, together with the vertical displacement of the midpoint (same node as in PLAXIS models). This results in the force-deflection curve presented in Figure 5.5.

The shape of the sheet pile at the peak strength looks similar for medium stiff Mohr-Coulomb soil and medium stiff elastic soil. However, small differences are observed such as lower Von Mises stress near the centre, which is likely due to plasticity of the soil, reducing the reaction force in the soil and hence in the sheet pile. The plasticity of the soil results in a slightly lower peak strength compared to the elastic soil (+13% instead of +15% compared to the model without soil), see Figure 5.5.

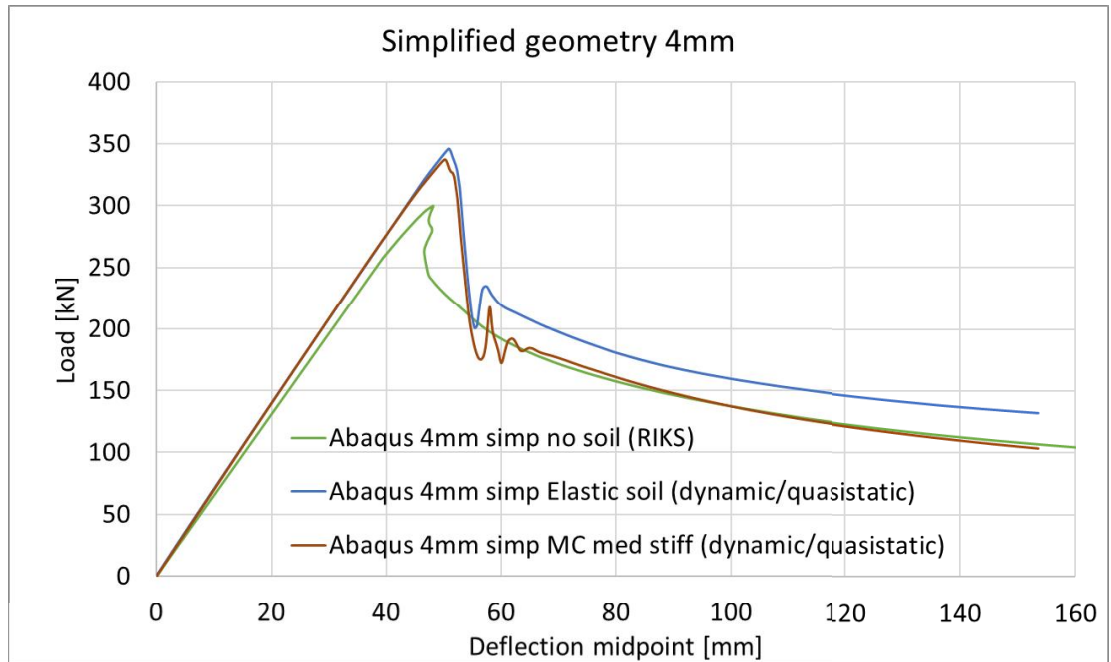


Figure 5.5 Force deflection curves for Abaqus model without soil (green), Abaqus model with medium stiff elastic soil (blue) and Abaqus model with medium stiff Mohr-Coulomb soil (red)

#### Observations:

- The load-displacement curve of the Abaqus model with medium stiff Mohr Coulomb soil matches the load-displacement curve of the PLAXIS model with medium stiff Mohr Coulomb soil (shown in Figure 4.3), but the peak force and corresponding deflection at midpoint found in the Abaqus analysis are higher compared to the PLAXIS model.
- The load-displacement curve of the Abaqus model with medium stiff Mohr-Coulomb soil shows a significantly higher peak strength (+13%) and corresponding deflection at the midpoint (+4%) compared to the Abaqus model without soil. The post buckling behaviour of the soil supported model seems (slightly) improved compared to the model without soil, also see appendix E. The post-buckling behaviour furthermore appears to converge to the same curve for the model with medium stiff Mohr-Coulomb and the model without soil.
- The elastic model gives a bit higher peak strength and corresponding deflection compared to the MC model. The post-buckling shows somewhat higher force for the Abaqus model with medium stiff elastic soil compared to the Abaqus model without soil.

### 5.3 Simplified geometry, stiff soil (5b)

The model with stiff Mohr-Coulomb soil uses the material properties from Table 2.2. The friction coefficient of the interface between the sheet pile and the soil is changed (since the friction coefficient depends on the friction angle of the soil material), and the pre-stresses in the soil are changed as well.

The shape of the sheet pile at the peak force is shown in Figure 5.6. Note that the deformations are scaled up by a factor 10.

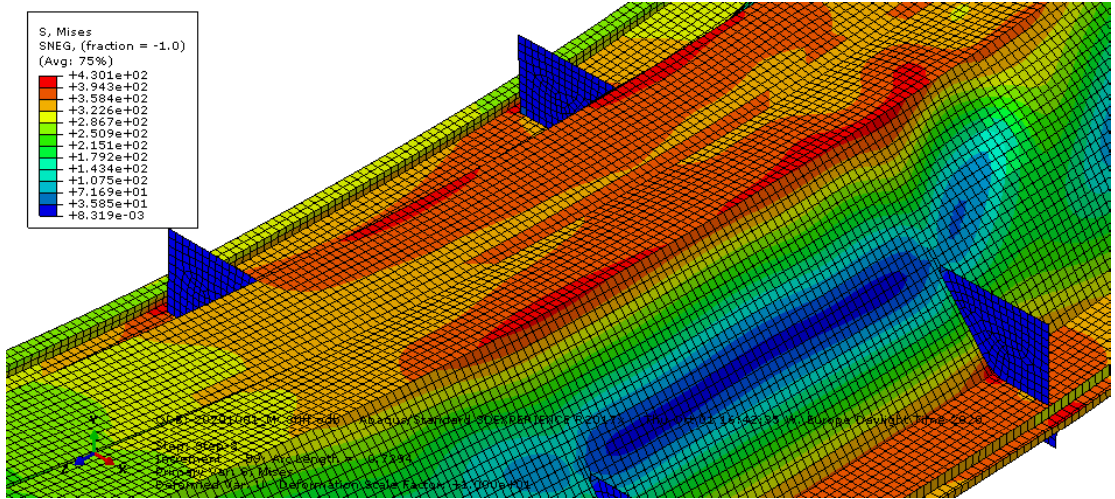


Figure 5.6 Shape of the sheet pile at peak force supported by stiff Mohr-Coulomb soil (soil not shown)

Unlike the models with medium stiff elastic and Mohr-Coulomb soil, the dynamic implicit analysis with quasi-static option failed to calculate the post-buckling behaviour. For the models with medium stiff soil, the peak force found in the RIKS analysis and general static analysis were the same as the peak force found in the dynamic implicit analysis with quasi-static option. After the peak, the stiffness (derivative of the force-deflection curve) becomes negative, indicating buckling. The stiffness versus deflection at midspan is plotted in Figure 5.7.

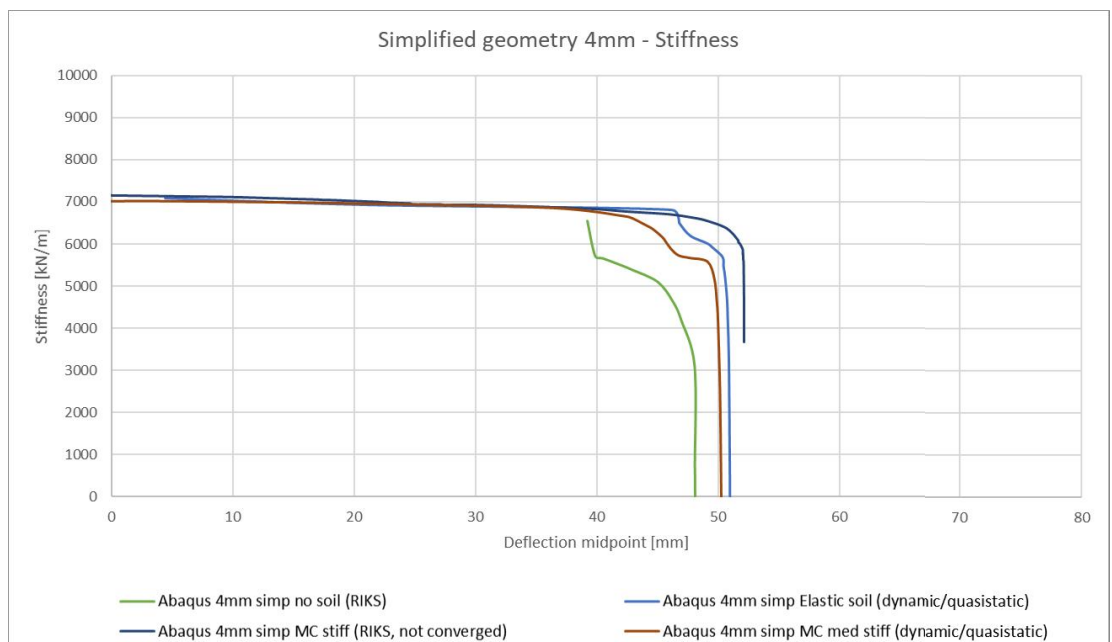


Figure 5.7 Stiffness versus deflection at midspan

The stiffness for the stiff Mohr-Coulomb soil did not become negative in the analysis. However, the clear downward trend indicates initiation of the buckling. Therefore, the peak value found in the analysis is believed to be very close to the actual peak value.



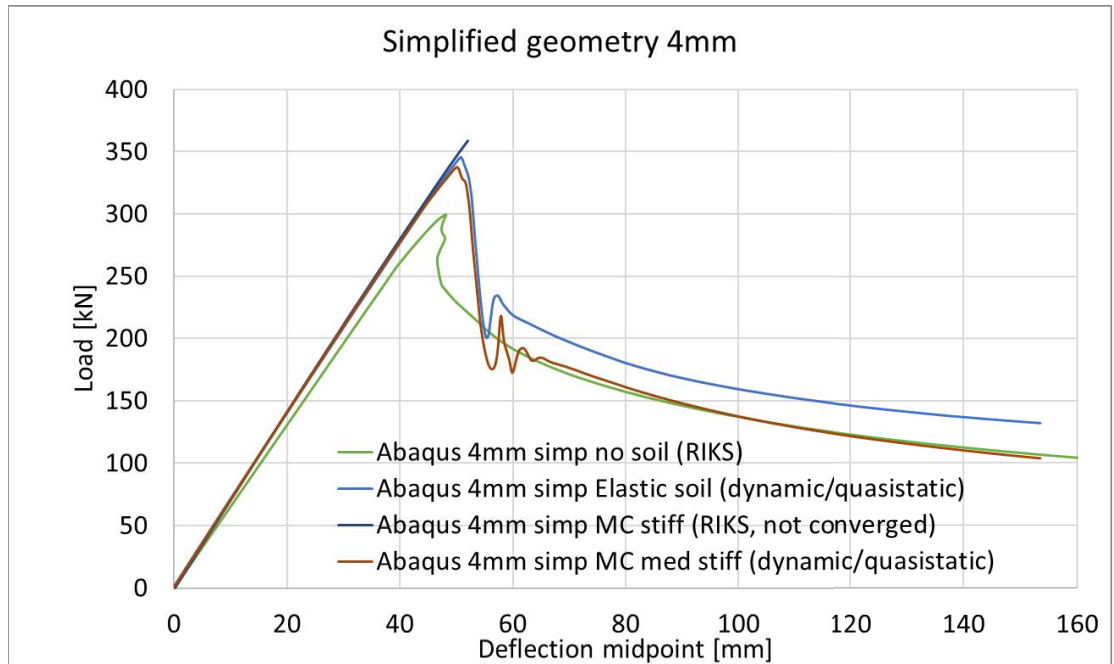


Figure 5.8 Force-deflection curves for the analyses with simplified geometry with medium stiff and stiff soil combined

Observations:

- The load-displacement curve of the stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity gives a higher peak value compared to the medium stiff elastic soil and medium stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity.
- The force-displacement curve of the Abaqus model with stiff Mohr-Coulomb soil shows a significantly higher peak strength (+20%) and corresponding deflection at the midpoint (+8%) compared to the Abaqus model without soil.

## 5.4 Exact geometry (6)

In analogy with the calculations made with the simplified geometry a model was set up with the exact sheet pile geometry with soil. In this exact sheet pile geometry use is made of contact elements for the interlock modelling. Upfront it was already expected that this calculation would be numerical challenging. This expectation proved to be correct during the project. Several attempts were made but it was not possible, within the project boundaries, to come to a sufficiently converged model. It was therefore decided to finish this report without the quantitative results of the model with exact geometry and soil.

In the next chapter 'Outlook and discussion' some discussion is added on the expected differences between the simplified and exact sheet pile model.

## 5.5 Resume and conclusions

It is found that running the Abaqus model with soil is numerically challenging. So far it has been possible to run the simplified geometry with soil for the medium stiff soil and find peak strength and post-peak behaviour. For the stiff soil it is believed that the peak strength is found, but post-peak behaviour is not captured. At this moment no results have been found for the exact geometry with soil.

In Figure 5.9 the load-displacement curves from the Abaqus runs with soil are summarised and shown together in one figure. As a reference two additional lines have been added for the theoretical stiffness and strength. Also see the explanation given in the green frame in paragraph 3.4.

The analyses made suggest that the presence of the soil results in higher peak strength. The increase in peak strength found in the analyses for simplified geometry is:

- +13% for medium stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity.
- +20% for stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity.

The deflection at midspan corresponding to the peak strength increases due to the presence of the soil, according to the analyses for simplified geometry:

- +4% for medium stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity.
- +8% for stiff soil with Mohr-Coulomb plasticity.

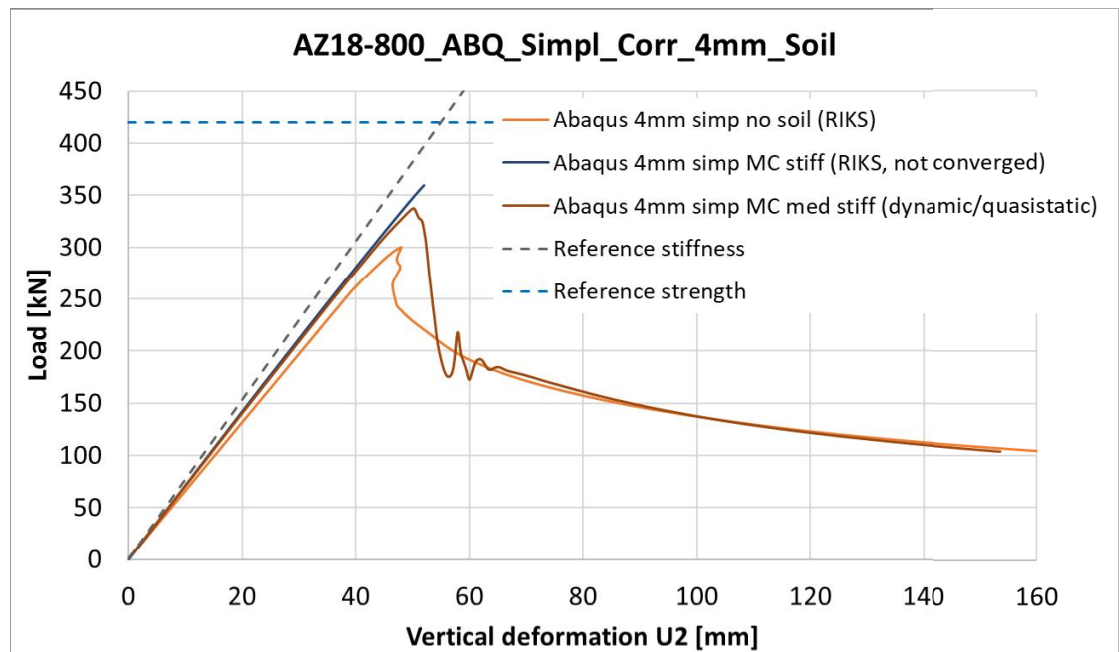


Figure 5.9 Summary of load-displacement curves for the Abaqus runs with simplified sheet pile geometry and soil. A reference stiffness and reference strength line have been added, see the explanation of these reference lines in paragraph 3.4

## 6 Outlook and discussion

In this chapter the results of the FE calculations are put into perspective. The outlook and discussion are used to gain some more insight in other relevant aspects and situations. This chapter does not pretend to be exhaustive.

### 6.1 Outlook

For the applicability of the results of this study two trends seem relevant:

1. The tendency to construct new structures with ever more optimized (but ever more slender) sheet pile profiles. An example of such an optimized sheet pile profile is the AZ18-800 profile used in this study.
2. The tendency for asset managers to maximize the service life span of their sheet piles acreage (and thus resulting in even more slender sheet piles due to the increasing amount of corrosion).

Both aspects are good arguments for investigating the 'real' strength of sheet pile profiles embedded in soil.

### 6.2 Cantilever vs anchored walls

As explained in paragraph 2.2 the FE model set-up used here (i.e. four-point bending with soil) resembles a cantilever sheet pile wall. Logical question is then how the results found here relate to the situation for an anchored wall? In Figure 6.1. the situation belonging to an anchored wall situation is shown, also compare this figure to Figure 2.6 for the cantilevered situation.

To get more insight in the situation for an anchored wall situation an additional model run is made. In this model the medium stiff soil is transferred to the other side of the sheet pile. All other settings are like the runs made and explained in this report. The results of this additional run are shown in Appendix D. It is concluded from this run that the influence of the soil becomes somewhat less compared to the model with soil on the other side but still the effect appears significant. The increase in peak strength is +9% relative to the situation with no soil, compared to +13% relative to the situation with no soil for the Case Study described in the main text of this report.

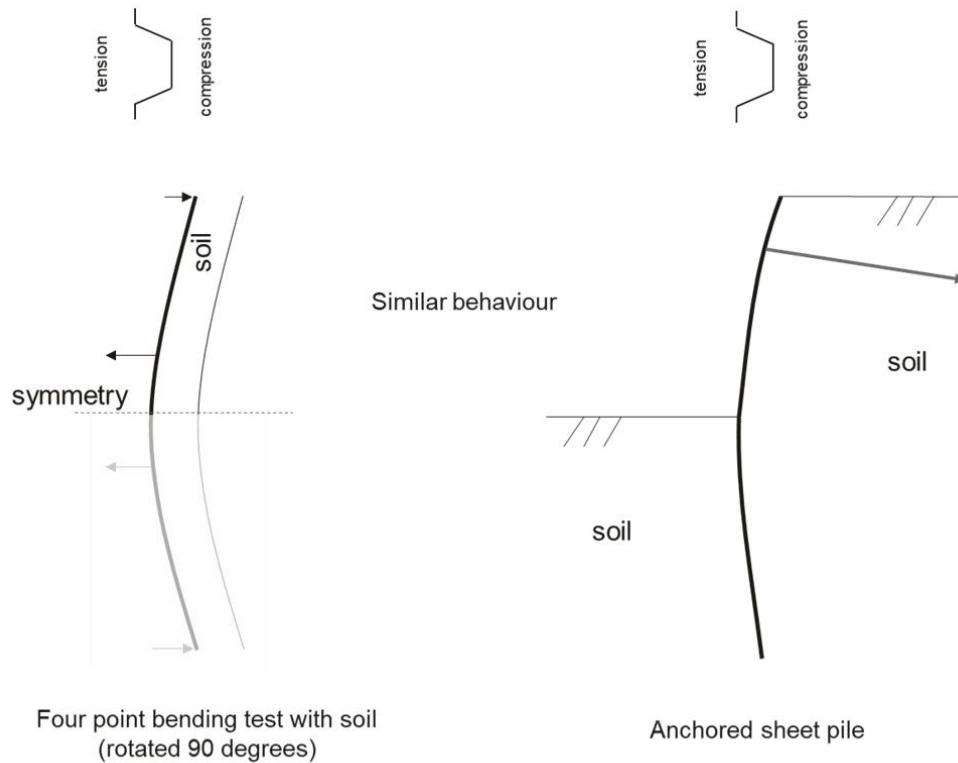


Figure 6.1 Comparing the four-point bending test with an anchored sheet pile wall. The bending behaviour / curvature is similar

### 6.3 Z-piles vs U-piles

In this report it was chosen to investigate a corroded AZ18-800 profile as this is a commercially available profile used in practice. Also, in practice more Z-piles are used as their strength properties are in general favourable compared to U-piles.

It was found in this study that for slender (highly corroded) Z-profiles distortional buckling becomes the dominant mechanism. Here the degree of freedom allowed by the interlock plays an important role. This distortional behaviour, and the resulting relatively large (sideways) deformations of flange and interlock, allow the soil to have a relatively large (positive) influence on the behaviour of the sheet pile.

For a U-pile it is however expected that distortional buckling is less dominant (local buckling becomes more relevant) resulting in less positive influence of the soil compared to a Z-pile with a comparable slenderness. Also see appendix A where results are presented of previous research on  $\Omega$ -piles.  $\Omega$ -piles with continuous flange under compression can be compared to U-piles.

### 6.4 Buckling inward or outward

Important assumption made in the models run here is that the compressed flange has the tendency to move in such a way that the 'height' of the sheet pile profile becomes less. This in general may be expected to be the direction in which the compressed flange wants to move. However, there is a dependency on initial eccentricities. It may happen that the compressed flange has an initial eccentricity which is so large that the flange has the tendency to move in such a way the 'height' of the profile increases. This situation has not been investigated in this report, but it may be expected that the strength and stiffness behaviour of the profile will not be less. This is a logical result of the fact that the 'height' (the internal arm) of the profile increases.

## 6.5 Soil one sided, two sided, active or passive, higher stress level

In this study a one-sided soil in an active state at a relatively low stress level is used. This can be considered a careful approach since it may be expected that situations with two-sided soil, with passive soil pressures and or higher stress levels will generate more soil support and thus higher strengths of the sheet pile. On the other side it was chosen to use medium stiff and stiff soils which may be expected to generate more soil support compared to soft soils.

It is believed that the approach chosen in this report is not an extremely negative or positive approach but is a realistic approach in trying to gain insight in the potential of soil support on the strength of thin walled sheet piles.

## 6.6 Water pressures

In the Case Study used in this report no influence of water pressures was considered. It may be expected that water pressures will reduce the positive effects of the soil embedment since the water cannot sustain shear stresses (leading to arching effects).

## 6.7 Simplified vs exact sheet pile geometry

As mentioned in chapter 5 it has been possible to generate results for the simplified sheet pile geometry with soil. Unfortunately, this has not been possible, within the project boundaries, for the exact sheet pile geometry with soil. Relevant question is if the exact sheet pile geometry with soil may have resulted in significant different results.

At this moment it is believed that the model with exact sheet pile geometry would not yield significantly different conclusions as those based on the model with simplified sheet pile geometry. This believe comes from the comparable shape and size of the deformation pattern of both models without soil, as shown in Figure 6.2. The shape and size of the deformation pattern in the situation without soil is a good measure for the expected influence of the soil.

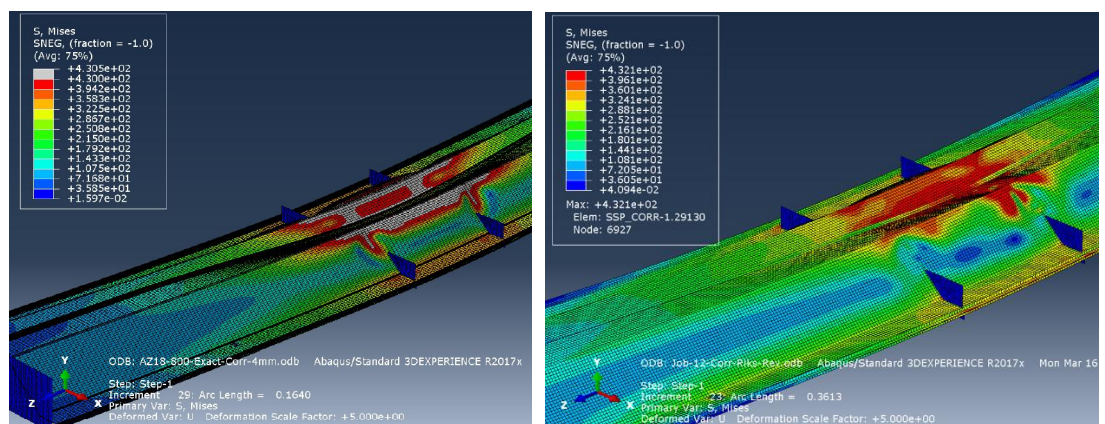


Figure 6.2 Comparing the deformation behaviour of the model with exact sheet pile geometry without soil (left) and the model with simplified sheet pile geometry without soil (right). Note that both models have the same scale factor of 5

## 6.8 Other relevant aspects not considered yet

Many other aspects can be thought of that may be relevant and which are not considered in this report. To name a few:

- Overconsolidation of soils.
- Multi-layered soils.
- Initial stresses of soil.
- Loading history of the soil and sheet pile.
- Influence of shear and normal forces in the sheet pile.
- Possibility of cavities in the soil due to sheet pile installation and/or the filling process behind the wall.
- Undrained behaviour of soils.

These effects may have a positive or negative effect on the strength of the sheet pile. In this stage of the research these effects are not further investigated. Most likely these effects can also not be investigated fully with just an FE study, a combination with physical scale testing is needed. However as described in the research goal of this report the approach chosen here is just a first step in investigating the potential.

# 7 General conclusions and recommendations

To be able to draw conclusions first the research goal is repeated:

*To investigate by means of a finite element (FE) study if the effects of soil embedment on the capacity of thin walled sheet piles are significant, i.e. is it worthwhile to further investigate the effects of soil embedment with physical scale testing?*

## 7.1 Conclusions

From the Case Study considered in this report, simulating a cantilevered sheet pile structure, it is concluded that:

- Distortional buckling is the dominant buckling mode for the corroded AZ18-800 profile resulting in relatively large (side-ways) deformations of the compressed flanges and interlock for the situation without soil. These relatively large deformations suggest, in a qualitative sense, that soil can have a significant influence on suppressing these deformations and hence on increasing (peak) strength and post-peak deformation capacity.
- From a comparison in PLAXIS it is concluded that for this moment it seems there are no significant differences in using the relatively simple Mohr Coulomb (MC) constitutive soil model or the more advanced Hardening Soil model. As such the MC model is used for modelling soil in Abaqus.
- The quantitative increase in peak strength found in Abaqus for the simplified sheet pile geometry between the model without soil and with soil is in the order of +13% for a medium stiff soil and in the order of +20% for a stiff soil. The quantitative results of the Abaqus model with simplified geometry also suggest an (slight) increase in post-peak deformation capacity.
- Unfortunately, no results have been derived yet for the exact sheet pile geometry with soil in Abaqus as this calculation appears to be (too) numerical challenging for now. Nevertheless, it is not expected that the results of this model would lead to significantly different conclusions as currently made based upon the simplified sheet pile geometry with soil.

An additional Abaqus calculation with a model set-up more representative of an anchored wall situation, using a simplified sheet pile geometry, is also made. The quantitative results of this model suggest less favourable effects of the soil embedment but still significant, i.e. +9% for a medium stiff soil relative to the situation with no soil (instead of +13%).

Based on the results, while keeping in mind the outlook and discussion from chapter 6 in this report, it is concluded that not one final answer can be given to the research question. It is highly dependent on the situation if the effects of the soil embedment are significant and worthwhile quantifying.

## 7.2 Recommendations

It is recommended that sheet pile manufacturers (such as ArcelorMittal) and asset managers (such as the Dutch Rijkswaterstaat) take notice of the results of this study and consider for themselves whether it is worthwhile to further perform research on this subject.

This research furthermore illustrates that it is likely that in non-soft soil conditions class 4 sheet piles are more robust as they have (some) more strength/rotation as accounted for in design. This effect might be of direct use in risk assessments.



## 8 References

[PLAXIS manual]

Reference manual and Materials model manual

<https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis>

[Deltares, 2019a]

Kennisprogramma Natte Kunstwerken – The influence of soil embedment on local instability of a Class 4 profile, April 2019

Included at <https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/>

[Deltares, 2019b]

PLAXIS validation (confidential memo to ArcelorMittal), July 24<sup>th</sup> 2019

[Deltares, 2019c]

Kennisprogramma Natte Kunstwerken – Effect of soil embedment on thin walled (corroded) sheet piles, November 15<sup>th</sup> 2019

[TU Darmstadt, 2010]

Test report No. 10-31p (confidential), Tests to determine the bending resistance of ArcelorMittal Cold formed sheet piles, 22 november 2010 (english version 10 march 2011)

# A Summary of previous work on the subject

This appendix elaborates on previous work done on the subject [Deltares, 2019a and c]. More specifically the following models are described:

- Plate model.
- PAU2440.
- PAZ4350.

Included in this appendix is a description of the verification and validation done of the FE models at the start of the TKI project with ArcelorMittal. Verification is done between PLAXIS and Abaqus. Validation is done based upon available test results [TU Darmstadt, 2010] [Deltares, 2019b] for the PAU2440 and PAZ4350 cold formed sheet pile profiles.

*This appendix is removed from the public version.*

## B Uncorroded AZ18-800 and CUFSM verification

In this appendix the results of the Abaqus calculation for the uncorroded AZ18-800 are shown for information. Furthermore the results of a verification calculation using the finite strip method are shown.

### B.1 Results of the uncorroded AZ18-800

#### Exact uncorroded geometry

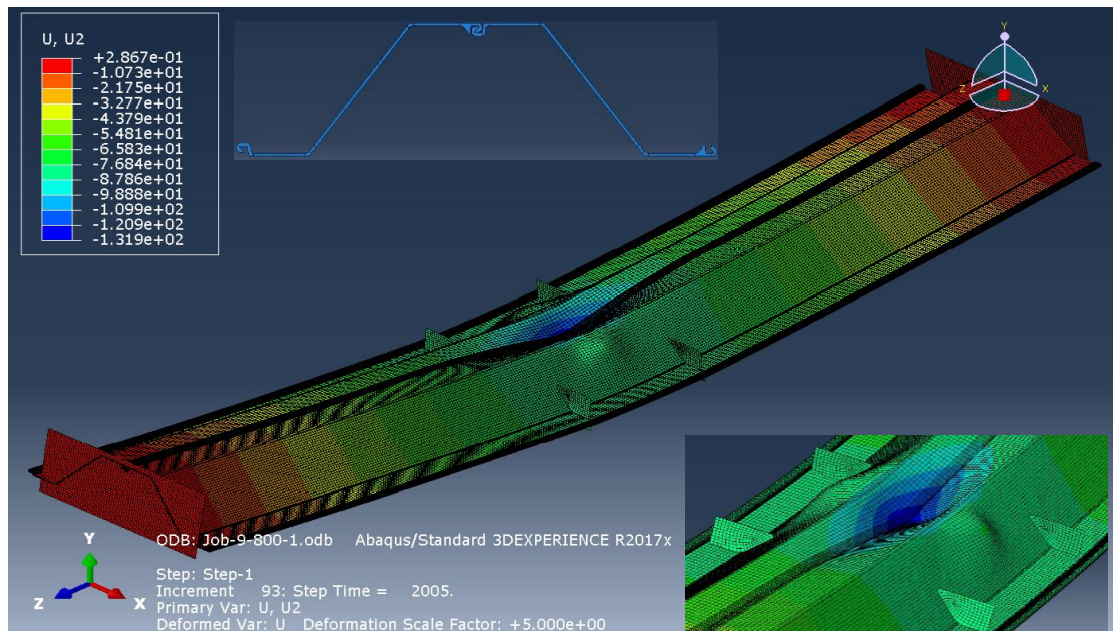


Figure B.1 Deformed shape with U2 at peak load for AZ18-800(Exact, uncorroded, no soil)

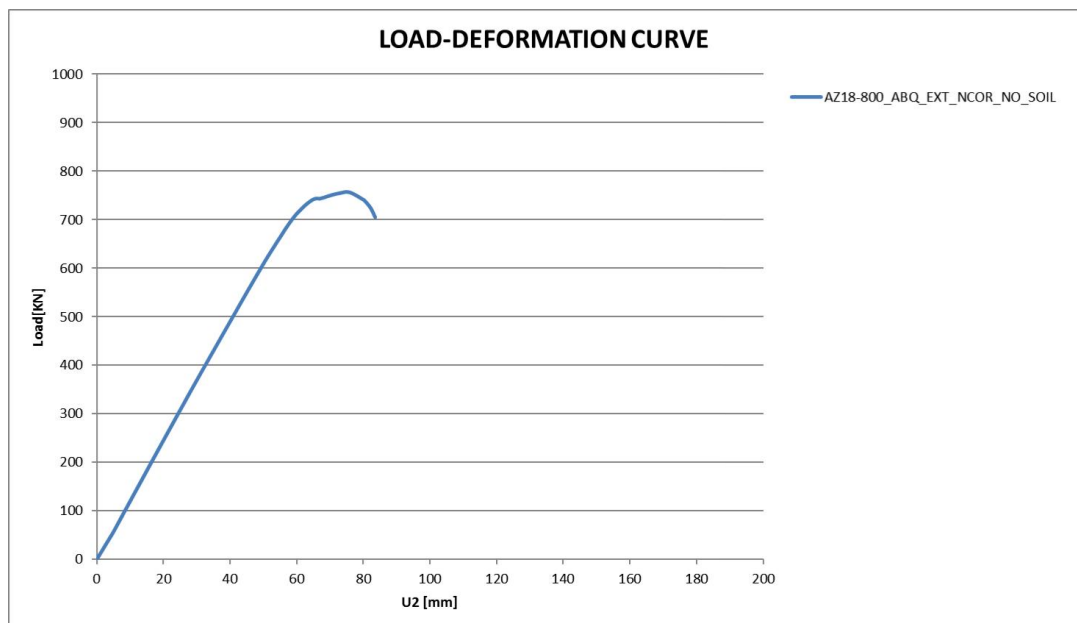


Figure B.2 Load-deformation curve for AZ18-800(Exact, uncorroded, no soil)

### Simplified uncorroded geometry

With the simplified geometry of the interlock a similar buckling shape and mode(local) is observed as for exact uncorroded geometry

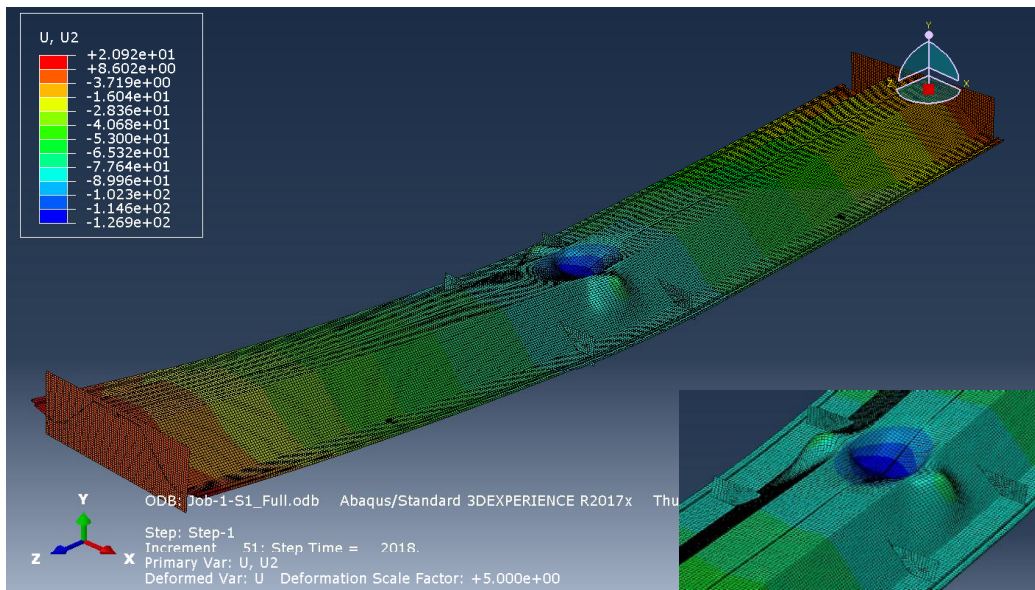


Figure B.3 Deformed shape just before buckling load for AZ18-800 (Simplified, uncorroded geo)

While comparing the load deformation behaviour of the simplified geometry with exact, the peak loads were found to be reasonably close.

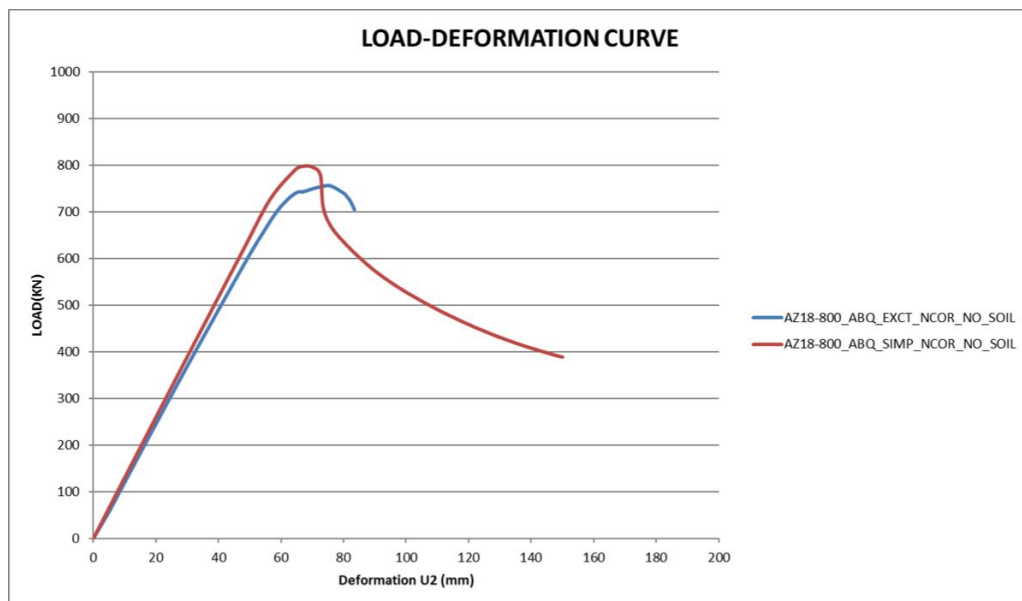


Figure B.4 Load-deformation curves for AZ18-800 (Exact vs Simplified uncorroded geometry)

## B.2 Verification with the CUFSM finite strip method

To verify the observed behaviour of the corroded sheet pile in the FE analysis an analysis was made with CUFSM - finite strip method. Graphical results of the analysis are shown in Figure B.5. whereas numerical results are shown in Table B.1.

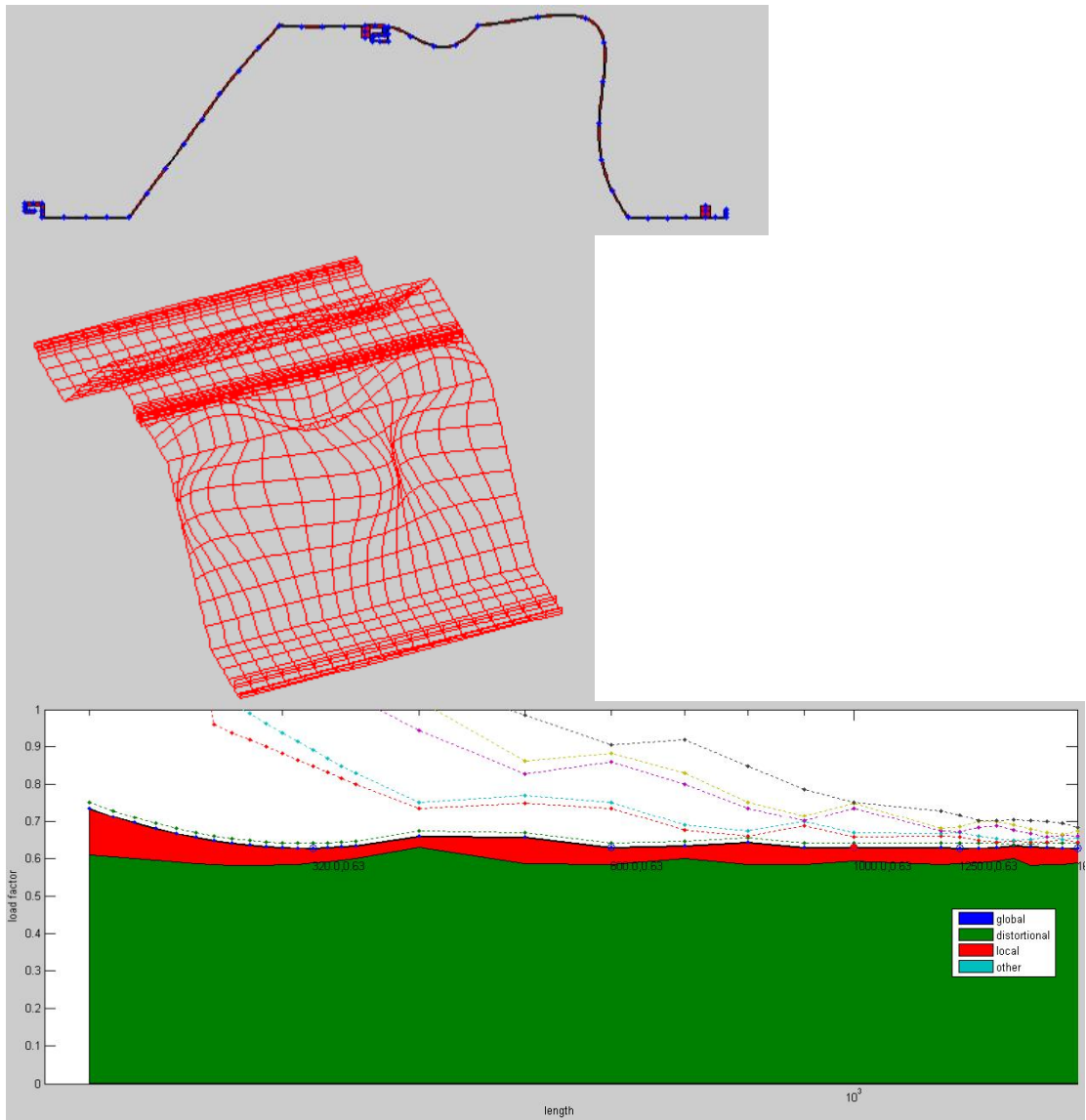


Figure B.5 (a) Buckled shape of corroded cross-section, (b) Buckled shape for half wavelengths, (c) Contribution of different buckling modes (dominant mode is distortional)

CUFSM	Corroded	Uncorrded		
t	4	8.5	mm	
Area	11234.58	20645	mm <sup>2</sup>	54.42%
Ixx	376666324	662518082	mm <sup>4</sup>	56.85%
f <sub>y</sub>	430	430	N/mm <sup>2</sup>	
L <sub>cr,L</sub>			mm	
L <sub>cr,D</sub>	300	1050	mm	
Load Factor	0.63	1.85		34.05%
σ <sub>cr</sub>	270.9	430	N/mm <sup>2</sup>	63.00%
P <sub>cr</sub>	3043447.722	8877350	N	34.28%
W <sub>el</sub>	1707300	2942600	mm <sup>3</sup>	58.02%
M <sub>cr</sub>	462.50757	1265.318	0.365527	36.55%

*Table B.1 Numerical results from the CUFSM analysis for the simplified corroded and uncorroded section*

The main findings from the CUFSM confirm the main findings from the Abaqus analysis:

- Distortional buckling is the dominant buckling mode for the corroded section.
- The critical bending moment for the corroded simplified section is 462 kNm (CUFSM) vs  $300/2 * 3.5 \text{ m} = 525 \text{ kNm}$  in ABQ (difference is 14%).
- The critical bending moment for the uncorroded Simplified section is 1265 kNm (CUFSM) vs  $800/2 * 3.5 \text{ m} = 1400 \text{ kNm}$  in ABQ (difference is 11%).

## C Detailed model output

In this appendix more detailed model output for several calculations are shown.

### C.1 PLX, Simplified geometry, stiff soil (4b)

The figures in this paragraph give insight into the arching effects that occur into the soil and that are the reason why the soil has a positive effect on the strength of thin walled sheet piles. It shows that when parts of the sheet pile 'move at a different speed compared to the soil' the soil then wants to suppress these effects. By means of arching the stress is 'focussing' on these parts.

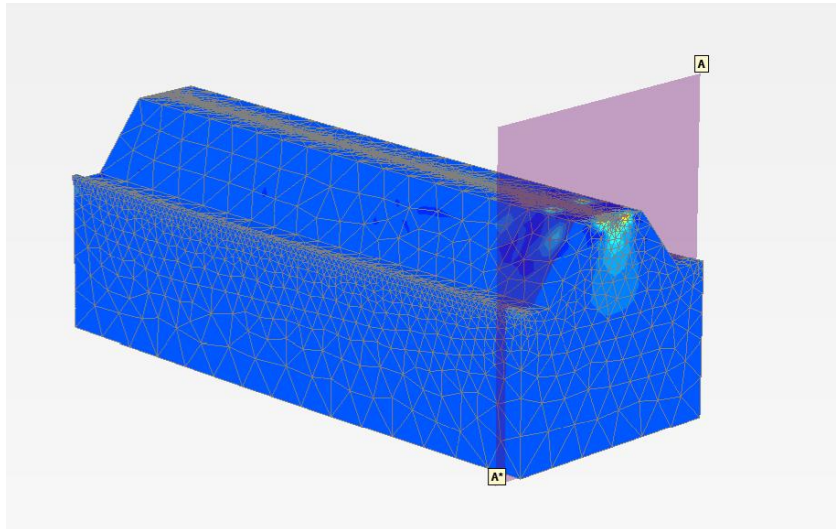


Figure C.1 Slice through the model, plate elements not shown

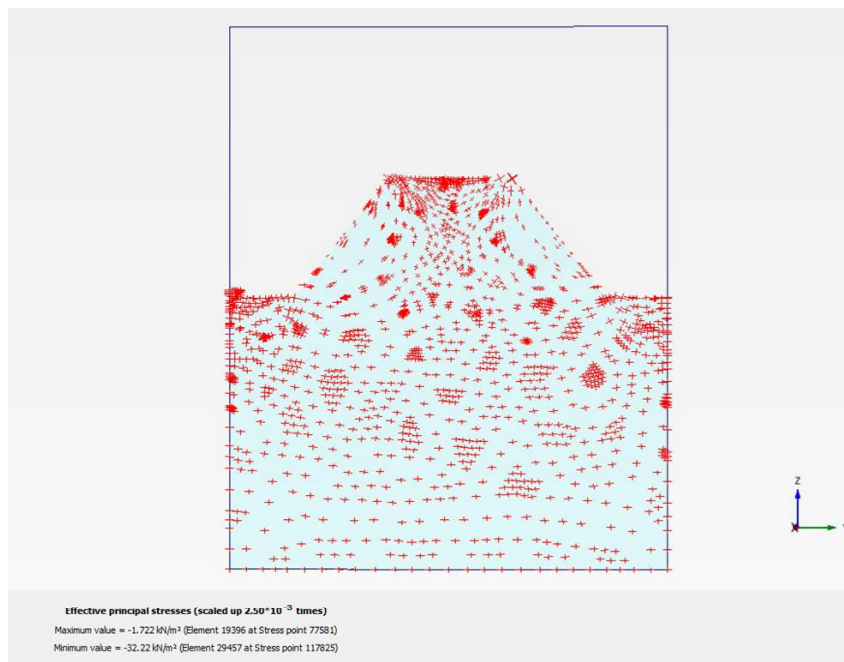


Figure C.2 Principal stress just prior to loading

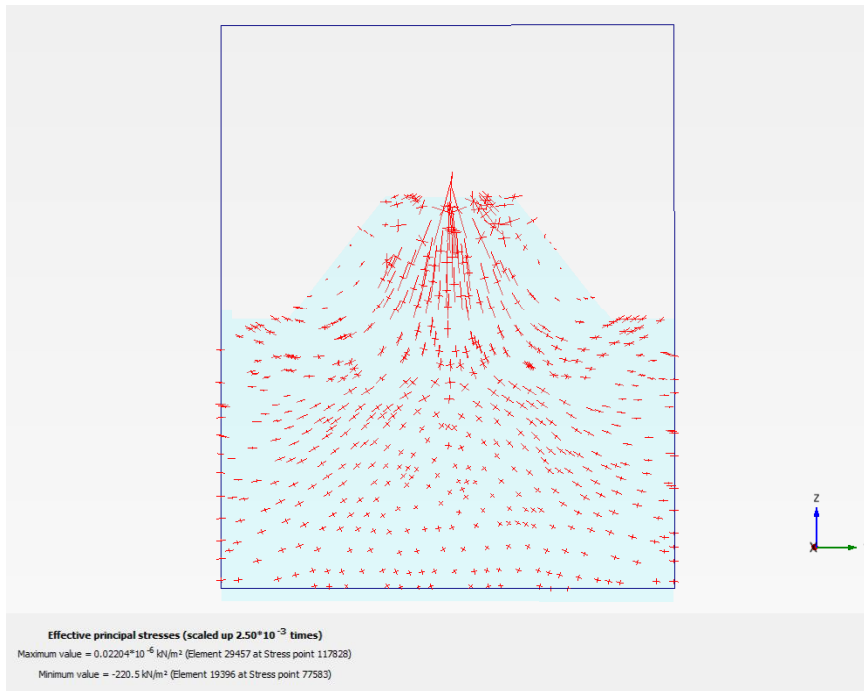


Figure C.3 Principal stress just after loading

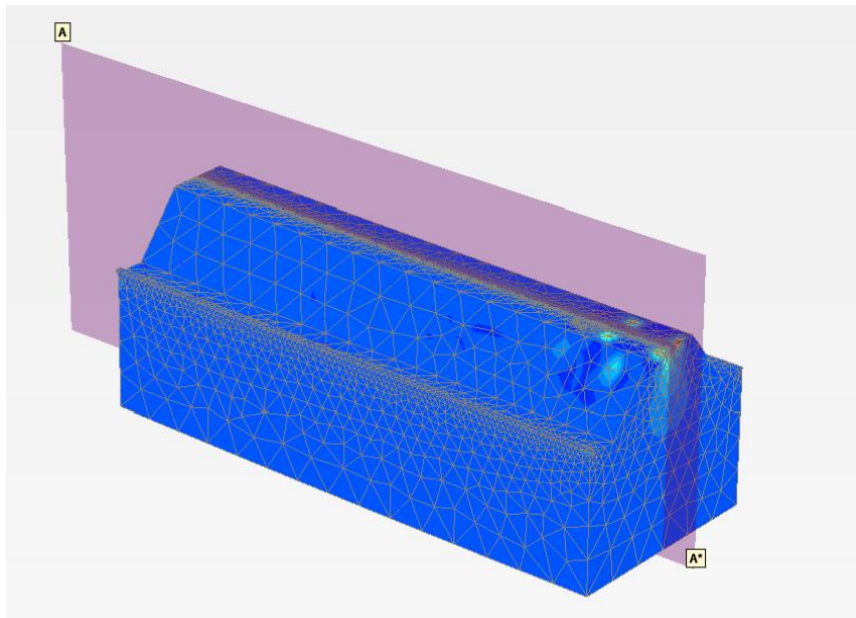


Figure C.4 Slice through model, plate elements not shown



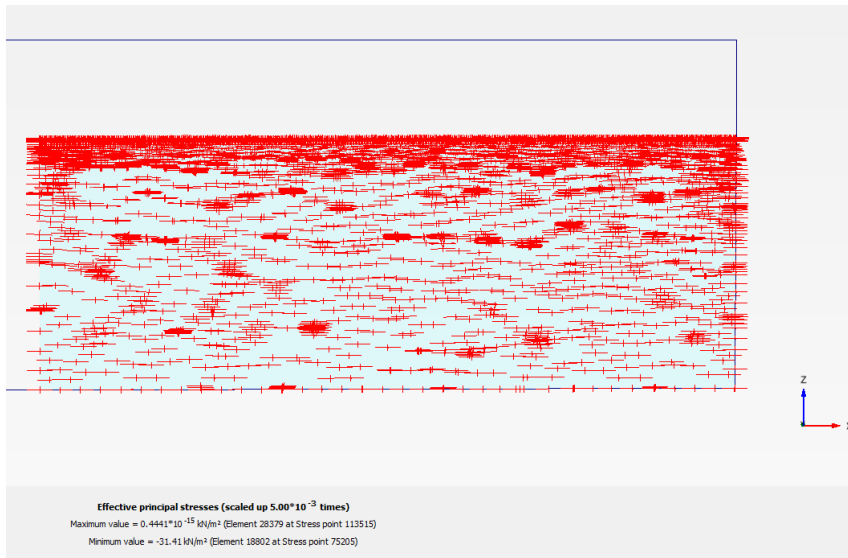


Figure C.5 Principal stress just prior to loading

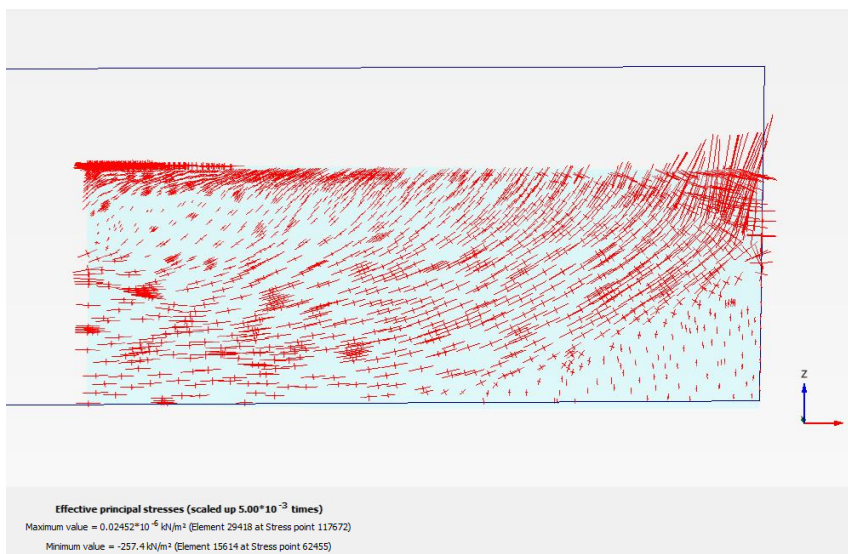


Figure C.6 Principal stress just after loading

## C.2 Abaqus, simplified geometry, medium stiff soil

This section presents the same figures as the previous section, but for the Abaqus model. The figures were generated for the simplified 4mm sheet pile with MC medium stiff soil model and quasi-static analysis. Peak = frame 57.

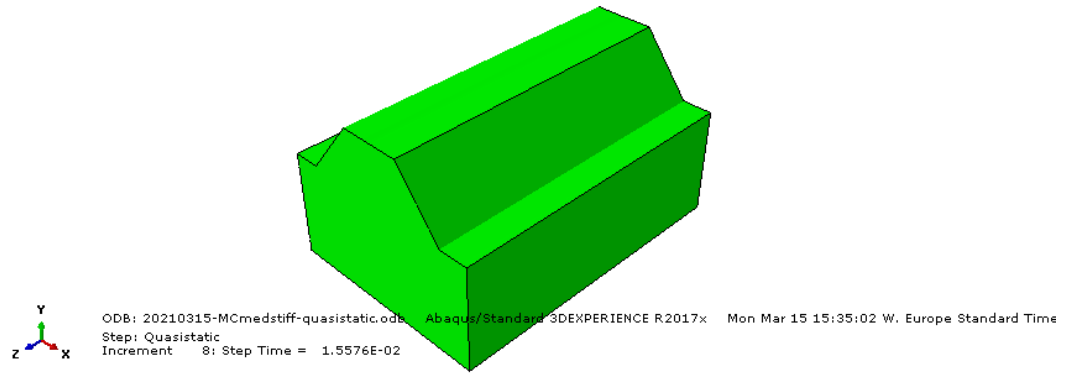


Figure C.7 Slice through the model

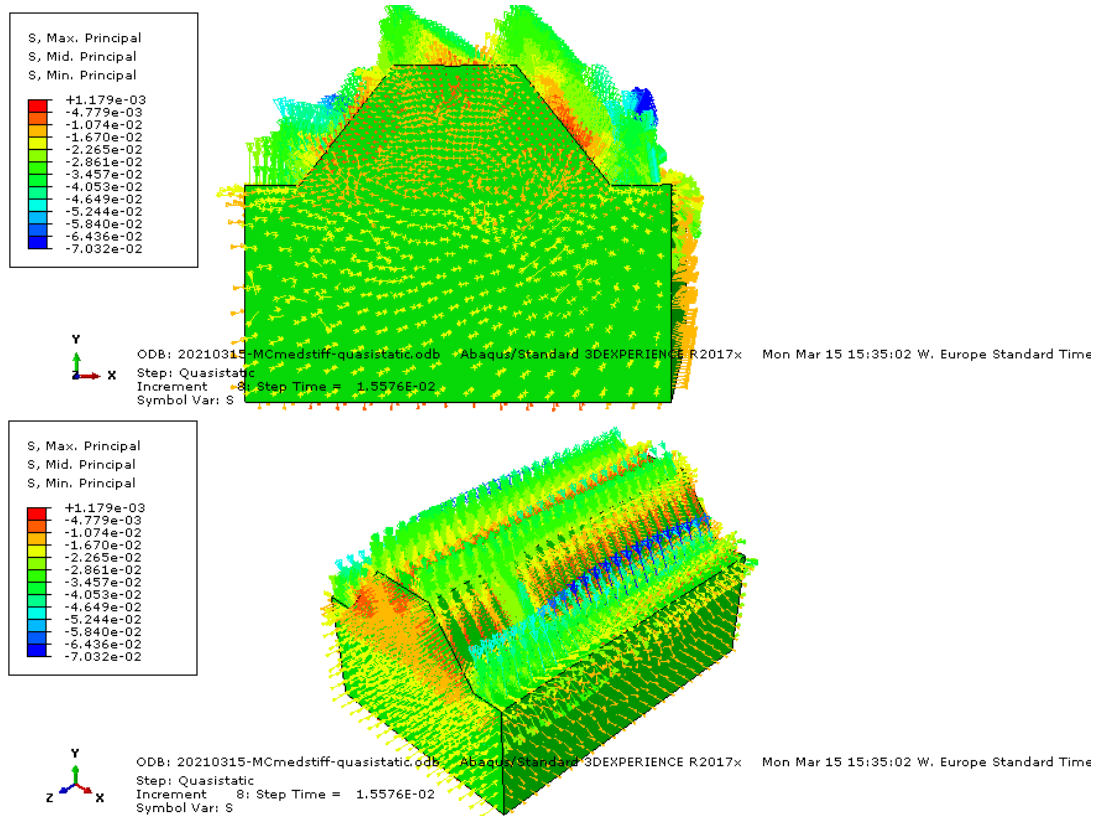


Figure C.8 Principal stress, after prestressing the soil, prior to loading

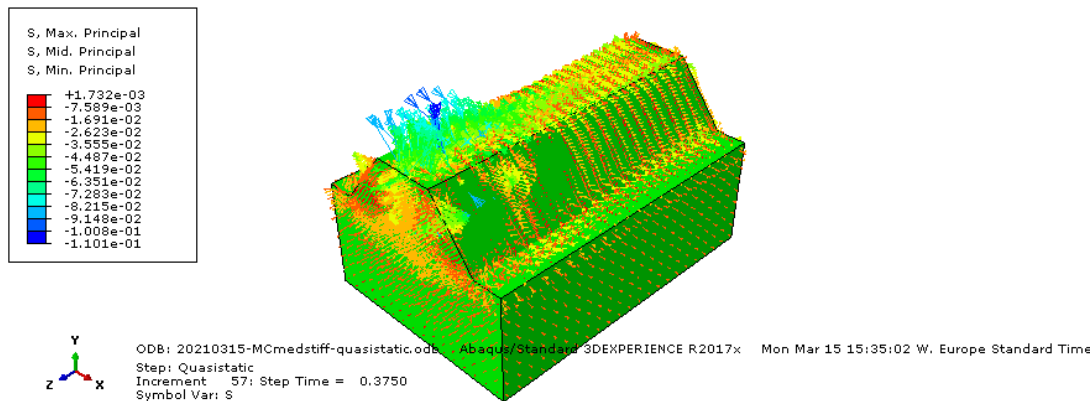
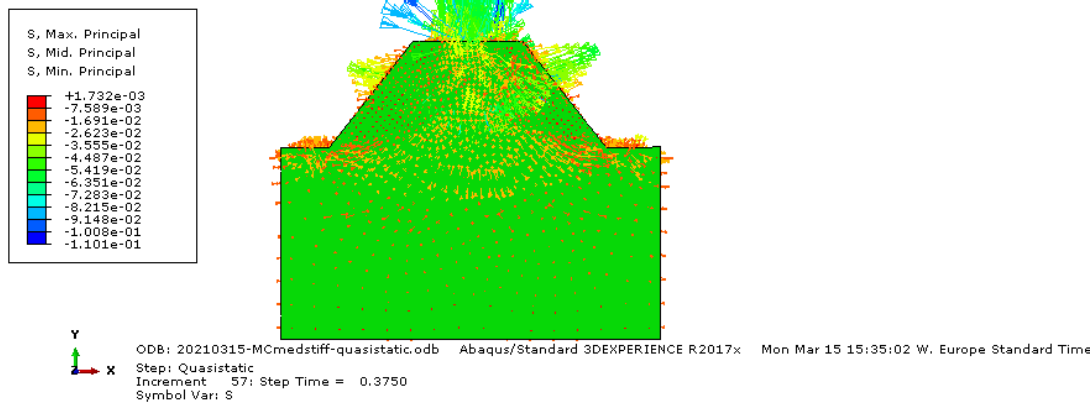


Figure C.9 Principal stress near the peak load

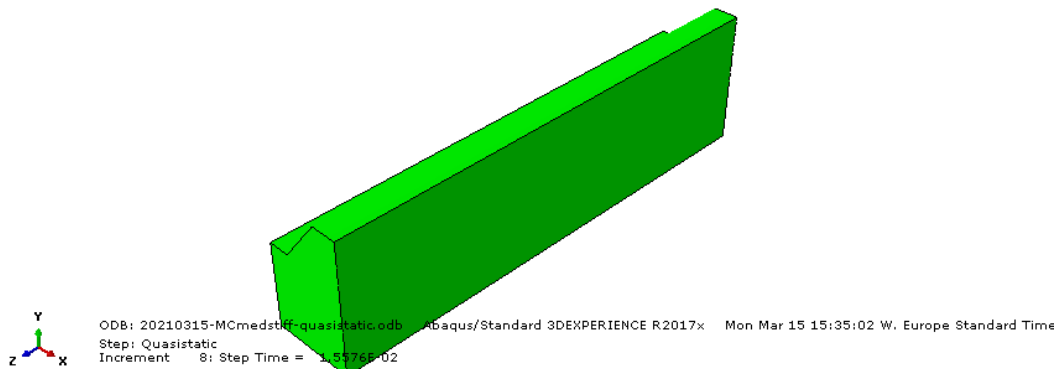


Figure C.10 Slice through model

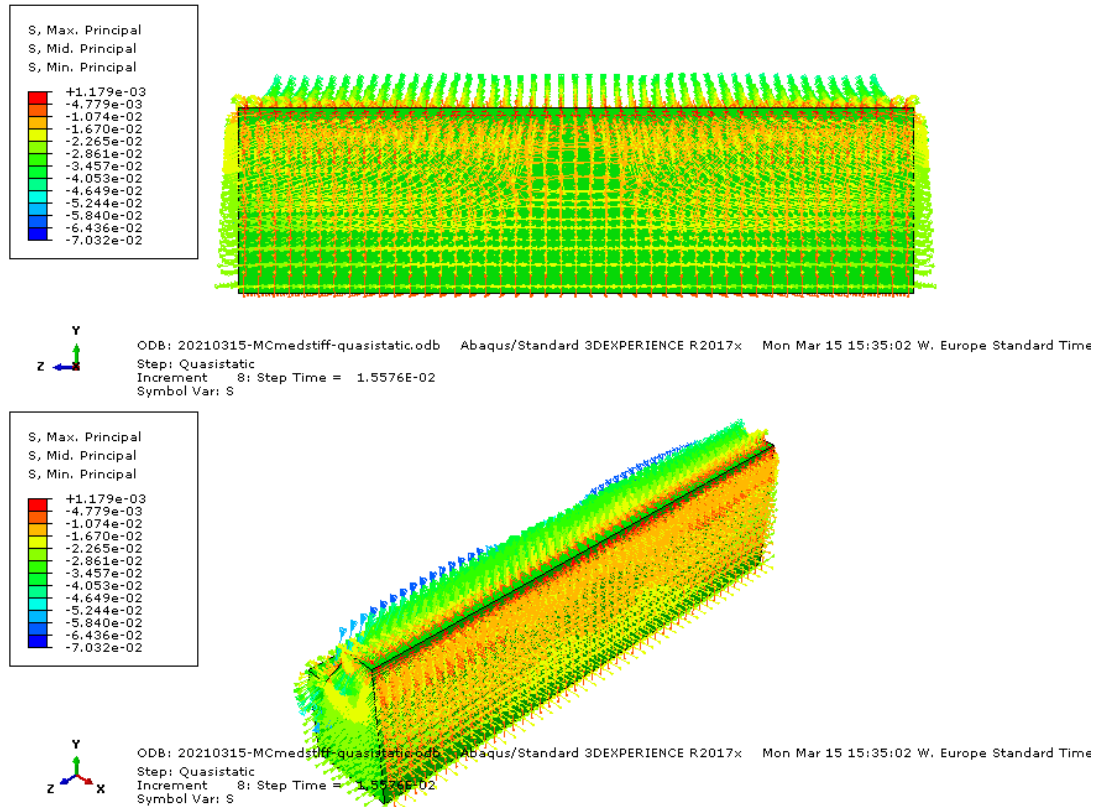


Figure C.11 Principal stress, after prestressing the soil, prior to loading

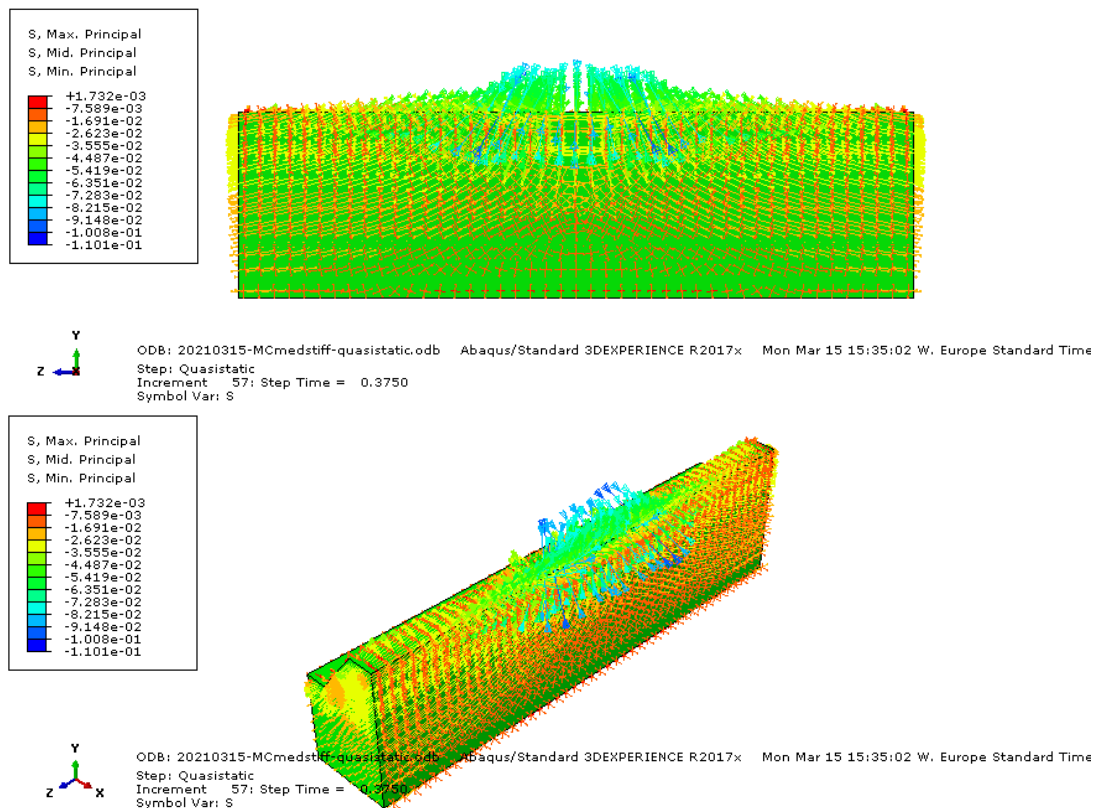


Figure C.12 Principal stress near the peak load

## D FE model results for anchored wall situation

An Abaqus run was made where the soil is transferred to the other side of the sheet pile compared to the runs shown in the main text. The situation with the soil on 'the other side' represents the anchored wall situation. All other starting points are kept the same.

The analysis type for the anchored wall situation was a RIKS analysis. The analysis was performed for MC medium stiff soil.

The RIKS analysis was not able to find a solution beyond the peak. The shape of the sheet pile for the last step of the RIKS analysis is shown in Figure D.1.

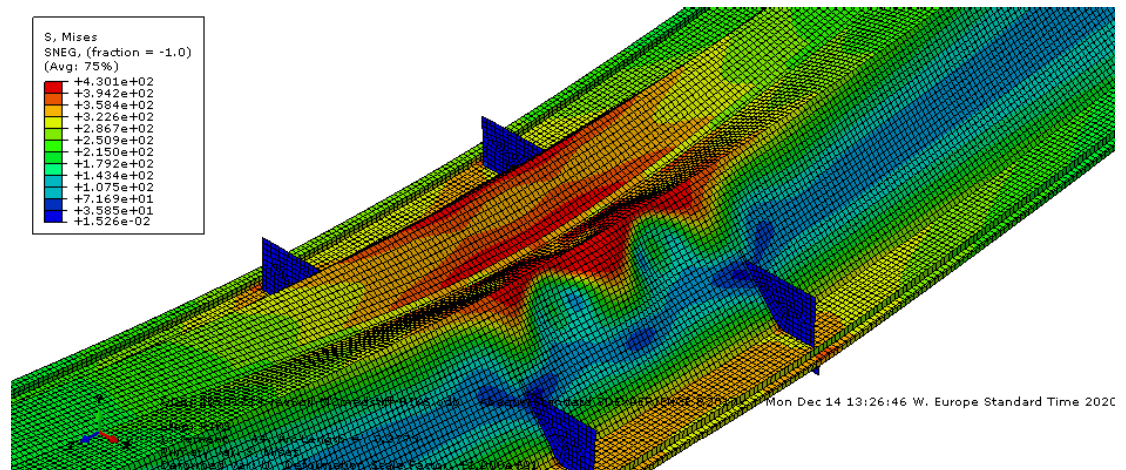


Figure D.1 Shape of the sheet pile for the anchored wall situation (soil not shown) at the peak. Deformations are magnified with a factor 10

The load-displacement curve for the anchored wall situation is plotted in Figure D.2. below. Although the RIKS analysis did not converge, the following conclusions can be drawn:

- Peak force +8% relative to no soil (+13% for soil on initial side).
- Max displacement +3% relative to no soil (+4% for soil on initial side).

The results of the Abaqus calculation are in line with a shadow calculation made with PLAXIS, i.e. the peak force becomes somewhat less compared with the original model but still significant.

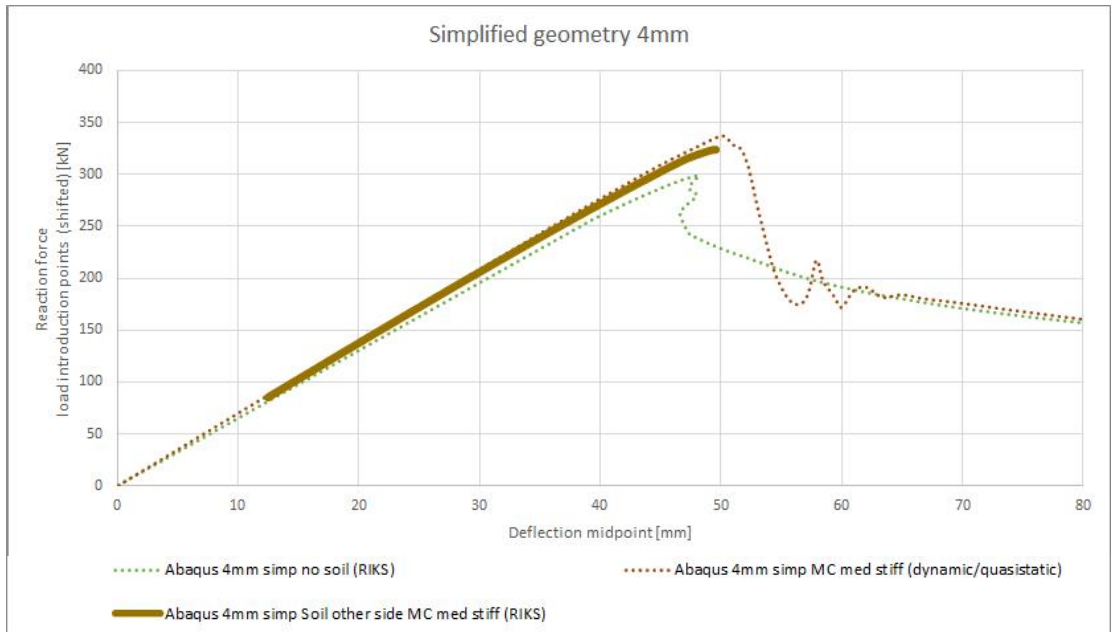


Figure D.2 Abaqus results with and without soil. The brown solid line shows results of RIKS analysis with medium stiff soil 'on the other side' of the sheet pile, representing the anchored wall situation

To check the results in the RIKS analysis, the quasi-static approach was tried next. The results of the quasi-static analysis show significant dynamic effects already in the loading step, see figure D.3. However, near the peak the RIKS analysis and the quasi-static analysis show similar behaviour, where the peak force of the quasi-static is slightly higher (+9%) and so is the maximum displacement (+4%).

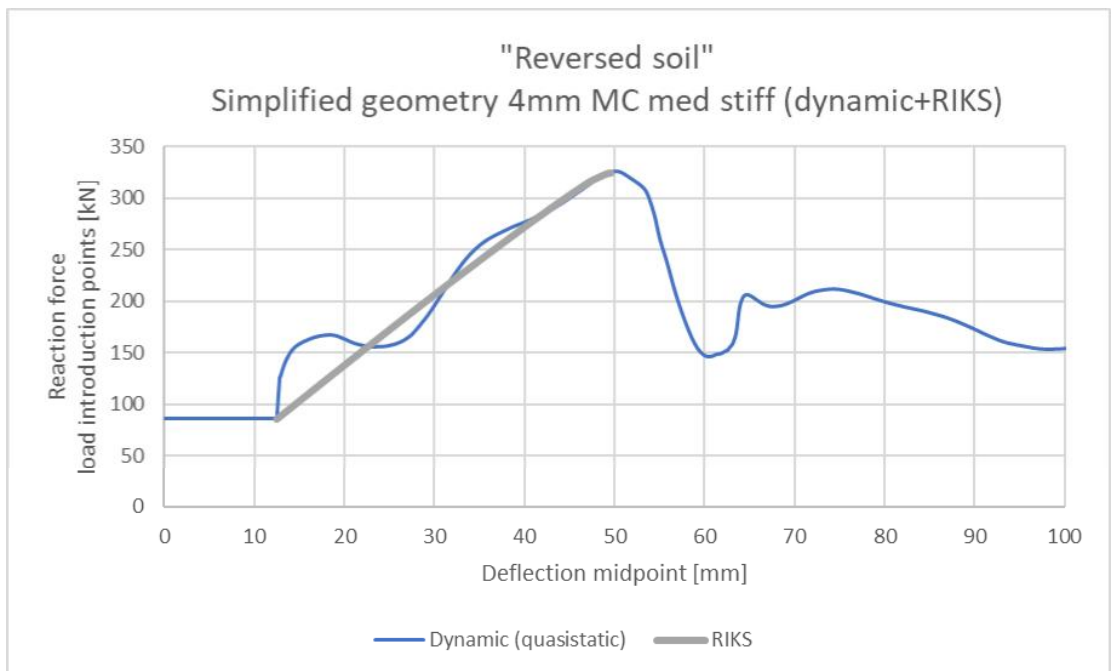


Figure D.3 Results of Abaqus run with soil 'on the other side'. Comparing results of quasi-static/dynamic and RIKS analysis. The peak force is similar

## E Moment – rotation graph

To be able to analyse the post-buckling behaviour of the soil supported AZ18-800 in more detail it was decided in the final stage of the project to plot, besides the load – displacement graphs, the moment – rotation diagram for the AZ18-800 simplified geometry without and with MC medium stiff soil.

From the model with and without soil the moment – rotation curve is extracted. The moment is calculated as the support reaction force times the length of the support to the closest load introduction point (= 3.5 m). The rotation is calculated as the rotation of the end plate at the supports (arc tangent of the “horizontal deformation of the top of the end plate minus the horizontal deformation of the bottom of the end plate divided by the height of the end plate of 615 mm”). The results are presented in the graph below.

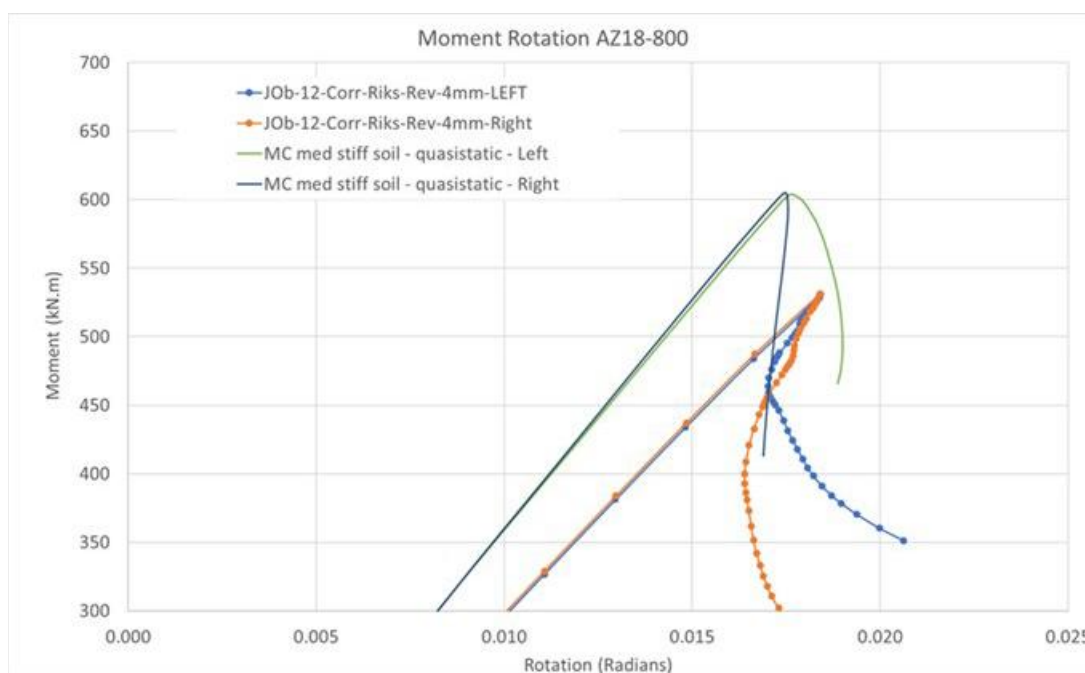


Figure E.1. Comparison of the moment - rotation curves of the AZ18-800 simplified without soil and with medium stiff MC soil. Note that the results are only presented for a bending moment of 300 kNm and higher, disregarding numerical dynamic effects taking place below the bending moment of 300kNm.

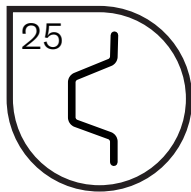
From the moment – rotation curves the same conclusion is drawn as from the load – displacement curves: the results suggest an (slightly) improved post peak behaviour (less brittle behaviour) of the sheet pile supported by soil compared to the sheet pile without soil support.

Deltares is an independent institute for applied research in the field of water and subsurface. Throughout the world, we work on smart solutions for people, environment and society.

**Deltares**

[www.deltares.nl](http://www.deltares.nl)





Verslag van workshop ter verkenning van corrosie van bestaande stalen damwanden in zoet water. Het doel was om de kennis en ervaring bij beheerders, marktpartijen en kennisinstututen te delen en na te denken hoe tot een betere (geharmoniseerde) inspectie te komen.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2018*

## **Technische levensduur**

### **Verlag workshop ‘Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater’**

Diego Allaix (TNO)  
Hans Brinkman (Deltares)  
Leo Klatter (Rijkswaterstaat)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2018-BKW-02a001  
Versie : 1.0  
Datum publicatie : 5 juli 2018





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK)** werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK)**. Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Diego Allaix - [diego.allaix@tno.nl](mailto:diego.allaix@tno.nl)

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2018 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

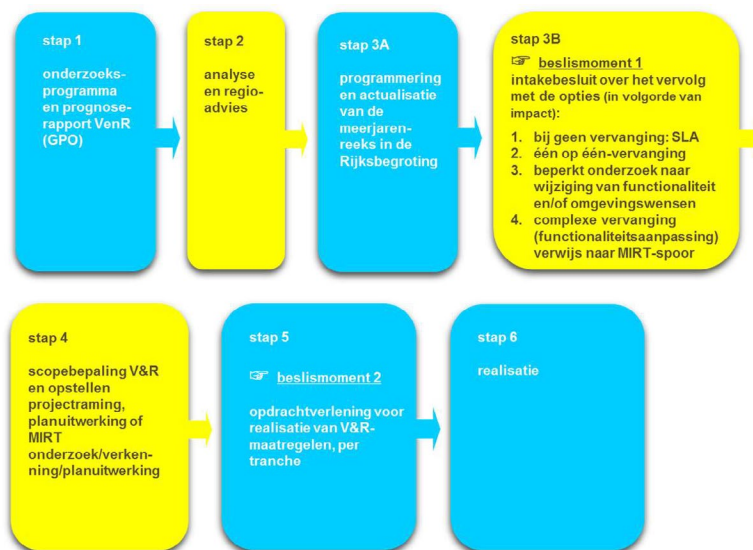




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zicht op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2018*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2018 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis en ArcelorMittal.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende Verslag workshop ‘Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater’. Deze activiteit is geleid door TNO en Deltares in het kader van het Kennisplan 2018.



## Samenvatting

# Verslag workshop ‘Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater’

### Aanleiding

In Nederland zijn natte kunstwerken (zoals schutsluizen, stuwen en gemalen) gebouwd met een verwachte levensduur van 100 jaar. De verwachting bij de bouw was dat het betonnen of metalen chassis een eeuw later niet meer veilig zou zijn en geheel vervangen moest worden.

In 2015 bleek tijdens onderzoek binnen het onderzoeksprogramma ‘Natte Kunstwerken van de Toekomst’ (i.e. voorloper Kennisprogramma Natte Kunstwerken) naar een probabilistisch grond-constructie-interactie model dat er geen inzicht is in de betrouwbaarheid van de in NEN1993 en ROK gegeven modellen betreffende het degradatie gedrag (corrosie) van de niet grondbelegde zijde van stalen damwanden.

RWS beheert een grote hoeveelheid damwanden grenzend aan zoetwater, die al lange tijd geleden zijn aangelegd. RWS is zich bewust van de veroudering van stalen damwanden. Op dit moment is het bij RWS niet duidelijk hoe snel in de praktijk de degradatie van de stalen damwanden in zoet water verloopt en hoe de spreiding van deze snelheid is. Daarnaast is het niet duidelijk welke (gedetailleerde) inspectiemethoden op welke manier een beeld kunnen geven over de staat van de damwanden.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Onderdelen van Kennisprogramma Natte Kunstwerken binnen het thema ‘Technische levensduur’ richten zich op het aanscherpen van het toetsinstrumentarium door de kennis van specifieke degradatiemechanismen te vergroten. Het streven van het in 2017 gestarte onderzoek naar de degradatie van stalen damwanden is om de status van corroderende stalen damwanden beter te beoordelen, door combinatie van de inspectie data en de modellen en gestaafd op de fundamentele kennis van corrosieschade ontwikkeling en het begrip van gevolgen ervan op het constructieniveau.

### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

Op 31 mei 2018 hebben beheerders, industrie en kennisinstellingen in de workshop ‘Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater’ kennis en ervaringen uitgewisseld over het meten aan en beoordelen van de huidige constructieve staat. Daarmee is een basis gelegd voor een gemeenschappelijke aanpak. De workshop werd afgesloten met het vormen van een aantal werkgroepjes die deze gemeenschappelijke aanpak zullen gaan uitwerken.

Het programma van de workshop maakt onderdeel uit van dit product.





### Onderzoeksresultaten en synthese

In de workshop is stilgestaan bij de forse vervangingsopgave van stalen damwanden die op Nederland afkomt. Om de 'werkelijke' levensduur goed te kunnen bepalen is kennis van de actuele toestand essentieel. Uit een analyse van de circa 12.000 verzamelde metingen op damwanden (met een maximale leeftijd van circa 85 jaar) lijkt de corrosiesnelheid in zoetwater hoger dan verwacht op basis van Eurocode en ROK. Uit een analyse van de faalmechanismen van damwanden blijkt dat de horizontaal gemiddelde waarde van de degradatie over een breedte van meerdere damwandplanken de meest bepalende factor is. Dit is gunstig bij beoordelingen want uit de verzamelde metingen blijkt de variatie van deze horizontaal gemiddelde waarden fors kleiner is dan die van de individuele metingen. De vraag is wel welke waarde in de beoordeling zou moeten worden gehanteerd. De huidige, op nieuwbouw afgestemde veiligheidsfilosofie gaat uit van nominale waarden en houdt op geen enkele wijze rekening met geometrische onzekerheden.

In de workshop is ook uitgebreid ingegaan op de wijze waarop momenteel de actuele dikte van damwanden wordt gemeten en de onzekerheden en beperkingen daarvan. Vervolgens is een eerste verkenning gemaakt naar een verbeterde of zelfs nieuwe meetmethode. Ook is binnen de workshop gesproken over de mogelijkheid van bescherming van bestaande wanden door kathodische bescherming of in-situ coaten. Het laatste deel van de workshop is besteed aan harmonisatie en standaardisatie van de het meten van de actuele toestand en hoe deze informatie dan zou dienen te worden gebruikt in een beoordeling, alsmede de opzet van een nationale database.

De volgende presentaties maken onderdeel uit van dit product:

- Programma
- 'Vervanging en Renovatie' (L. Klatter, RWS)
- 'Belang corrosie onderzoek' (R. van de Kamp, RWS)
- 'Corrosiemechanismen damwanden in zoetwater' (S. Jansen, Deltares)
- 'Degradatiebeeld uit verzamelde metingen' (H. Brinkman, Deltares)
- 'Diktemetingen onder water' (W. Martens, MME Group)
- 'Inspecties Eefde 2012' (E. Demol, Acotec NV)
- 'Ultrasone meettechniek' (G. Blacquiere, TNO)
- 'Degradation patterns from thickness measurements of 85-year old sheet pile walls' (D. Allaix, TNO)
- 'Harmonisatie\_standaardisatie' (R. van de Kamp, RWS)

### Evaluatie en vooruitblik

De workshop werd afgesloten met het vormen van een aantal werkgroepjes voor de opzet van een te ontwikkelen meetprotocol op basis van bestaande meetmethodes, mogelijke aanpassingen en verbeteringen van de tot nu toe gehanteerde meetmethode, beoordelingsmethode van bestaande damwandconstructies, en levensduur verlengende maatregelen.



## Workshop

### *Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater*



*Sluis Eefde [Rijkswaterstaat]*

- Aanleiding** Corrosiesnelheid in zoetwater lijkt hoger dan verwacht, inspectie moet en kan beter
- Doel** Delen ervaringen en hoe komen we tot betere (geharmoniseerde) inspectie?
- Wie** 30 personen uit de velden Beheerders, Industrie en de Kennisinstellingen
- Resultaat** Stappenplan tot verbetering, met wie, wat en hoe?
- Hoe** Een dag met veel interactie: helft discussie + helft presentaties.
- Wanneer** 31 mei 2018
- Waar** Deltares, Paviljoen 1  
Boussinesqweg 1, Delft, The Netherlands



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken

In Nederland staat de komende decennia de vervanging van ruim 200 natte kunstwerken op de agenda. Een opgave waar een miljardeninvestering mee gemoeid is en die enorme gevolgen gaat hebben voor het dagelijks verkeer en gebruik van de Nederlandse waterwegen.

In Nederland zijn natte kunstwerken (zoals schutsluizen, stuwen en gemalen) gebouwd met een verwachte levensduur van 100 jaar. De verwachting bij de bouw was dat het betonnen of metalen chassis een eeuw later niet meer veilig zou zijn en geheel vervangen moest worden.

- o Onze missie is om te onderzoeken of de verwachte levensduur inderdaad klopt, of het kunstwerk inderdaad niet meer voldoet aan de eisen of dat de kunstwerken ook na 100 jaar nog steeds voldoen aan de actuele technische eisen.
- o Daarnaast verkennen we de functionele mogelijkheden van natte kunstwerken: kunnen zij de actuele vraag nog aan?
- o Tenslotte bekijken we de omgeving rondom de natte kunstwerken: kunnen we de vervanging van een kunstwerk vermijden, door optimaal gebruik te maken van het systeem waar het deel van uitmaakt?

Natte Kunstwerken van de Toekomst is een samenwerking tussen Deltares, TNO en Marin.

## Levensduur damwanden

De workshop is onderdeel van kennisvragen rond de levensduur van damwanden waaraan in NKvdT verband door ACOTEC, Deltares en TNO wordt gewerkt.

Het maakt deel uit van een onderdeel van NKvdT dat zich richt op het aanscherpen van het toetsinstrumentarium door de kennis van specifieke degradatiemechanismen te vergroten. Dit doen we door het gebruik van bestaande gegevens en (waar nodig) verzamelen van nieuwe gegevens. In het verlengde hiervan wordt binnen NKvdT toegewerkt naar een plan van aanpak voor een systematische meetcampagne. Zo kunnen onzekerheden over de huidige staat en snelheid van degradatiemechanismen bij bestaande kunstwerken verkleind worden. Met een aangescherpt instrumentarium (inclusief een toolbox Meten, Monitoren en Inspectie) moet de technische restlevensduur van kunstwerken beter kunnen worden geschat.

De geotechnische en constructieve consequenties van veroudering zijn niet goed in beeld (laat staan vastgelegd in geaccepteerde en/of gevalideerde voorspellingsmodellen), hetgeen kan leiden tot onnodige kosten (reparatie, vervanging) of onveiligheid.

### Degradatiegedrag stalen damwanden onvoldoende bekend

In 2015 bleek tijdens het NKvdT onderzoek naar een probabilistisch grond-constructie-interactie model dat er geen inzicht is in de betrouwbaarheid van de in NEN1993 en ROK gegeven modellen betreffende het degradatie gedrag (corrosie) van de niet grondbelegde zijde van stalen damwanden.

RWS beheert een grote hoeveelheid damwanden grenzend aan zoetwater, die al lange tijd geleden zijn aangelegd. RWS is zich bewust van de veroudering van stalen damwanden. Op dit moment is het bij RWS niet duidelijk hoe snel in de praktijk de degradatie van de stalen damwanden in zoet water verloopt en hoe de spreiding van deze snelheid is. Daarnaast is het niet duidelijk welke (gedetailleerde) inspectiemethoden op welke manier een beeld kunnen geven over de staat van de damwanden.



## Onderzoek naar optredende corrosie en nieuwe inspectietechnieken

Vooral ruimtelijke spreiding, lokale defecten (bijv. putcorrosie) en algehele constructieve staat spelen een rol bij de beoordeling. Daarom is in 2017 binnen het programma NKvdT gestart aan beter onderbouwen van de benodigde inspectiemethoden, gebaseerd op:

- (1) De geotechnische en constructieve eisen aan en eigenschappen van de damwanden;
- (2) Het karakter en de verwachte ontwikkeling van de corrosieprocessen;
- (3) Datamining van met conventionele methode gemeten damwanddikten in zoetwater;
- (4) Het toepassen van geavanceerde niet destructieve technieken (NDT) voor inspecteren, meten en monitoren aan (gevolgen van) corrosieprocessen.

Voor de eerste twee aspecten geldt dat recent ontwikkelde kennis op het gebied van damwanden in de grond aangepast kan worden op de situatie van damwanden aangrenzend aan zoetwater. Met betrekking tot het derde aspect wordt geambieerd om door het combineren van corrosiemetingen van vele locaties (op stalen damwanden van variërende leeftijden) inzicht te verkrijgen in de werkelijk optredende degradatie. Met betrekking tot inspecteren en monitoren kan kennis opgedaan met geavanceerde ND technieken in andere civieltechnische domeinen (stalen bruggen, offshore constructies, windturbines) gebruikt worden.

Relatie van bovengenoemde ontwikkelingen met het andere onderdeel van Kennisprogramma Natte Kunstwerken, het modelleren van grond-constructie interactie, is essentieel: betere toetsing van de bestaande natte kunstwerken door toepassing van informatie uit de inspecties is mogelijk, maar de waarde van de informatie uit inspecties hangt af van het effectief kunnen verkleinen van de dominante onzekerheden bij het modelleren van het falen van de systeem. Het streven is om de status van corroderende stalen damwanden beter te beoordelen door combinatie van de inspectie data en de modellen, gestaafd op de fundamentele kennis van corrosieschade ontwikkeling en het begrip van gevolgen ervan op het constructieniveau.

De relatie van bovengenoemde ontwikkelingen met andere onderdelen van Kennisprogramma NKvdT, het modelleren van grond-constructie interactie, is essentieel: betere toetsing van de bestaande natte kunstwerken door toepassing van informatie uit de inspecties is mogelijk, maar de waarde van de informatie uit inspecties hangt af van het effectief kunnen verkleinen van de dominante onzekerheden bij het modeleren van het falen van de systeem. Het streven is om de status van corroderende stalen damwanden beter te beoordelen door combinatie van de inspectie data en de modellen, gestaafd op de fundamentele kennis van corrosieschade ontwikkeling en het begrip van gevolgen ervan op het constructieniveau.

## Stand van zaken begin 2018

- a) Er zijn van vele locaties (Nederland en België) dikte metingen verzameld en geanalyseerd
- b) Er is op basis van een faalmechanisme analyse gekomen tot een robuustere wijze van interpretatie van inspectie resultaten
- c) Er is een idee ontwikkeld hoe de huidige inspectie methoden effectiever kunnen worden ingezet
- d) Er is voor het eerst een zeer gedetailleerd degradatie beeld (op cm schaal) over zeer grote oppervlakken door metingen op 3x10 getrokken 14 meter lange 85 jaar oude planken
- e) De eerste concepten voor nieuwe NDT inspectiemethoden zijn ontwikkeld



**Programma Workshop**, dagvoorzitter Renger van de Kamp

<b>Tijd</b>	<b>Onderwerp</b>	<b>Spreker</b>
09.30 – 09.45	Ontvangst	
09.45 – 9.50	Welkom namens programma NKvdT	Joost Bredeveld (Deltares)
9.50 – 10.30	Vervanging en Renovatie	Leo Klatter (RWS)
	Belang corrosie-onderzoek	Renger van de Kamp (RWS)
10.30 – 11.30	Corrosie van stalen damwanden in zoetwater, mechanismen	Stefan Jansen (Deltares)
	Degradatiebeeld op basis van verzamelde metingen; Effect van corrosie op faalmechanismen	Hans Brinkman (Deltares)
11.30 – 11.45	Pauze	
11.45 – 12.45	Diktemetingen onder water	Wilbert Martens (MME-group)
	Inspecties Eefde 2012	Evelyne Demol (ACOTEC)
12.45 – 13.45	Lunch + Bekijken 85 jaar oude damwand planken uit Eefde	
13.45 – 14.45	Ultrasonische meettechniek	Gerrit Blacquiere (TNO)
	Degradation patterns from thickness measurements of 85-year old sheet pile walls	Diego Allaix (TNO)
14.45 – 15.00	Pauze	
15.00 – 16.00	Harmonisatie/standaardisatie	Renger van de Kamp (RWS)
	Wat moet de volgende stap zijn?	Fred Jonker (Deltares)
16.00	Afsluiting	



**Deltares**  
Enabling Delta Life 

## Workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater



Natte kunstwerken  
van de Toekomst





Tijd	Onderwerp	Spreker
09.30 – 09.45	Ontvangst	
09.45 – 9.50	Welkom namens programma NKvdT	Joost Bredeveld (Deltares)
9.50 – 10.30	Vervanging en Renovatie	Leo Klatter (RWS)
	Belang corrosie-onderzoek	Renger van de Kamp (RWS)
10.30 – 11.30	Corrosie van stalen damwanden in zoetwater, mechanismen	Stefan Jansen (Deltares)
	Degradatiebeeld op basis van verzamelde metingen Effect van corrosie op faalmechanismen	Hans Brinkman (Deltares)
11.30 – 11.45	Pauze	
11.45 – 12.45	Diktemetingen onder water	Wilbert Martens (MME-group)
	Inspecties Eefde 2012	Evelyne Demol (ACOTEC)
12.45 – 13.45	Lunch + Bekijken 85 jaar oude damwand planken uit Eefde	
13.45 – 14.45	Ultrasone meettechniek	Gerrit Blacquiere (TNO)
	Degradation patterns from thickness measurements of 85-year old sheet pile walls	Diego Allaix (TNO)
14.45 – 15.00	Pauze	
15.00 – 16.00	Harmonisatie/standaardisatie	Renger van de Kamp (RWS)
	Wat moet de volgende stap zijn?	Fred Jonker (Deltares)
16.00	Afsluiting	



Workshop  
Corrosie van bestaande stalen damwanden  
in zoetwater



Natte kunstwerken  
van de Toekomst







Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat



# Vervanging en Renovatie

## Workshop corrosie bestaande damwanden in zoet water

Leo Klatter  
31 mei 2018

1

Minister Van Nieuwenhuizen geeft aftrap voor grote onderhoudsopgave infrastructuur

Nieuwsbericht - Gepubliceerd op: 17 januari 2018 - Laatste update: 19 januari 2018 14:16 uur

Minister van Nieuwenhuizen van Infrastructuur en Waterstaat heeft 17 januari 2018 in Rotterdam het startsein gegeven voor een grote onderhoudsoperatie die de bestaande infrastructuur in Nederland de komende decennia zal verjongen, vernieuwen en verduurzamen.



Rijkswaterstaat

2


31 mei 2018



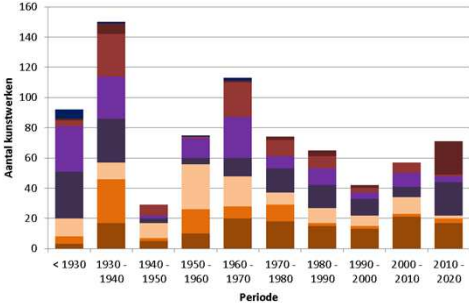
## Ouder areaal – einde levensduur

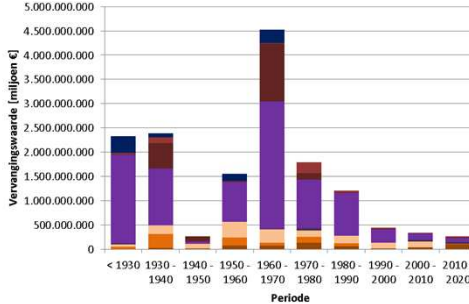


3 Rijkswaterstaat 31 mei 2018



## Verouderend areaal HVWN en HWS





- Stuwen
- Gemalen
- Spuisluizen
- Schutsluizen
- Kleine kunstwerken
- Beweegbare bruggen
- Stalen bruggen
- Betonnen bruggen

Rijkswaterstaat 31 mei 2018






## Intensiever gebruik



5Rijkswaterstaat31 mei 2018

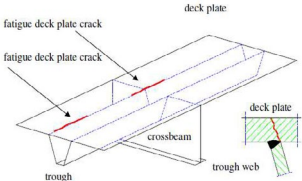


## Eerste signalen: stalen bruggen 1997

Beweegbaar deel van Brienoordbrug  
 Bouwjaar: 1991  
 Eerste scheuren in rijdek gevonden: 1997  
 Vervangen: 1998



### Dekplaatscheuren in orthotroop dek



6Rijkswaterstaat31 mei 2018



## Hollandse Brug: betonnen bruggen 2007

Grote gevolgen voor netwerkprestatie; oorzaak dwarskracht draagvermogen





7 Rijkswaterstaat 31 mei 2018



## Storingen installaties: Spijkenisserbrug 2015



**Onbetrouwbaar**

De twee wekenenden hiervoor viel de Hartelbrug uit door een storing. Verkeerswethouder Christel Mourik (VVD) wil daarom snel om de tafel met Rijkswaterstaat en de provincie omdat zij vindt dat de beide bruggen - de enige in- en uitgangen van Spijkenisse - niet meer betrouwbaar zijn.

8 Rijkswaterstaat 31 mei 2018



## Merwedebrug 2016



Foto: DLJKSTRA BV

**Merwedebrug A27  
gesloten voor  
vrachtwagens**



Foto: ANP

**'Merwedebrug dicht  
onacceptabel'**



Foto: ...

### Veel vertraging op A27 door politiecontroles

9
Rijkswaterstaat
31 mei 2018



## Programma Vervanging en Renovatie

Einde technische levensduur, breed opgevat:

- Technische staat; verouderd, versleten
- Verouderde technologie; regelgeving onderhoudbaarheid
- Economisch; onderhoudskosten te hoog

Opgenomen in begroting IenM, Infrastructuurfonds en Deltafonds; reservering totaal € 4 miljard

Instandhouden  
infrastructuur

Beheer &  
Onderhoud

Vervanging &  
Renovatie

Aanleg nieuwe  
infrastructuur  
&  
Uitbreiden  
bestaande  
infrastructuur

MIRT  
Projectenboek  
2014



Rijkswaterstaat



Rijksoverheid 2014-2018  
xii Infrastructuur en Milieu

10
Rijkswaterstaat
31 mei 2018



## Programma V&R

Einde technische levensduur, breed opgevat:

- Technische staat; verouderd, versleten
- Verouderde technologie; regelgeving onderhoudbaarheid
- Economisch; onderhoudskosten te hoog

Drie netwerken, drie programma's:

- Onderzoeksprogramma HWN, HVWN, HWS
- Uitvoeringsprogramma HWN
- Uitvoeringsprogramma HVWN, HWS

Opgenomen in begroting IenM, Infrastructuurfonds en Deltafonds; reservering totaal € 4 miljard










11 Rijkswaterstaat 31 mei 2018



## Stappenplan strategische visie VenR (2015)

Voorkomen van verassingen door:

- Vroeg inzicht in toekomstige opgave (wat moeten we?)
- Anticiperen op toekomstige behoefte netwerk (wat willen we?)

1.  
Onderzoeksprogramma en prognose-rapport van GPO

2.  
Analyse en regio-advies

3a.  
Programmering en actualisatie van de meerjarenreeks in de Rijksbegroting

3b. Beslismoment 1  
Intakebesluit over het vervolg. Opties:  
1. Eén op één vervanging  
2. Beperkt onderzoek naar wijziging van functionaliteit en/of omgevingswensen  
3. Complexe vervanging (functionaliteitsaanpassing), naar MIRT-spoor  
4. Bij geen Vervanging: SLA

4. scopebepaling V&R en opstellen projectraming, planuitwerking, of MIRT onderzoek/verkenning/planuitwerking

5.  
Beslismoment 2  
Opdrachtverlening voor realisatie van V&R-maatregelen, per tranche

6.  
Realisatie

Rijkswaterstaat 31 mei 2018




## Prognose rapport 2016



Prognose rapport 2016  
Vervanging en Renovatie  
Prognose voor de periode 2017 tot en met 2030  
Water Wegen, Wijken, Rijkswaterstaat


- Prognose vervangingsopgave o.b.v. technisch einde levensduur
- Alle netwerken
  - Kunstwerken (incl. Industriële Automatisering en installaties)
  - Damwanden
  - Geluidsschermen
  - Wegfunderingen

Editie 2019: aandacht voor duurzaamheid, mobiliteitsmaatregelen, functionele levensduur

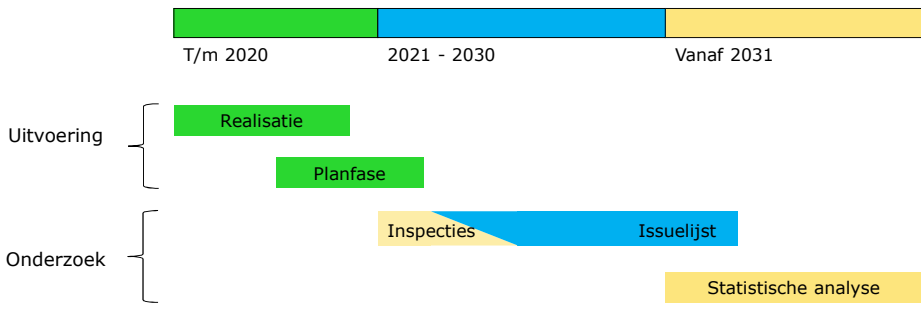
13

Rijkswaterstaat

31 mei 2018



## Opbouw prognose



T/m 2020

2021 - 2030

Vanaf 2031

Uitvoering

Realisatie

Planfase

Onderzoek

Inspecties

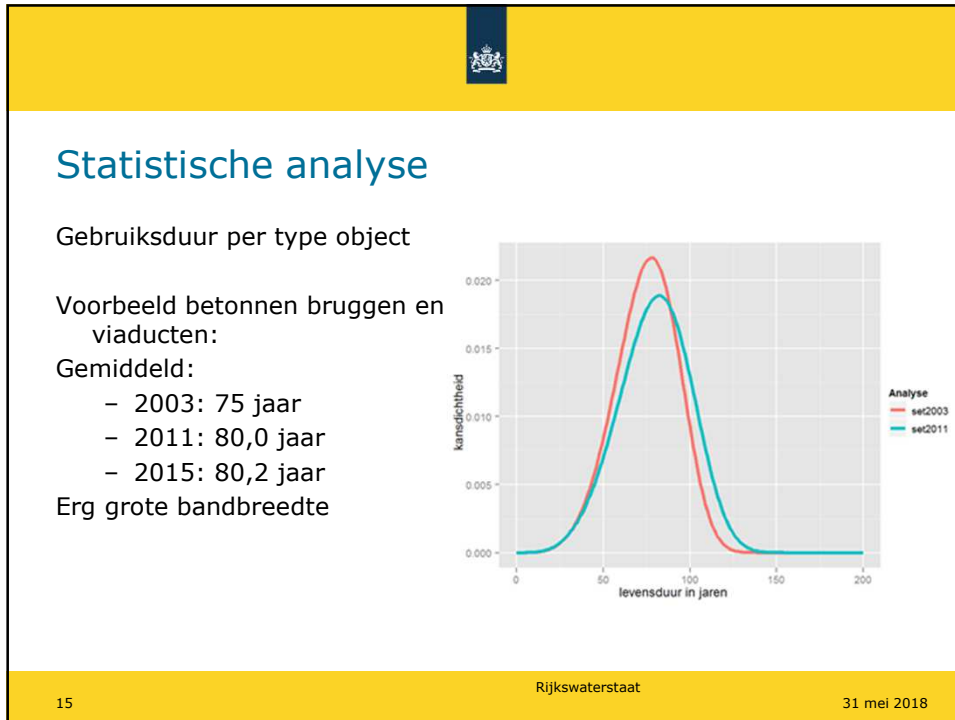
Issuelijst

Statistische analyse

14

Rijkswaterstaat

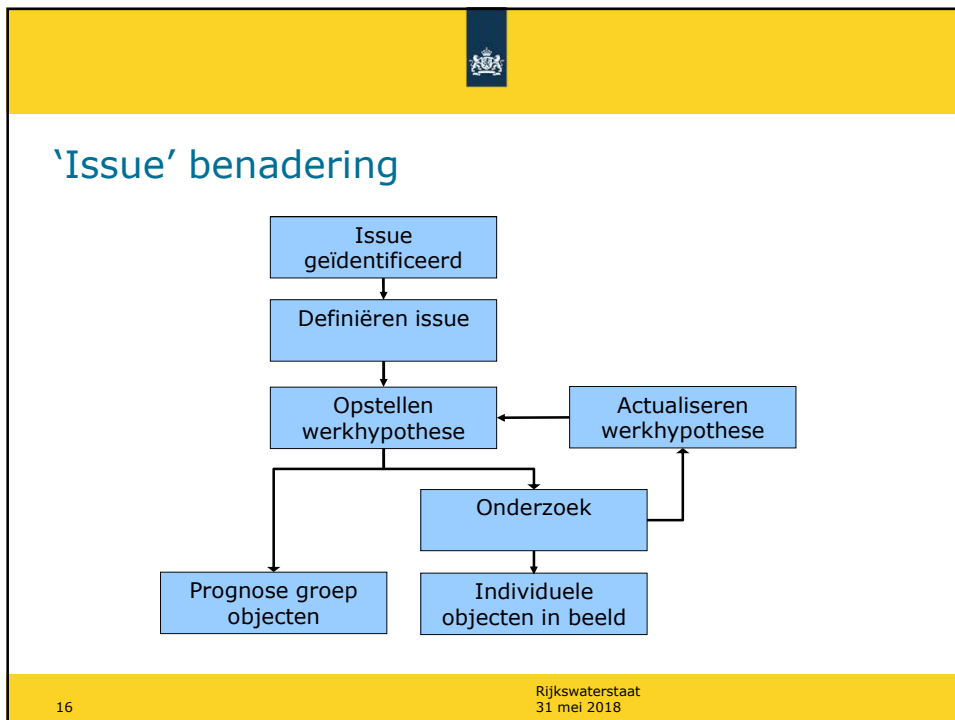
31 mei 2018



15

Rijkswaterstaat

31 mei 2018



16

Rijkswaterstaat  
31 mei 2018

### Issues Hoofdvaarwegennet

**Beweegbare bruggen**

bestaan uit verschillende deelopdelen: oeverbescherming, verkeersbouwkundig en industriële automatisering. De grotere ingrepen waarbij we meerdere systemen tegelijkertijd aanpakken, zijn opgenomen in Vervangings en Renovaties.

**Sluiscomplexen**

overstromen, vervuiling, onderhoud, als industriële automatisering, met elk hun eigen levenscyclus en ingrepen. De grotere ingrepen waarbij we meerdere systemen tegelijkertijd aanpakken, zijn opgenomen in Vervangings en Renovaties.

**Bediencentrales / VWM areaal**

worden op afstand bediend, waardoor niet alle installaties in de fysieke omgeving van het object ligt. We brengen in beeld waar vervanging en renovatie nodig is.

**Niet klasse 60 kunstwerken**

Een deel van de stalen en betonnen bruggen in beheer van Rijkswaterstaat is niet aan te rekenen voor het huidige verkeers. Veel hiervan zijn geen onderdeel van het RWS, we onderzoeken waar welke maatregelen nodig zijn.

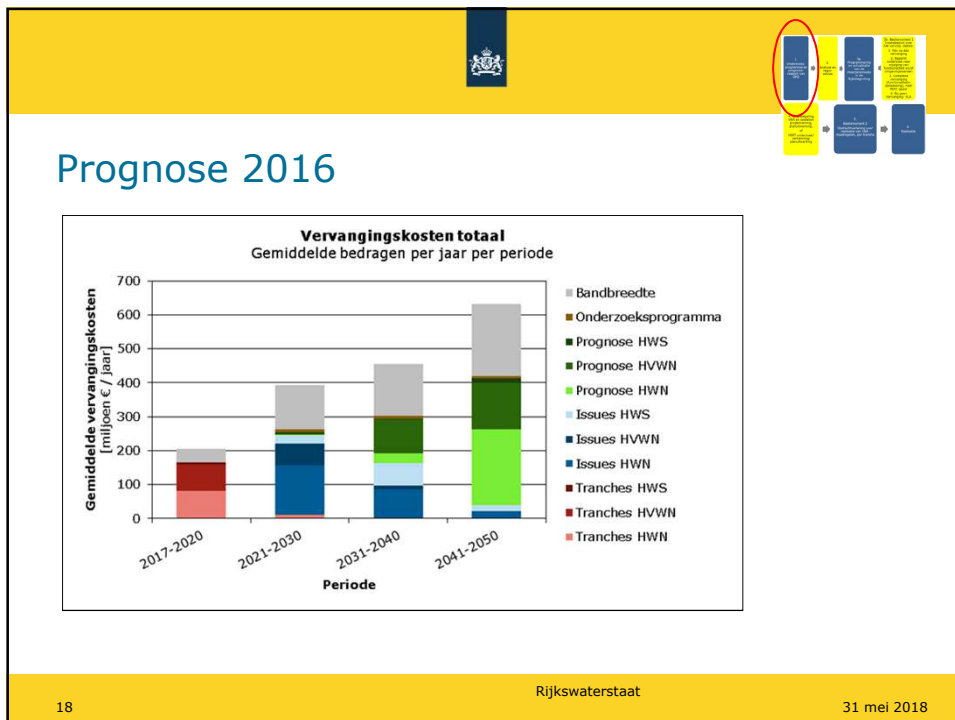
**Vaste stalen bruggen**

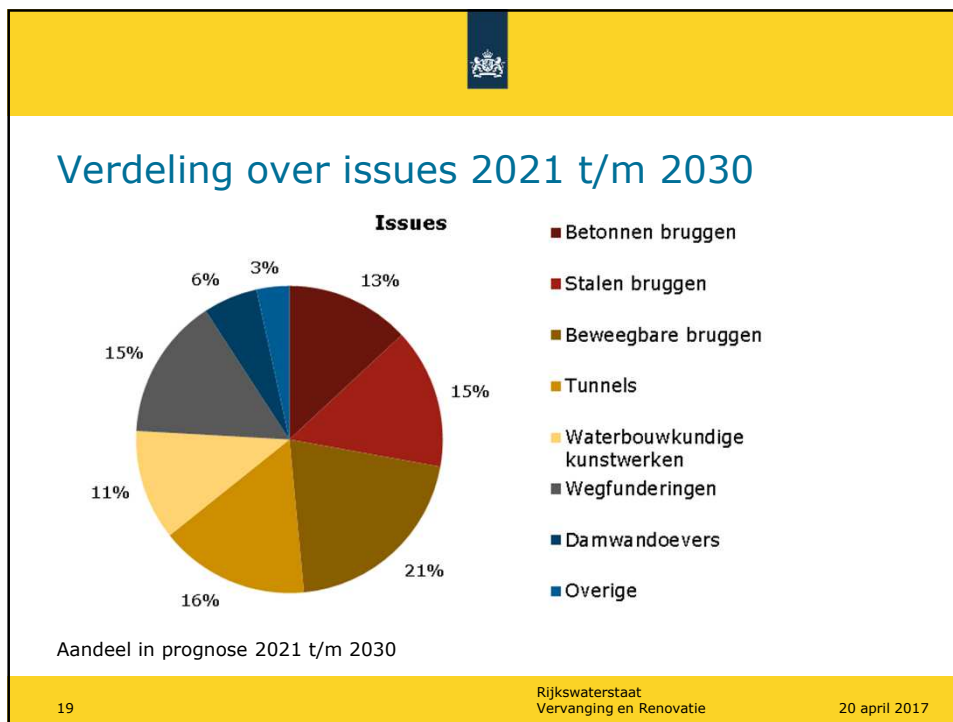
zijn overbelast af te voeren. Daarom onderzoeken, vervangen en vervangen we het rijdek en zo nodig de draagconstructie.

**Damwandoevers**

Een deel van de damwandoevers is bereikt het einde van de levensduur. We brengen in beeld welke damwandoevers voor vervanging en renovatie in aanmerking komen.

Rijkswaterstaat





**Issue Damwanden**

**Definieren issue**

Stalen damwanden bereiken einde levensduur na 75 / 90 jaar met grote / onbekende bandbreedte

**Opstellen werkhypothese**

Projecten in beeld: Amsterdam Rijnkanaal, Lemmer – Delfzijl: 2021 – 2030 kosten € 135 miljoen

**Onderzoek**

- Werkelijke levensduur
- Wanneer vervangen
- Maatregelen: levensduur verlengend, renoveren, vervangen



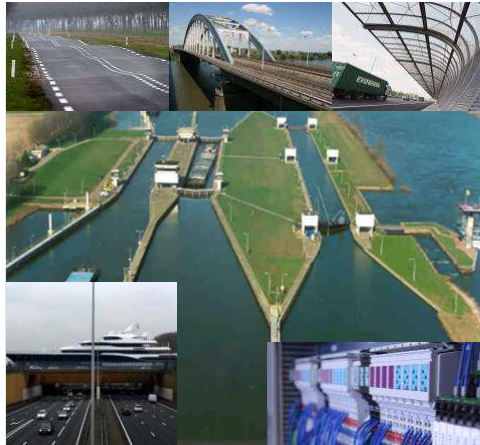
20

Rijkswaterstaat

31 mei 2018



Dank voor uw aandacht!



 Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat


# Belang corrosie- onderzoek

Workshop corrosie  
bestaande damwanden  
in zoet water

Renger van de Kamp  
31 mei 2018

1

## Aanleiding



- Groot areaal (circa 760 km in oevers + sluizen/stuwen)
- Einde theoretische levensduur
- NEN8707
- Verplichte toetsing i.h.k.v. regionale keringen
- Onbetrouwbaar oordeel t.a.v. restlevensduur

2



## Bepaling restlevensduur

*zoveel mensen, zoveel meningen (en richtlijnen!)*

Te kort:

- Onnodig kapot rekenen
- Kapitaalvernietiging

Te lang:

- Verrassing!
- Veiligheid en beschikbaarheid



3



## Oplossing: 2 sporen



1. Rekenkundige kant: uitgangspunten belastingen, waterstanden, enzovoorts

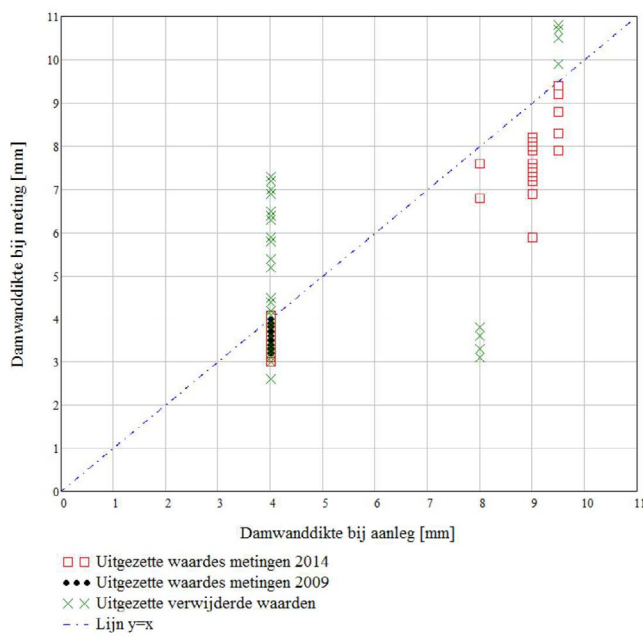
- **Uitbreiding RBK voor damwanden**

2. Sterkte-afname a.g.v. corrosie:

- **Onderzoek corrosie**

4

Voorbeeld





## Corrosie van damwanden in zoetwater Mechanismen

Stefan Jansen  
Deltares



## Inhoud

- Inleiding: stalen damwanden in zoetwater
- Corrosie van staal in zoetwater
  - Mechanismen
  - Welke factoren
  - Verloop met de tijd
  - Risicovolle omstandigheden
  - Normen



## Stalen damwanden in zoetwater

- Vele kilometers damwanden langs kanalen in Nederland
- Zoet- en zoutwater
  - Deze studie: alleen zoet
- Kanalen, sluizen, kades, etc...
- Ouderdom varieert
  - Veel damwanden zijn al oud: > 40 jaar oud

Oppervlaktewateren



Bron: Topografische Dienst Kadaster.  
PBL/dec08/1401  
www.compendiumvoordeleefomgeving.nl

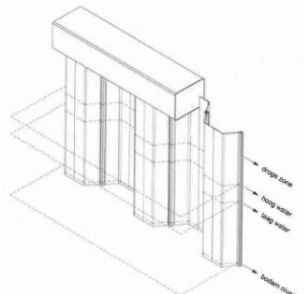
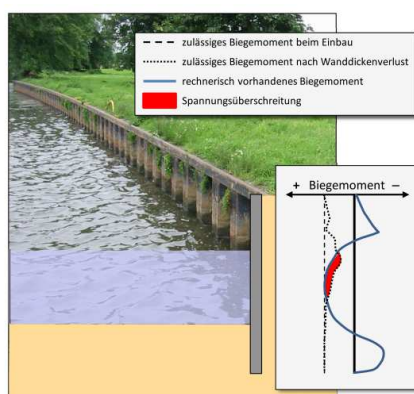


3

**Deltares**

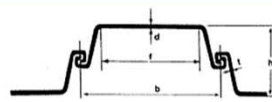
## Stalen damwanden in zoetwater

- Boven: zoetwater/grond
- Onder: grond/grond
- Bescherming:
  - Coating: oud (teer) of afwezig
  - Geen Kathodische Bescherming (KB)

- - - - - zulässiges Biegemoment beim Einbau  
 ..... zulässiges Biegemoment nach Wanddickenverlust  
 — rechnerisch vorhandenes Biegemoment  
 ■ Spannungsüberschreitung

+ Biegemoment -



**Deltares**

## Algemeen mechanisme van corrosie

### Wat is corrosie?

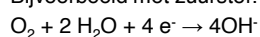
Een elektrochemische reactie:

- IJzer (0) geeft 2 elektronen af en gaat in oplossing als tweewaardig, opgelost ijzer  

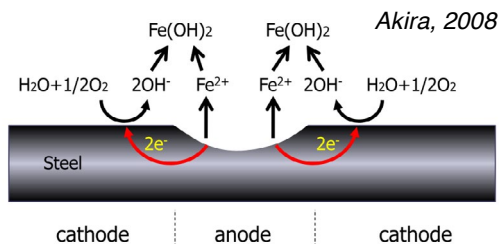
$$\text{Fe}(0) \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2 e^{-}$$

- Bij een andere reactie worden elektronen opgenomen; verschillende reacties mogelijk:

Bijvoorbeeld met zuurstof:



Of andere elektronen-acceptoren

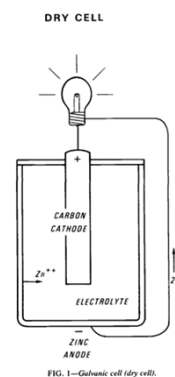
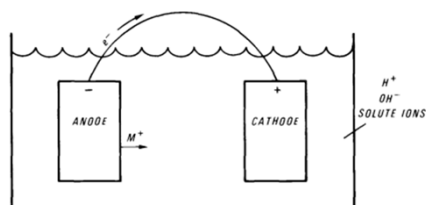


Deltares

## Corrosieprocessen

### Wat is nodig om ijzer te laten corroderen?

- Een **redox-koppel** waarvan de redoxreactie energie oplevert  
(Bijvoorbeeld: IJzer en zuurstof)
- Een **verbindingsspad tussen anode en kathode** waarlangs een elektrische stroom (elektronen) loopt (geleidend materiaal, bijvoorbeeld staal);
- Een **elektrolyt** dat in contact staat met het anode / kathode systeem (oplossing met zout).



Deltares

## Corrosieprocessen

Overige opmerkingen bij corrosievormen relevant voor damwanden:

- **Microbiële corrosie** kan lokaal belangrijk zijn door de hoge corrosiesnelheden die hierbij kunnen ontstaan
- De **potentiaalverschillen** die ontstaan door verschillende metaaltypen of omgevingen kunnen corrosie versnellen (macro cel corrosie (Manning & Morley, 1982))
- **Opgelegde stromen** kunnen corrosiesnelheid beïnvloeden (gunstig: kathodische bescherming; ongunstig: **lekstromen en zwerfstromen**)
- **Spannings- en vermoeidheids corrosie** kunnen de totale corrosiesnelheid vergroten op punten met continue spanning of krachten, bijvoorbeeld bij buigpunten

Deltares

## Corrosievormen



Uniforme corrosie



Putcorrosie

- Contactcorrosie
- Zwerfstroomcorrosie



Microbiologisch  
geïnduceerde  
corrosie (MIC)



Spannings- of  
vermoeiingscorrosie

Deltares



## Welke factoren beïnvloeden corrosie?

- Corrosie is een elektrochemisch oppervlakteproces
- Aan- en afvoer beïnvloeden de snelheid
- Bepalende factoren:
  - Stroming (vers water)
  - pH
  - Zuurstofgehalte
  - Zoutgehalte
  - Hardheid
- Opbouw van een beschermende laag

Deltares

## Risicovolle omstandigheden

### Microbiologisch geïnduceerde corrosie (MIC)

- Moeilijk voorspelbaar
- Snel
- Lokaal
- Snelheden van 1,5 mm/jaar mogelijk



**Lokale beschadiging** beschermende laag door bijvoorbeeld mechanische beschadiging, erosie of onder invloed van **cavitatie**

Deltares

## Verloop van corrosiesnelheid met de tijd

Normaliter:

- Snel begin: onbeschermd staal
- Daarna vertraging: laag corrosieproducten

Mittelwerte

Maximalwerte

EAU 2012 Süßwasser

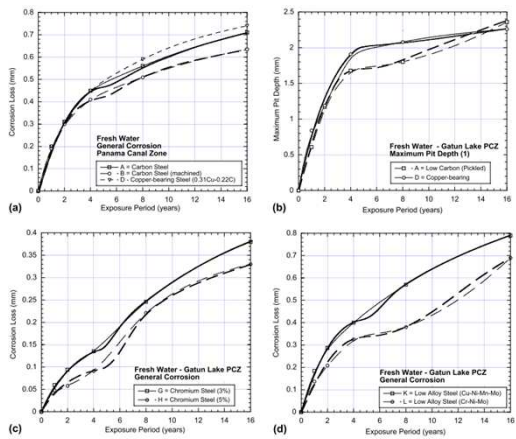


Fig. 2. Corrosion loss data and interpreted trends for several different steel compositions (a, c and d) general corrosion, (b) pitting corrosion of (a). Based on data reported by Forgeson et al. [9] and Southwell and Alexander [33].

## Huidige corrosienormen: Eurocode en ROK

**Eurocode: zoet oppervlaktewater**

**Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK): uitgaande van erosie**

## Corrosiezones

Bij corrosie in zeewater zeer duidelijk: Accelerated Low Water Corrosion (ALWC)

In zoetwater minder duidelijk...

**Deltares**

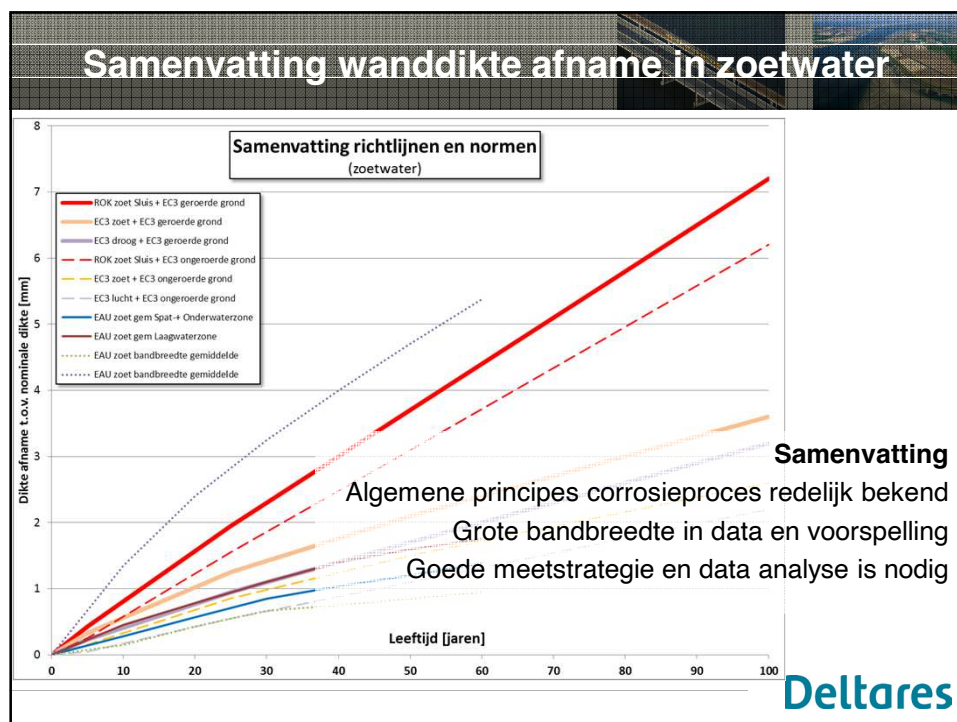
## Corrosiezones

Theorie: indeling in zones  
 3- zone model: stilstaand water  
 4- zone model: sluizen

- Lucht en bodem: weinig corrosie (ca 0,01 mm/jaar)
- Water: meer corrosie
- Tussenliggende zones lastiger te onderscheiden

**konstanter Wasserstand**

**Tidegewässer / Schleusen**






## Degradatiebeeld verzamelde metingen Effect van corrosie op faalmechanismen

**Hans Brinkman**  
Deltares



Natte kunstwerken  
van de Toekomst



## Inhoud

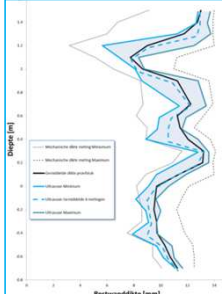
- Inleiding
- Dikte meten stalen damwanden
- Verzamelde metingen
- Invloed damwandcorrosie op falen damwand
- Puntwaarnemingen en gemiddelden
- Samenvatting



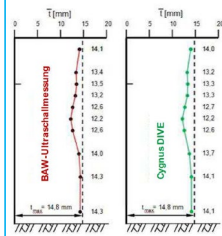
## Dikte meten van stalen damwanden

### 29 jaar BAW onderzoek: ultrasonie techniek voldoende betrouwbaar

#### Voorbeelden van onderzoek

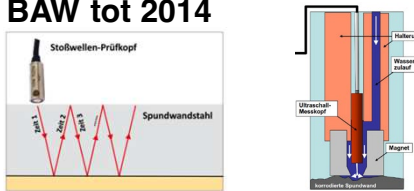




(BAW 1997)



(BAW 2014)

#### BAW tot 2014

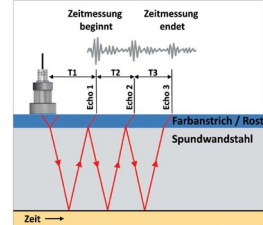





• **sorgfältige Planung und Vorbereitung:**  
Stationen entlang der Wand  
Messquerschnitte über die Wandhöhe  
Reinigen und Messen mit Taucherhilfe

je Messquerschnitt  
ca. 4 - 6 Einzelmessungen  
an Berg, Flanke und Tal

BAW

#### BAW vanaf 2014

sneller, goedkoper  
ën zonder beschadiging

## Verzamelde diktemeetprotocollen

- RWS (1989)
- SBRCURnet Handboek inspectie staal (2015)
- BAW (2017)
- ArcelorMittal (2018)

### RWS, SBRCURnet en ArcelorMittal

Richtinggevend, grote mate van vrijheid

### BAW

Specifiek weinig keuzevrijheid, meetmethode en hoeveelheid meetlocaties, meetdiepten en aantal meetpunten per locaties vastgelegd

**Deltares**

## Verzamelde metingen

circa 12000 verdeeld over meer dan 100 locaties leeftijden tot 84 jaar



Amsterdam-Rijnkanaal  
Twentekanaal  
Sluis Eefde  
Alphen aan den Rijn  
Gouda  
Hollandsche IJsselkering  
Gent



marlux



Deltares

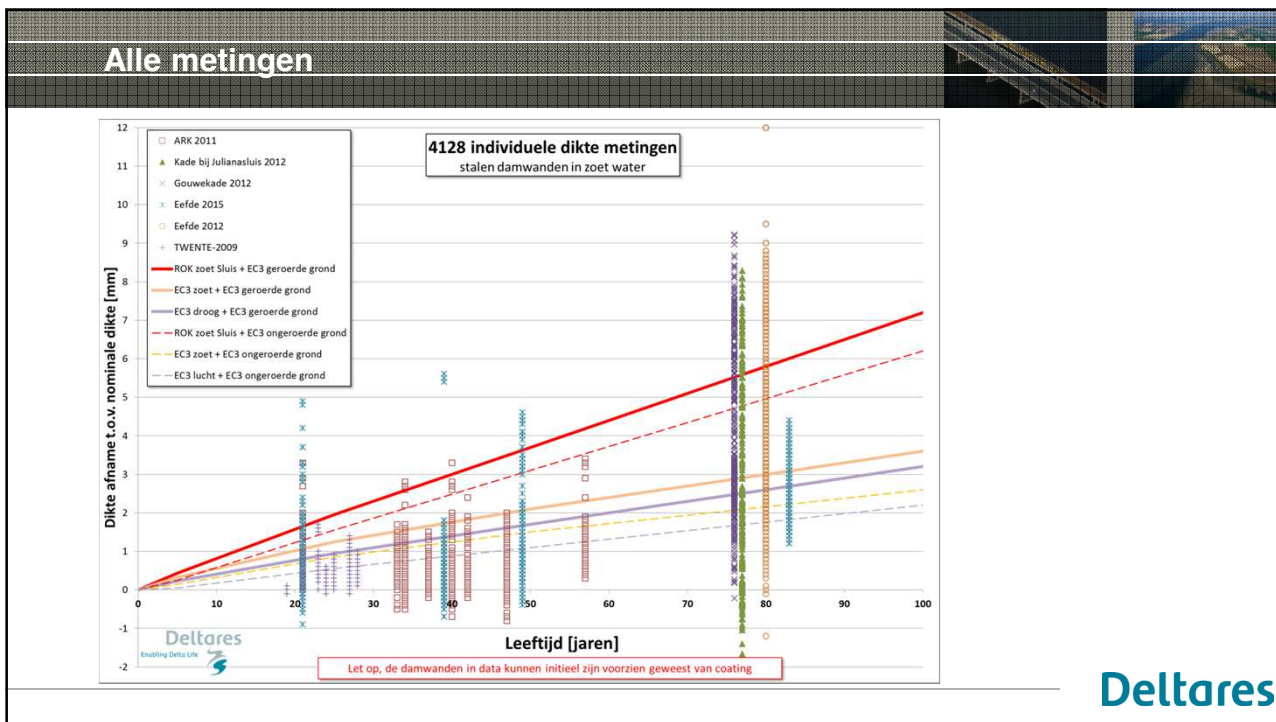
## Filtering circa 12000 metingen

### Filtering geen

- brak- en zoutwater
- eddy current metingen
- enkelvoudige metingen (1 x op de waterlijn meten per locatie)
- metingen waarvan type damwandprofiel onbekend is
- metingen waar leeftijd onbekend is
- metingen waarvan damwandprofiel nog niet bestond op installatiedatum
- metingen waar damwanden systematisch dikker waren geworden dan de nominale dikte

**Gebruikt 4128 metingen verdeeld over circa 100 locaties**

Deltares



### Faalmechanismen

**Horizontale middeling bij meeste faalmechanismen**  
**Extreme waarde bij grondtransport (gat)**

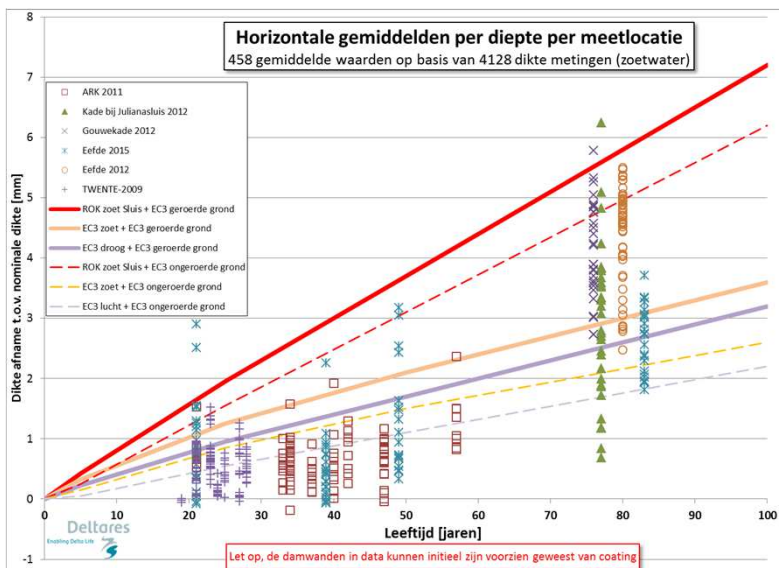
#### Gemiddelde eigenschap in horizontaal vlak

#### Minimale dikte

**Deltares**



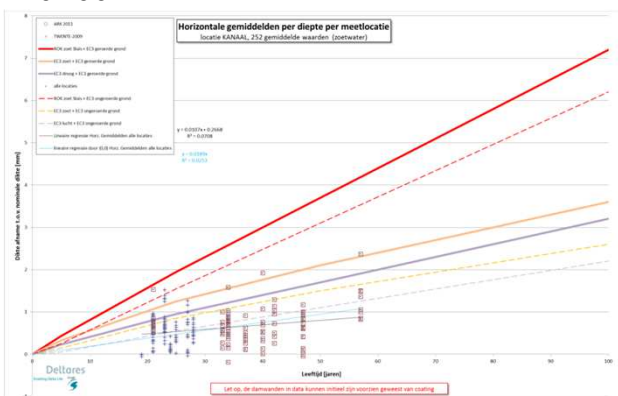
## Horizontale middeling



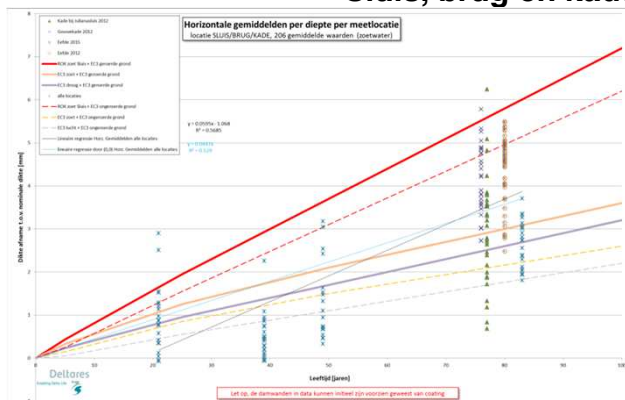
Deltares

## Deelverzamelingen Zoeken naar significante systematische verschillen

### Kanaal

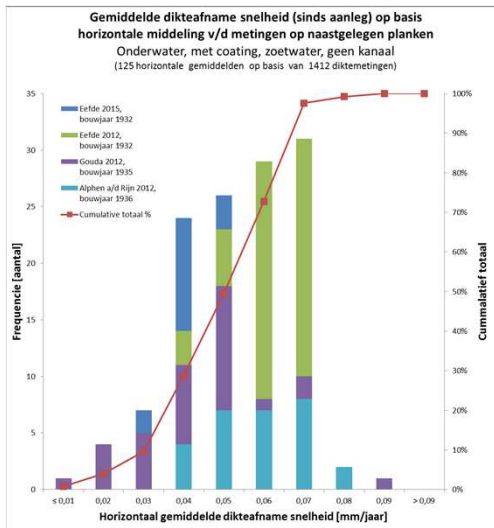


### Sluis, brug en kade



Deltares

## Deelverzameling {sluis, brug en kade}, beneden waterpeil circa 80 jaar oud en initieel gecoat



### ROK afspoeiing + EC3 geroerde grond

$T_{gem} = 78,7$  jaar  
dikte afname snelheid = 0,0725 mm/jaar

### Horizontale gemiddelden metingen

Variatiecoëfficiënt = 0,3  
Karakteristieke waarde = 0,0728 mm/jaar

### Maxima

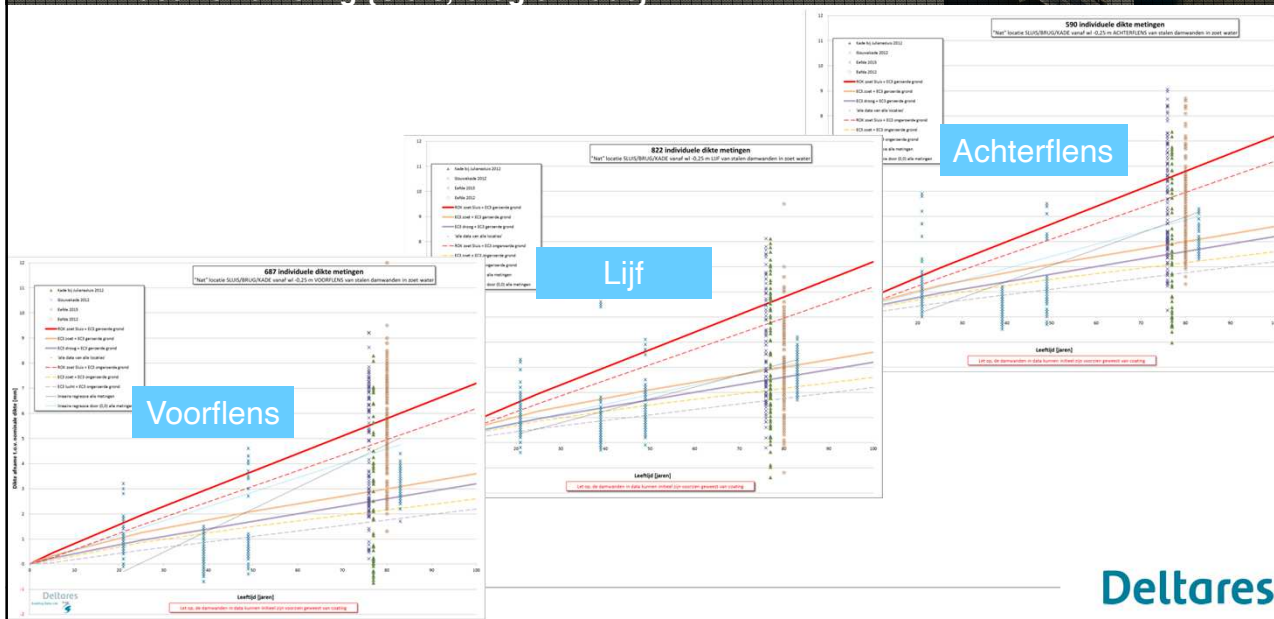
Eefde 2015	0,0447 mm/jaar
Eefde 2012	0,0684 mm/jaar
Gouda	0,0811 mm/jaar
Alpen a/d Rijn	0,0761 mm/jaar

Dus in helft v/d gevallen > 0,0725 mm/jaar

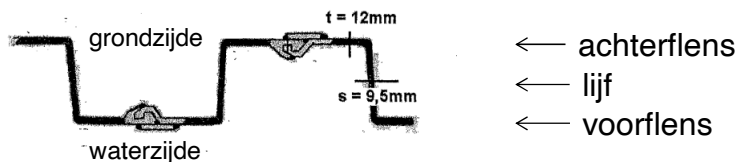
Al deze damwanden waren initieel gecoat



## Systematische verschillen tussen lijf, voor- en achterflens in deelverzameling {Sluis, brug en kade}



**Systematisch verschil in corrosie voor- en achterflens bij locatie {Sluis/brug/kade} uitwerking voor circa 80 jaar oude cases**

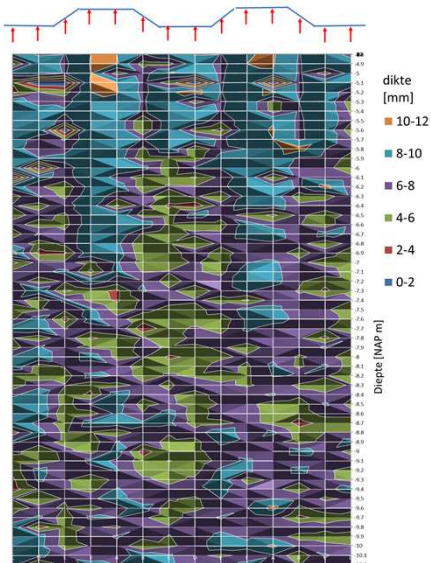


**Ratio's gemiddelde dikte afname**

Project	Leeftijd [jaar]	Voorflens/Lijf [-]	Achterflens/Lijf [-]
Eefde 2012	80	1,74	1,52
Eefde 2015	83	1,13	1,00
Alphen a/d Rijn	76	1,20	1,17
Gouda	77	1,52	1,03
<b>Gemiddelden</b>	<b>79</b>	<b>1,40</b>	<b>1,18</b>



**Systematisch verschil in corrosie voor- en achterflens Detail uitwerking van één locatie Eefde 2012**

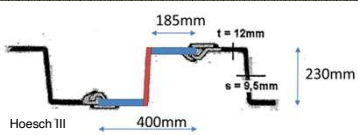


Wat is de zwakste snede?

Wat is het effect op  $W_E$ ?



### Invloed systematisch verschil in corrosie voor- en achterflens op Elastisch weerstandsmoment $W_E$

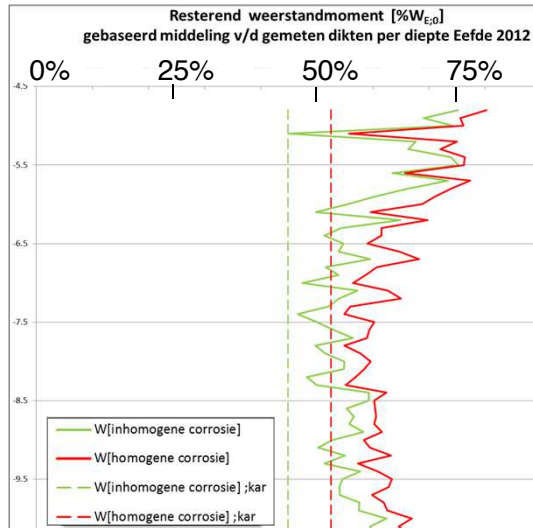



$$f_{W_{E;rest};T} = \frac{W_{E;T}}{W_{E;0}}$$

homogeen = gemiddelde  
inhomogeen = gemeten verdeling

$W_E$  is per niveau bepaald  
 $W_{E;k}$  op basis van statistiek op  $W_E$

Verdeling dikte afname	Resterend elastisch weerstandsmoment op t=80 jaar [% $W_{E;0}$ ]		
	gemiddelde	minimum	karacteristieke 95% waarde
inhomogeen	57,4	45,1	44,8
homogeen	63,6	54,8	52,5
ratio	1,11	1,22	1,17





### Invloed dikte reductie op rekenwaarde van buigend moment niet lineair

**Eurocode 3: additionele sterkteafname (bovenop reductie  $W_E$ )**

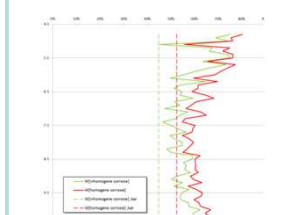
- Volplastisch moment + plastische hoekverdraaiingscapaciteit
- Volplastisch moment
- Gereduceerd plastisch moment
- Elastisch moment
- Gereduceerd elastisch moment


dikte reductie

↓

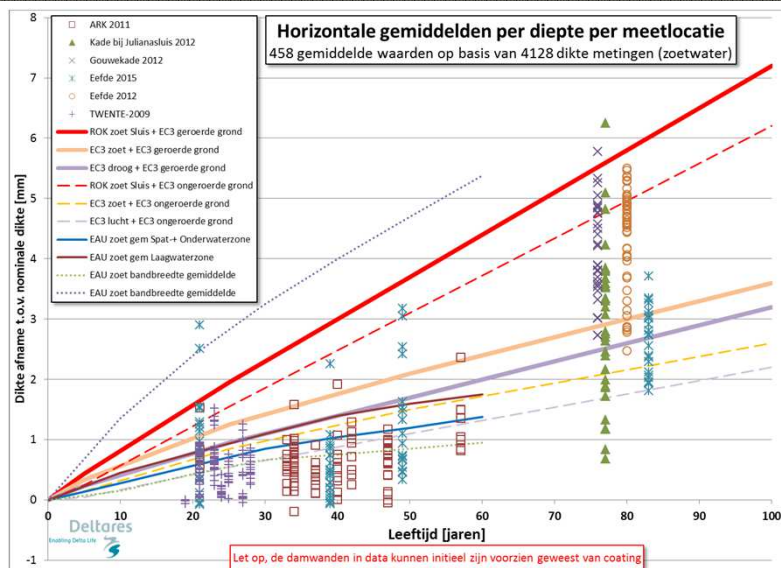
15% verschil

Invloed dikte reductie op  $W_E$  is lineair



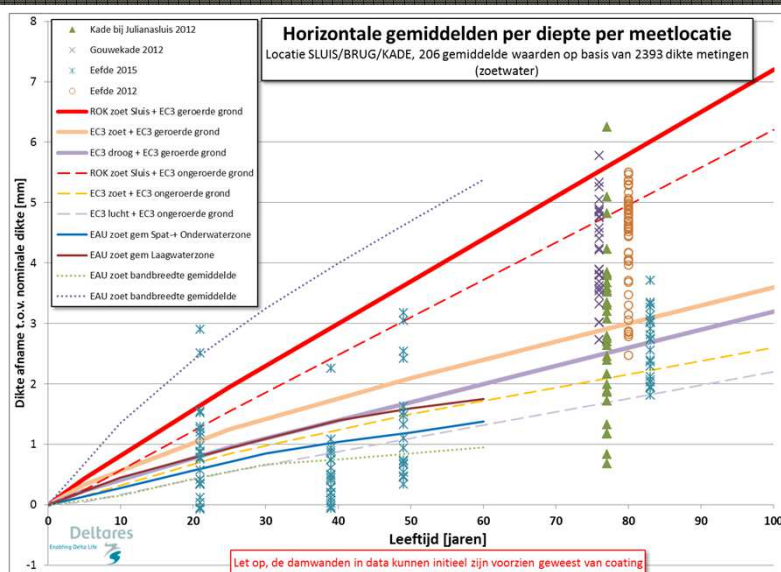


## Samenvatting

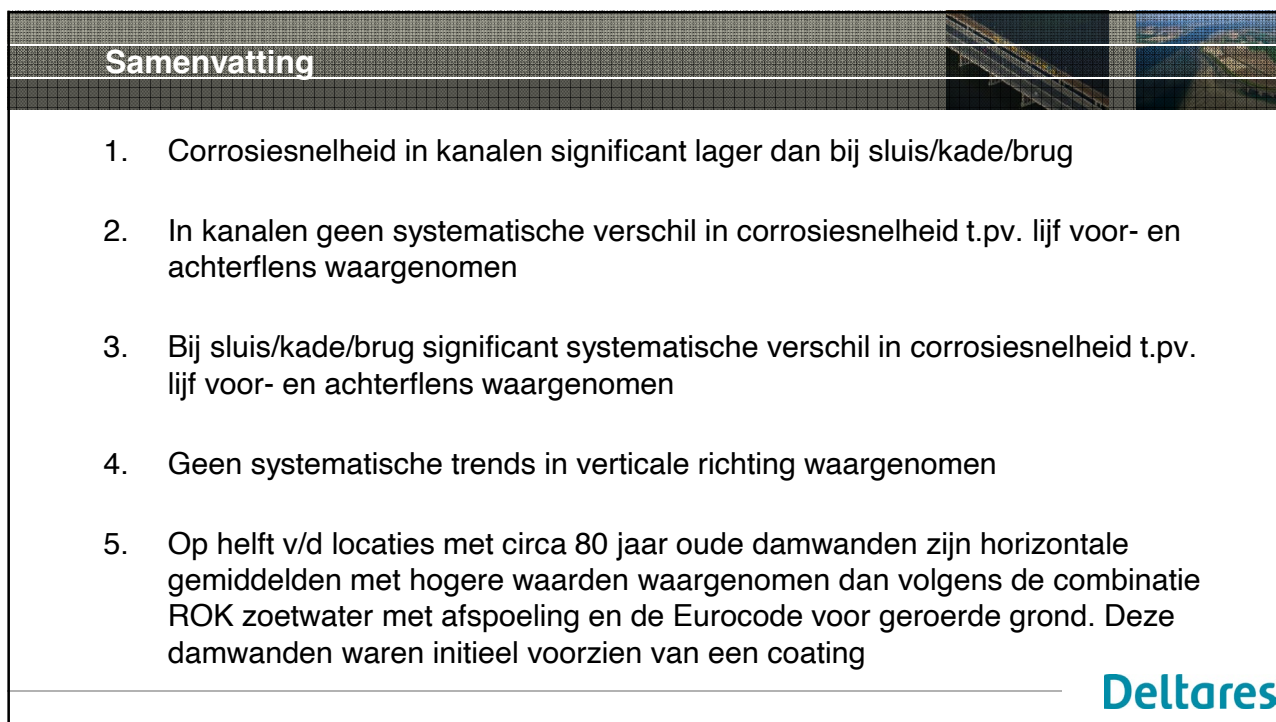
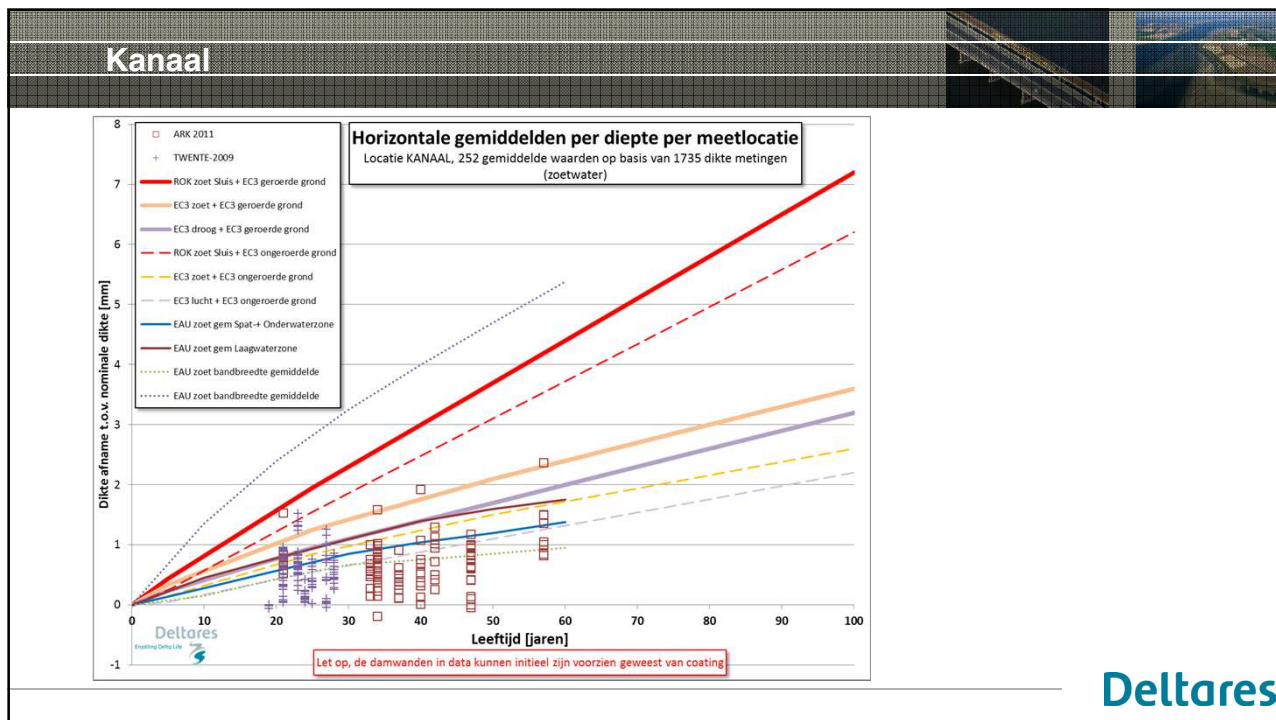


Deltares

## Sluis, brug en kade



Deltares





**Diktemetingen onder water**

Wilbert Martens  
Technical Manager - Testing and Inspection Division  
31 mei 2018

*A Longer Life*



www.mme-group.com



**Corrosie vaak verborgen probleem**

- 4% van BNP gaat verloren door corrosie
- Damwanden geen uitzondering
- Regelmatige inspectie en preventie (kathodische bescherming) belangrijk
- MME Group op beide vlakken partner voor asset managers





## Onze visie

### Visie:

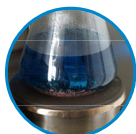
Niets is waardevoller dan het leven. Zowel dat van mensen als van onze planeet. MME Group streeft ernaar een toonaangevende, klantgerichte leverancier te zijn van producten en diensten die zowel bedrijven als individuen in staat stellen de betrouwbaarheid en winstgevendheid van hun materieel en producten voor de gehele levenscyclus te waarborgen. Zo helpt MME Group de veiligheid en het leven te beschermen van degenen die ermee te maken hebben: "A Longer Life"



## Activiteiten



Niet-destructief Onderzoek



Metallurgisch Laboratorium



Maritieme Surveys



NDO Opleidingen





## Activiteiten



Kathodische Bescherming & Aangroeibeschermining (MGPS)



Rope Access

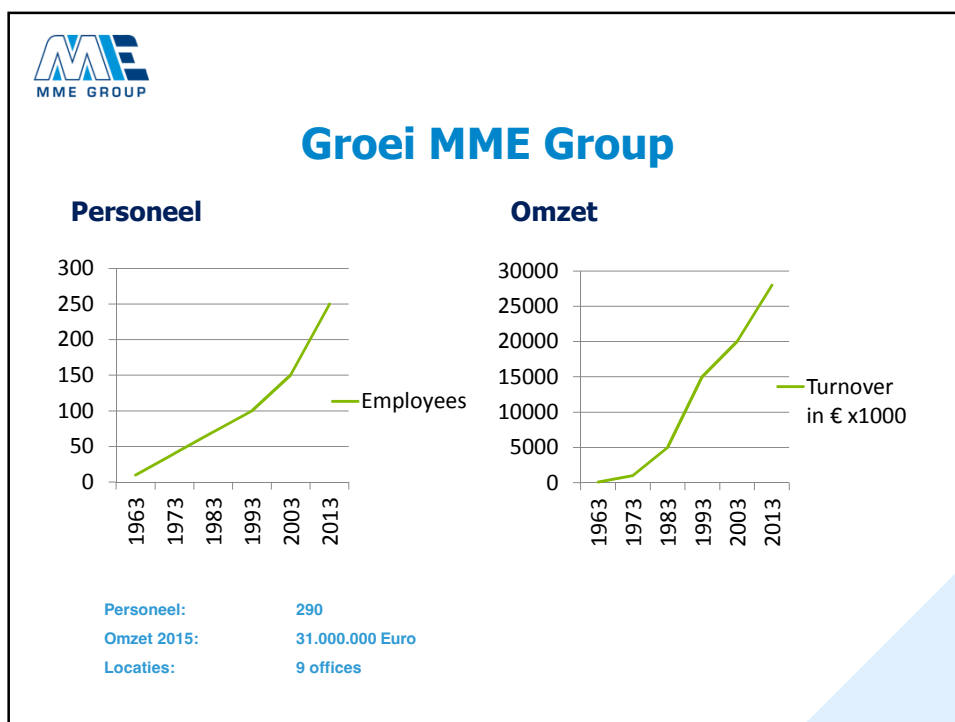


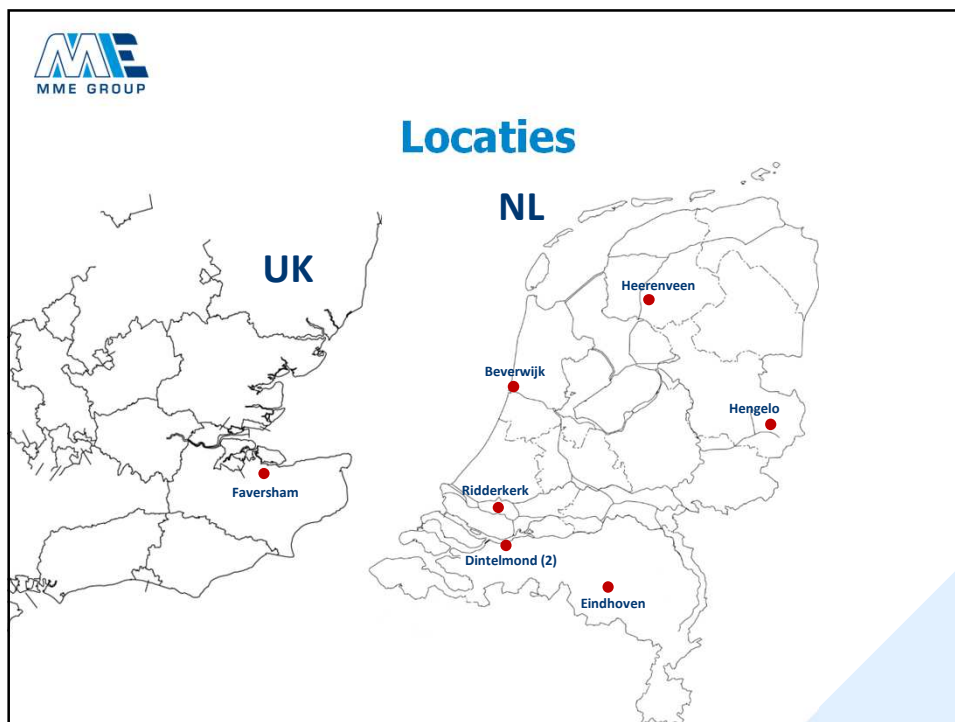
Harbinger Toegangssystemen



## Sectoren

- Offshore olie- & gas
- Offshore wind
- Scheepvaart & Scheepsbouw
- Machinebouw
- (Petro)chemische Industrie
- Luchtvaart
- Civiele techniek (bruggen & haveninfrastructuur)





**Niet-destructieve bepaling van staaldikte onder water**

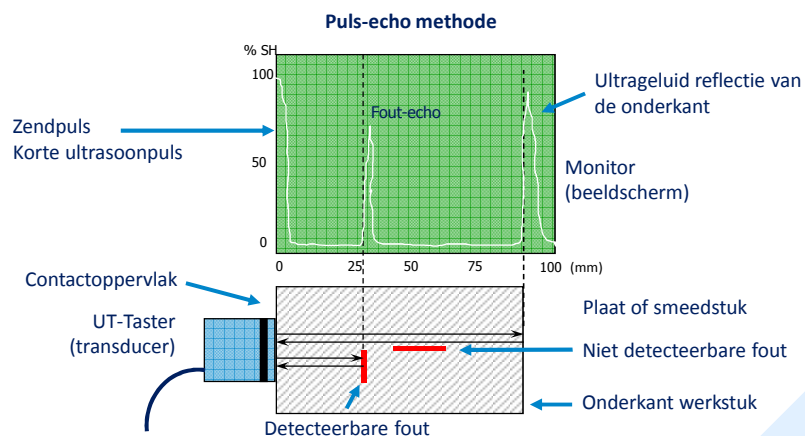
- Technieken:
  - Ultrasoon
  - Pulsed Eddy Current
- Methodes
  - Duiker
  - Crawler
  - ROV



## Ultrasoon Onderzoek (UT)

### Aan platen, smeedstukken en gietstukken

Principe opstelling: Detectie van inwendige fouten en bepaling van wanddikte met geluidspulsen



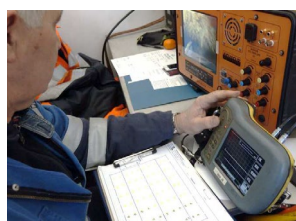
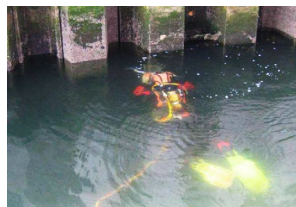
## Ultrasone Wanddiktemeting onder water

- Mogelijke methodes:
  - Duiker
  - Remotely Operated Vehicle (ROV)
  - Crawler met magnetische wielen
- Twee manieren om metingen af te lezen:
  - Digitaal: apparaat kiest zelf meetpoort voor signaal. Mogelijk onjuiste meting
  - Analoog: beter zelf in te stellen



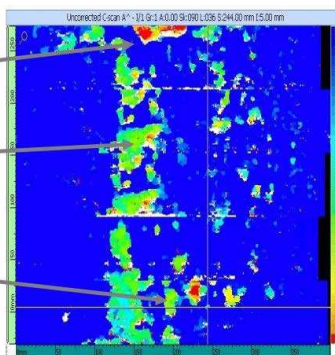
## Ultrasonische Wanddiktemeting onder water

- Taster via kabel verbonden met ultrasoon apparaat. Metingen kunnen boven water worden afgelezen en vastgelegd
- Goed contact tussen taster en damwand noodzakelijk: Aangroei kan een probleem zijn



## Ultrasonische Wanddiktemeting onder water

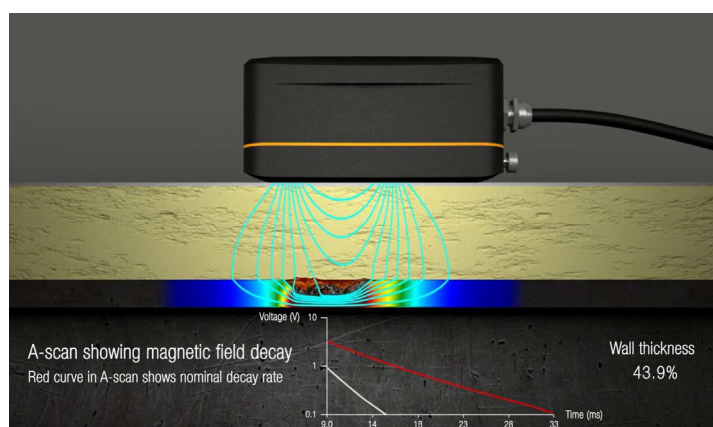
- Resultaten op 2 manieren weergegeven:
  - Raster van losse meetpunten
  - 100% scan (mechanische scanner / crawler nodig)





## Pulsed Eddy Current (PEC)

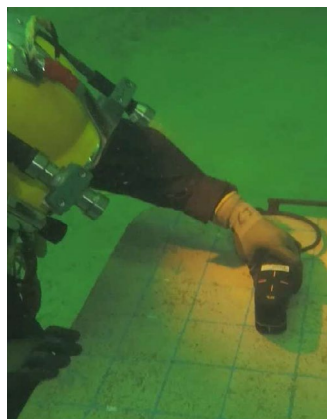
- Met PEC wordt met pulserende stroom (blokspanning) magneetveld opgewekt tot stabiele waarde
- Na uitschakelen stroom stopt magnetisch veld in. Hierdoor ontstaan wervelstromen ter compensatie, die echter in sterkte afnemen
- Afnametijd tot 0 is een maat voor de wanddikte





## Pulsed Eddy Current (PEC)

- Voordelen:
  - Kan contactloos dus door isolatie maar ook door aangroei heen
  - Grid mapping
  - Gecorrodeerd oppervlak niet meegenomen in waarde van diktemeting
- Nadeel:
  - Meting levert een gemiddelde waarde op van totale oppervlak van de taster (ca. 200 mm<sup>2</sup>)



## Wanddiktemeting onder water

- Steekproef?
- Monitoring ?
- Het blijft een moment opname

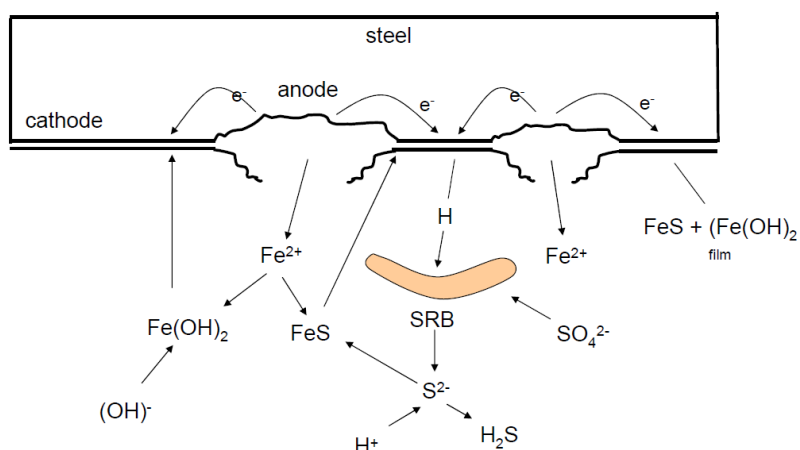


## Wat als damwand sneller blijkt te corroderen dan wenselijk?

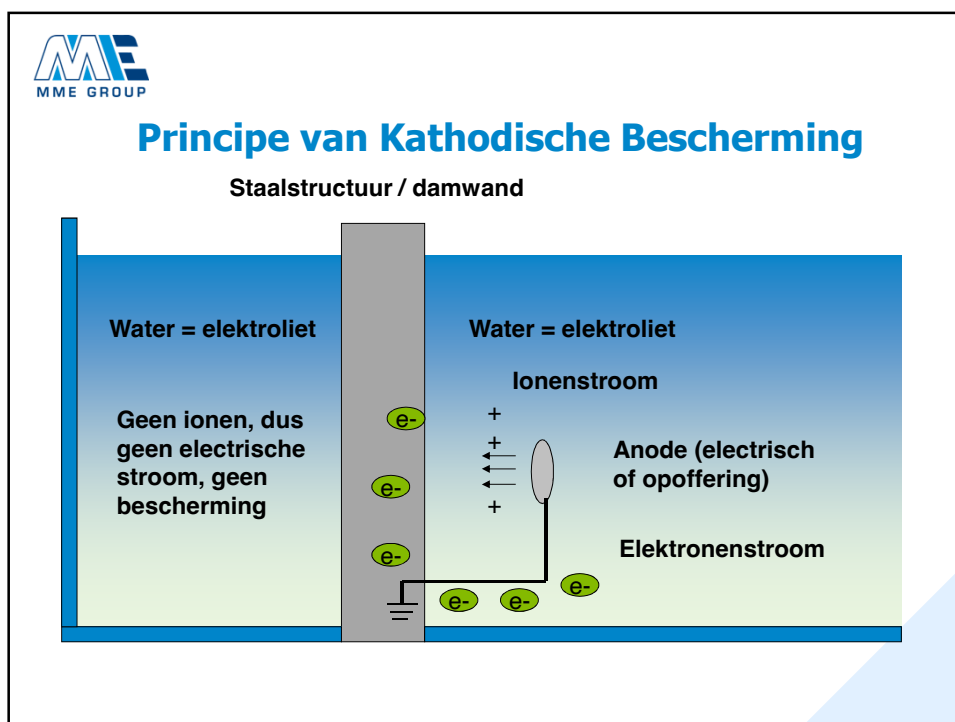
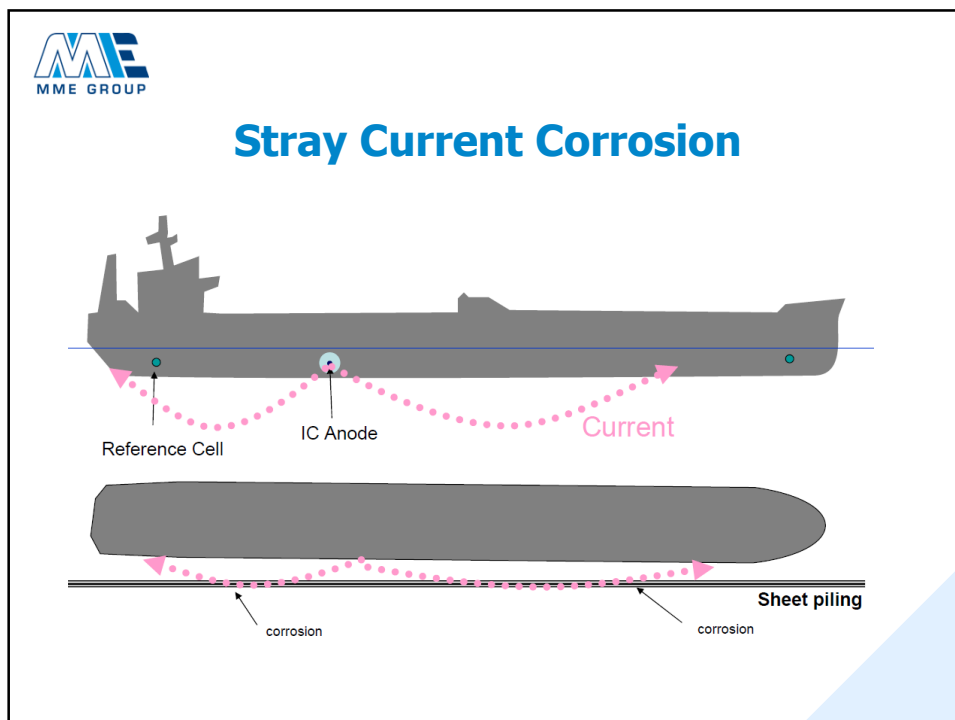
### Kathodische bescherming biedt uitkomst



## Sulphate Reducing Bacteria









## Twée mogelijke toepassingen

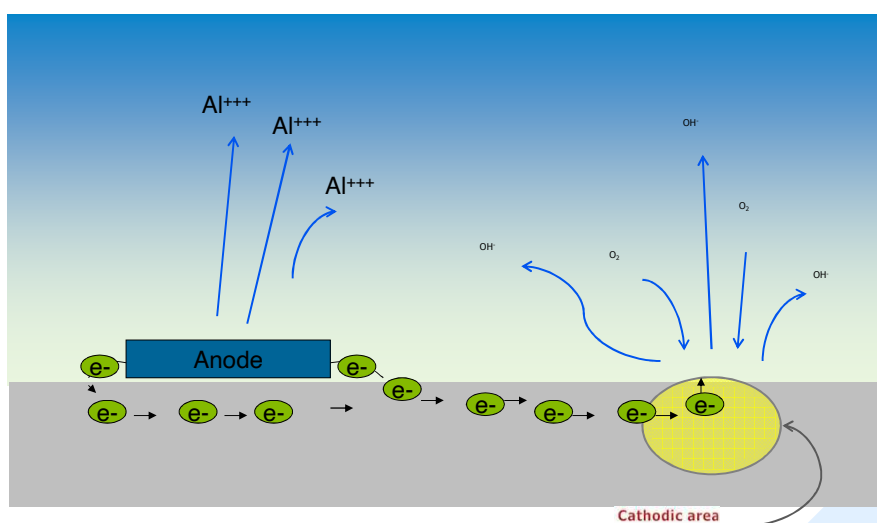
Opofferanodes



ICCP



## Opofferanodes





**Dank voor uw aandacht**  
**Vragen?**

---

Contactgegevens:

<b>Wilbert Martens</b> Technical Manager – Testing and Inspection Division +31 6 53 72 51 73 w.martens@mme-group.com	<b>Eric Bouman</b> Sales Manager – Cathodic Protection & MGPS Division +31 6 22 67 22 80 e.bouman@mme-group.com
--	---

*A Longer Life*

Volg ons op social media



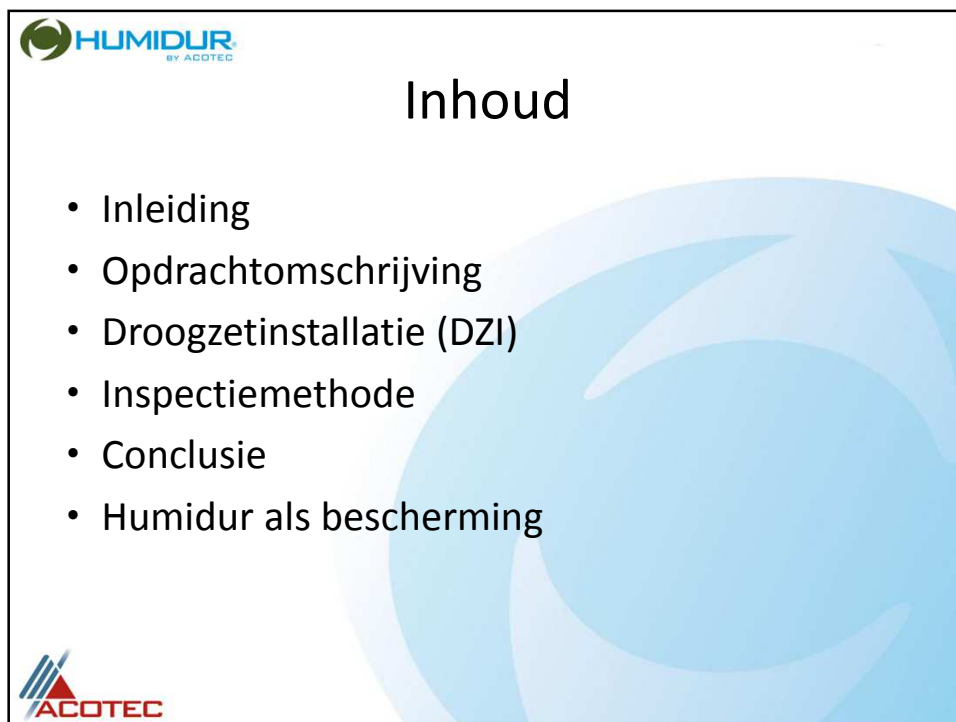
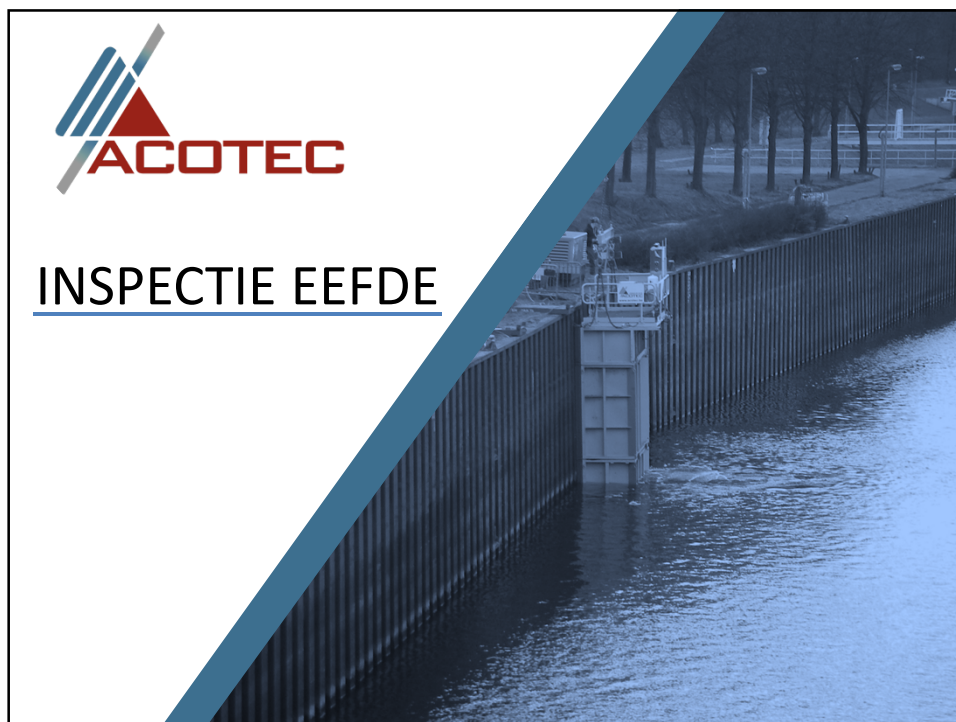
 Rietdekkerstraat 16  
2984 BM Ridderkerk  
Postbus 4222  
2980 GE Ridderkerk  
The Netherlands

T +31 (0) 180 482 828  
E info@mme-group.com  
I www.mme-group.com

Other branches:  
**The Netherlands**  
Beverwijk  
Hengelo  
Dintelmond  
Heerenveen

Eindhoven  
**United Kingdom**  
Faversham  
**P.R. China**  
Zhangzhou City

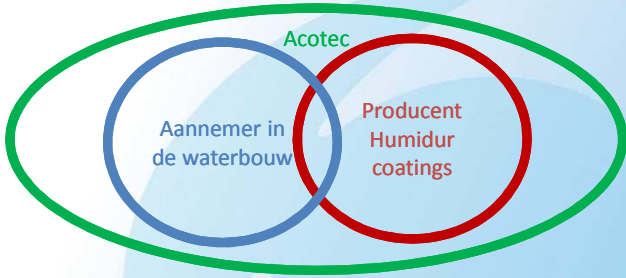
www.mme-group.com



**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Inleiding

- Acotec = Anti-Corrosietechnologie
- Acotecs activiteiten:



- HUMIDUR® = HUMIdity + DURability

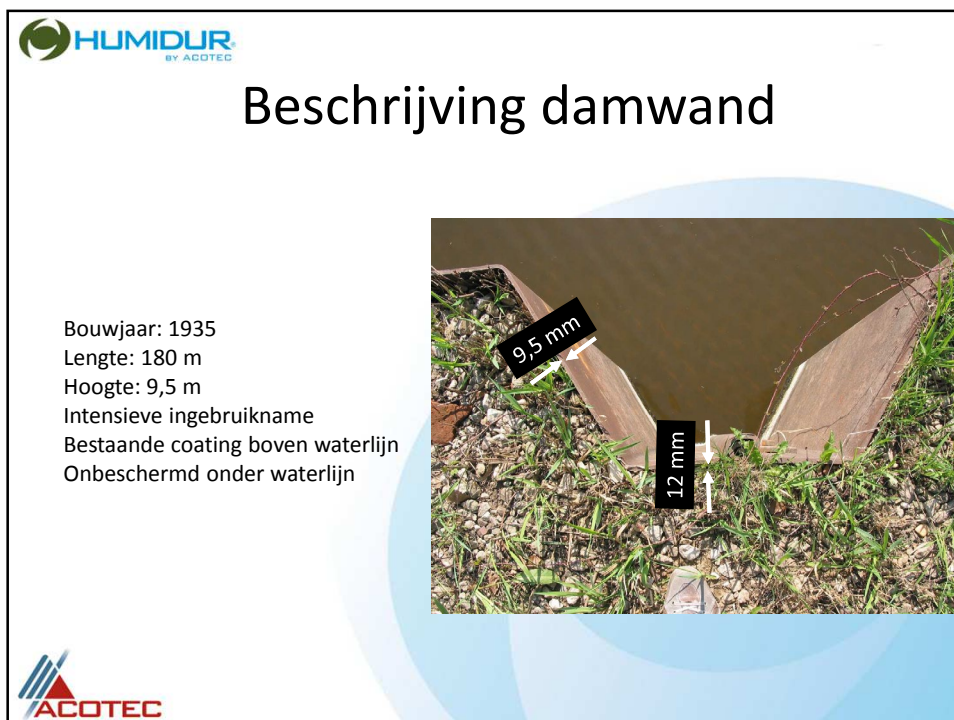
**ACOTEC** ISO 9001-2008 certified

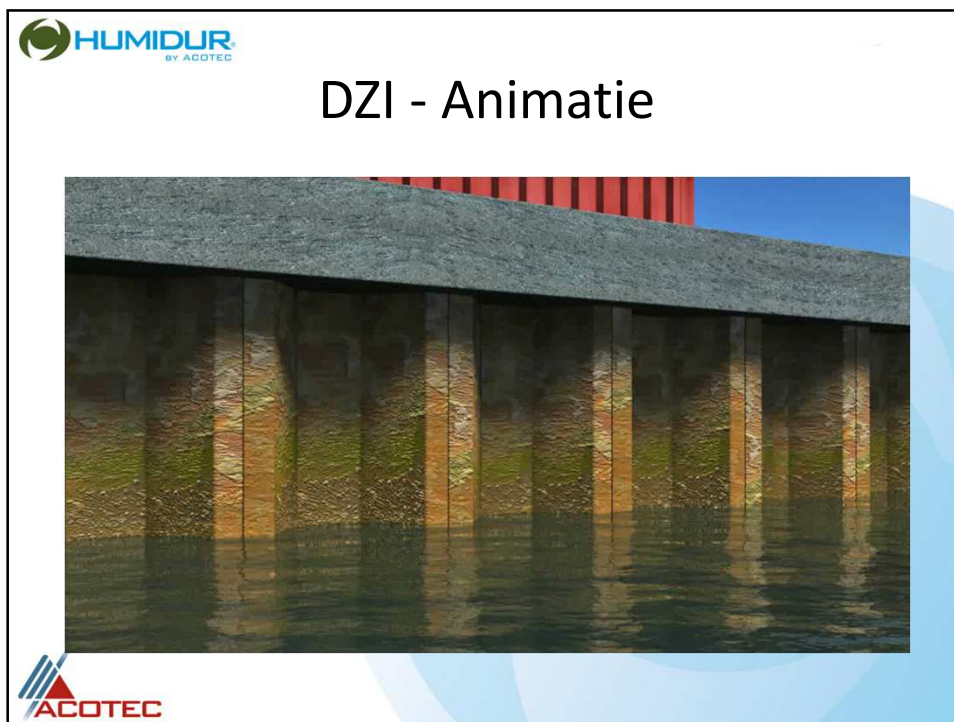
**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Opdrachtomschrijving


- Opdrachtgever: Rijkswaterstaat
- 2012
- Uitvoeren lokale inspecties aan damwand sluis van Eefde met DZI
- Gaten in de damwand worden hersteld











## Inspectiemethode

Visueel Onderzoek



- Boven en onder waterlijn
- Voor en na reinigen

BART testen

- Biological Activity Reaction Test

Laagdikte metingen

Staaldiktemetingen



## Inspectiemethode

Visueel Onderzoek


- Boven en onder waterlijn
- Voor en na reinigen


BART testen

- Biological Activity Reaction Test

Laagdikte metingen


Staaldiktemetingen





 **HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Visueel – Boven Waterlijn

- coating aanwezig  
    > 75% roest





 ACOTEC

 **HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Visueel – Boven Waterlijn

- Degradatie coating
- Mechanische Schade
- Uniforme corrosie




 ACOTEC




## Visueel Onderzoek – voor reinigen








## Visueel Onderzoek – na reinigen








## Visueel Onderzoek – na reinigen









## Visueel – Onder Waterlijn

- Geen bescherming
- Mechanische Schade
- Bacteriële corrosie
- Begroeiing
- Cavitatie





**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Inspectiemethode

Visueel Onderzoek

- Boven en onder waterlijn
- Voor en na reinigen

BART testen

- Biological Activity Reaction Test

Laagdikte metingen

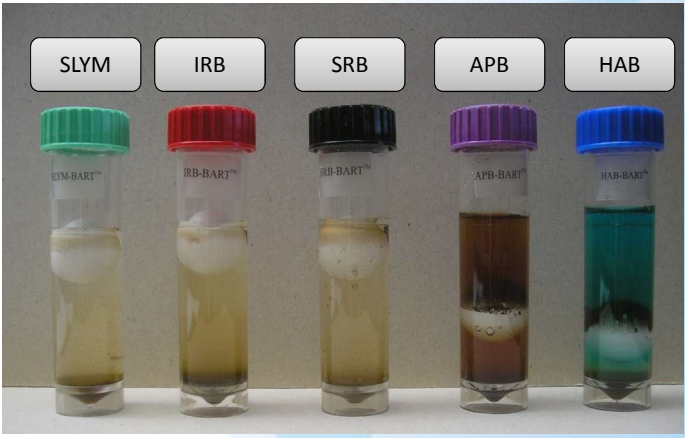
Staaldiktemetingen

**ACOTEC**

**HUMIDUR**  
BY ACOTEC


## BART-Test

- Biological Activity Reaction Test



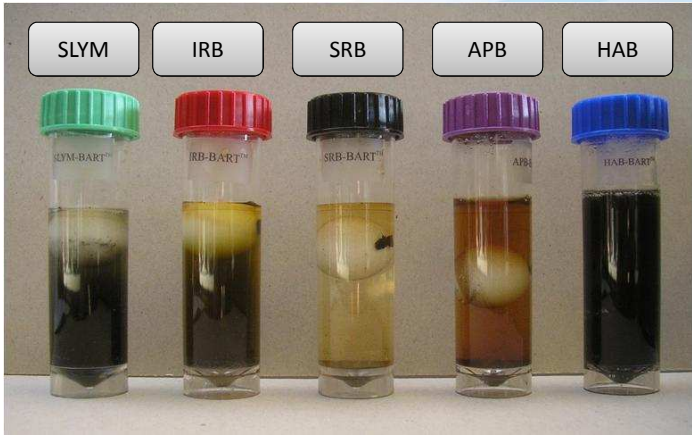
The image shows five BART test tubes arranged in a row. Above each tube is a label: SLYM, IRB, SRB, APB, and HAB. The tubes contain liquids of different colors and consistencies: SLYM is yellowish with a white foam layer; IRB is yellowish with a white foam layer; SRB is yellowish with a white foam layer; APB is dark brown with a white foam layer; HAB is greenish with a white foam layer.


**ACOTEC**




## BART-Test

- Biological Activity Reaction Test









## Inspectiemethode

- Visueel Onderzoek
  - Boven en onder waterlijn
  - Voor en na reinigen
- BART testen
  - Biological Activity Reaction Test
- Laagdikte metingen
- Staaldiktemetingen



**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Laagdikte



Vereiste laagdikte	200 $\mu\text{m}$
#meetpunten	30
Min dikte	53 $\mu\text{m}$
Max dikte	275 $\mu\text{m}$
Gemiddelde dikte	130 $\mu\text{m}$
Standaard afwijking	55,3 $\mu\text{m}$
% < 200 $\mu\text{m}$	83%
% $\geq$ 200 $\mu\text{m}$	17%

**ACOTEC**

**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Inspectiemethode

Visueel Onderzoek

- Boven en onder waterlijn
- Voor en na reinigen

BART testen

- Biological Activity Reaction Test

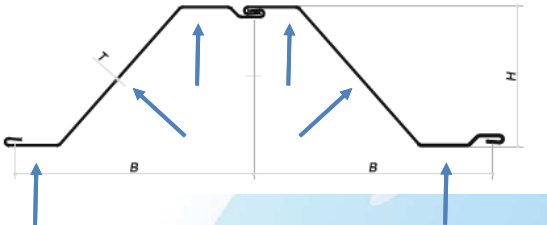
Laagdikte metingen

Staaldiktemetingen

**ACOTEC**

**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Staaldiktemetingen




- Elke halve meter 1 puntmeting
- Puntmeting = gemiddelde van 5 afzonderlijke metingen
- Per profiel: 165 metingen

**ACOTEC**

**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Staaldiktemetingen

- 770 metingen



Afstand kopbalk	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D
5	6	6.5	5.7	10	9	7	8	7.5	7.7	9.8	8.1	7.8	8.8	8.3
5,5	9.3	8.4	5.7	9.8	9.7	6.2	9.5	7.7	6.5	9.6	8	7.7	9.5	5.5
6	7.2	6	6.9	9.5	9	5.6	6.2	5.3	7.7	9	8.2	8.1	7.9	5.9
6,5	5.6	6.6	6	9.4	7.9	6.7	4.6	5.8	5.9	8.3	7.7	6	6.1	7.5
7	7.1	5.4	6.2	7.4	8.3	5.5	5.3	6.2	5.7	8	8.1	6.2	5.7	5.2
7,5	6.5	7.6	5.4	6.9	5.2	5.7	5.6	5.4	5.8	7.4	7.7	6.4	6.2	4.9
8	6.7	6.4	6.2	6.6	6	5.7	5	5.5	6	6	7.5	6.5	6.6	5.4
8,5	8.2	8.6	5	6.1	8.1	6.6	7.2	5.2	6.5	6.6	6.1	4.9	6.1	5.9
9	5.9	6.7	6	6.3	7.4	5.3	5.3	5.5	8.1	7.4	6.8	6.9	6.6	6.5
9,5	4.8	6.9	5.9	6	7.8	6.9	5.3	6.5	8.2	6.7	7.7	5.5	6.2	6.5
10	8.7	6.4	5.8	6.9	7.1	7.1	6.9	6.6	7.6	7.6	7.9	6.1	6.7	6.2

- Waarnemingen: Op outpan zwaardere corrosie dan inpan en flange
- Boven en net onder waterlijn minder dikteverlies
- Geen typische ALWC

**ACOTEC**





**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Conclusie

- Staaldikte-afname tot meer dan 50%
- Hogere corrosiesnelheid onder de waterlijn
- Aanwijzing bacteriële corrosie door BART testen en roestpuisten
  - Lokale corrosie: Pitting
- MIC over de hele diepte (geen ALWC)

**ACOTEC**

**HUMIDUR**  
BY ACOTEC

## Humidur als oplossing in combinatie met DZI

- 2K solvent-vrij epoxy coating
- > 30 jaar bewezen levensduur
- 1 laag zonder primer
- Milieuvriendelijk
- Onder water uitharding



**ACOTEC**



## STRUCTUUR PRESENTATIE

- › Introductie Geluid
- › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden
  - › Seismische beeldvorming
  - › Militaire sonar
  - › Medische echografie
  - › Niet-destructief onderzoek
- › Ultrasonische technologie voor damwandinspectie

## STRUCTUUR PRESENTATIE

### › Introductie Geluid

- › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden
  - › Seismische beeldvorming
  - › Militaire sonar
  - › Medische echografie
  - › Niet-destructief onderzoek
  
- › Ultrasone technologie voor damwandinspectie

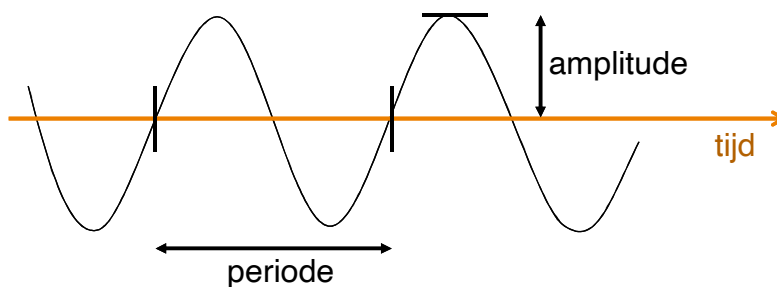
## INTRODUCTIE GELUID



1 Hz   10 Hz   100 Hz   1 kHz   10 kHz   100 kHz   1 MHz   10 MHz   100 MHz   1 GHz

geluid is een trilling

- in lucht (gas)
- in water (vloeistof)
- in staal (vaste stof)



frequentie: aantal periodes per seconde, eenheid Hertz [Hz]

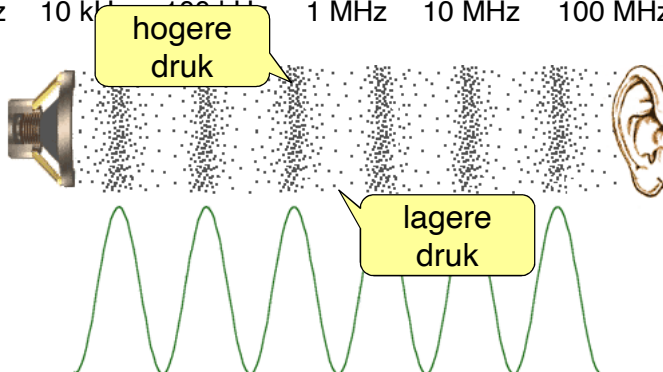
## INTRODUCTIE GELUID



1 Hz 10 Hz 100 Hz 1 kHz 10 kHz 100 kHz 1 MHz 10 MHz 100 MHz 1 GHz

geluid is een trilling

- in lucht (gas)
- in water (vloeistof)
- in staal (vaste stof)



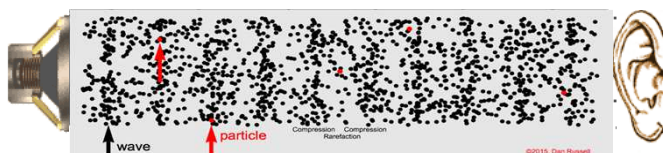
## INTRODUCTIE GELUID

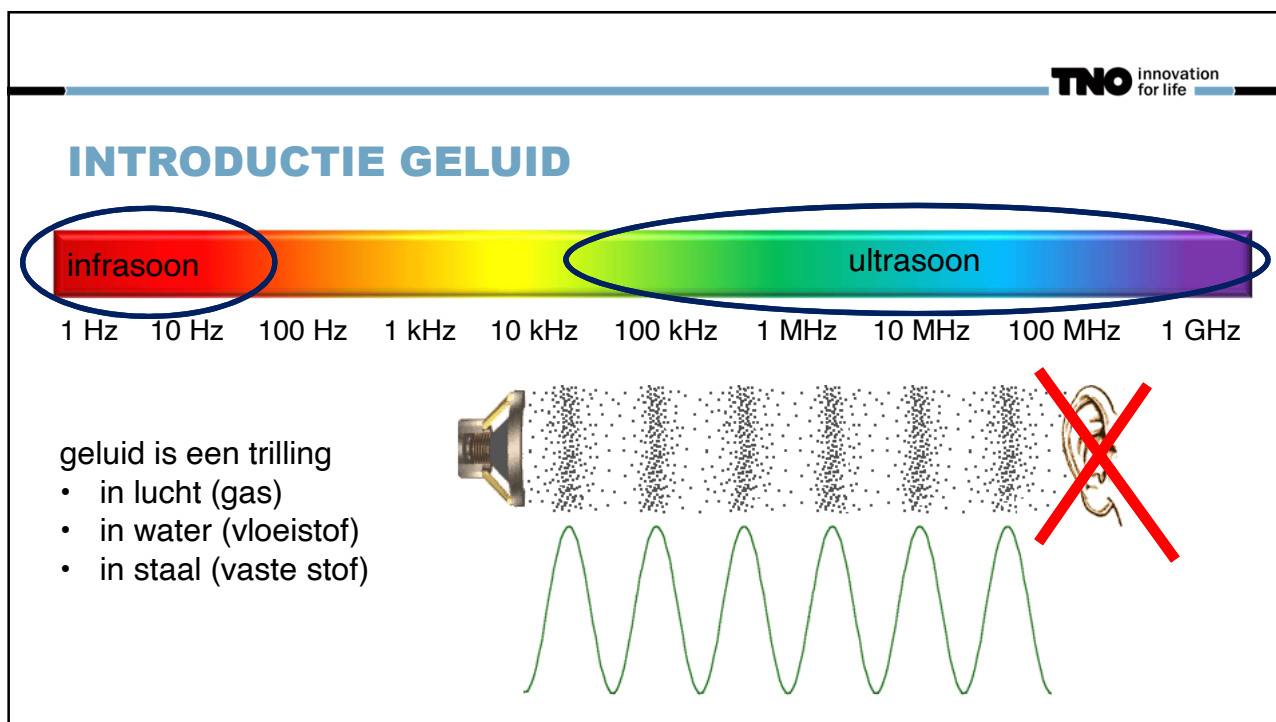
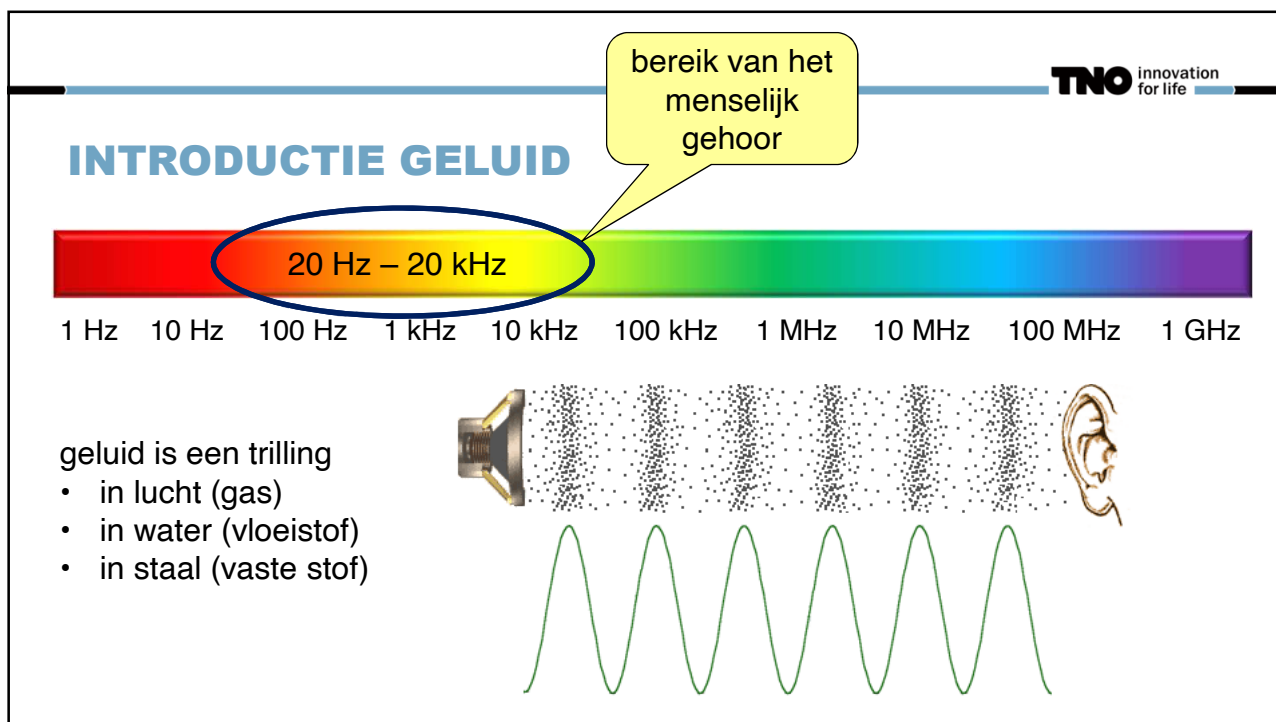


1 Hz 10 Hz 100 Hz 1 kHz 10 kHz 100 kHz 1 MHz 10 MHz 100 MHz 1 GHz

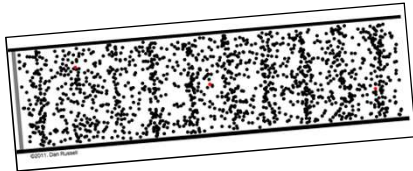
geluid is een trilling

- in lucht (gas)
- in water (vloeistof)
- in staal (vaste stof)

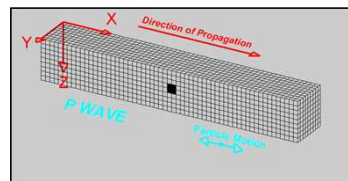




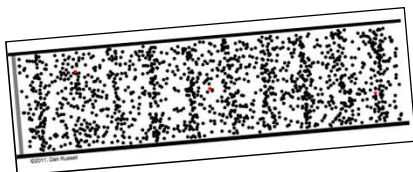
## INTRODUCTIE GELUID



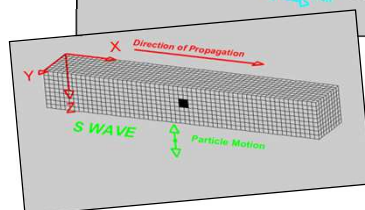
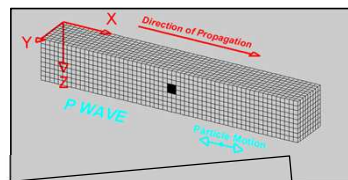
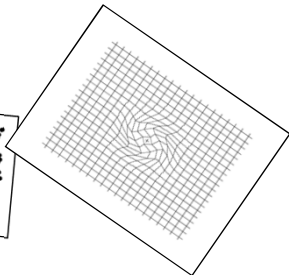
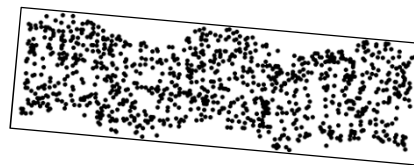
geluid in gassen / vloeistoffen



## INTRODUCTIE GELUID



geluid in gassen / vloeistoffen  
geluid in vaste stoffen



**TNO** Innovation for life

## INTRODUCTIE GELUID

geluid in gassen / vloeistoffen  
geluid in vaste stoffen  
geluid bij randen

**TNO** Innovation for life

## INTRODUCTIE GELUID

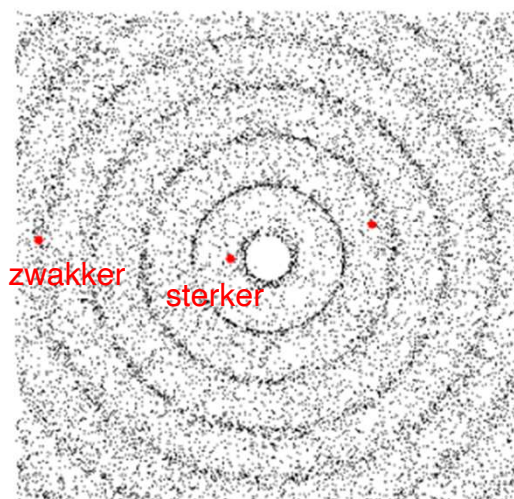
elk golftype heeft zijn specifieke eigenschappen qua bereik, gevoeligheid voor verstoringen, defecten, etc., etc.

geluid in gassen / vloeistoffen  
geluid in vaste stoffen  
geluid bij randen



## INTRODUCTIE GELUID

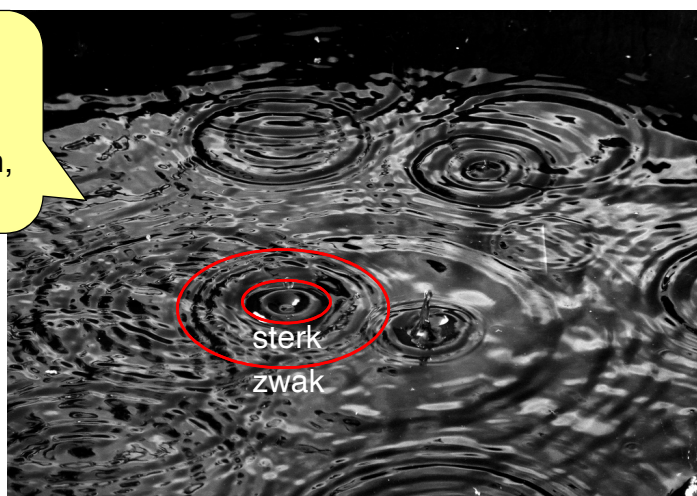
elk golftype heeft zijn specifieke eigenschappen qua bereik, gevoeligheid voor verstoringen, defecten, etc., etc.



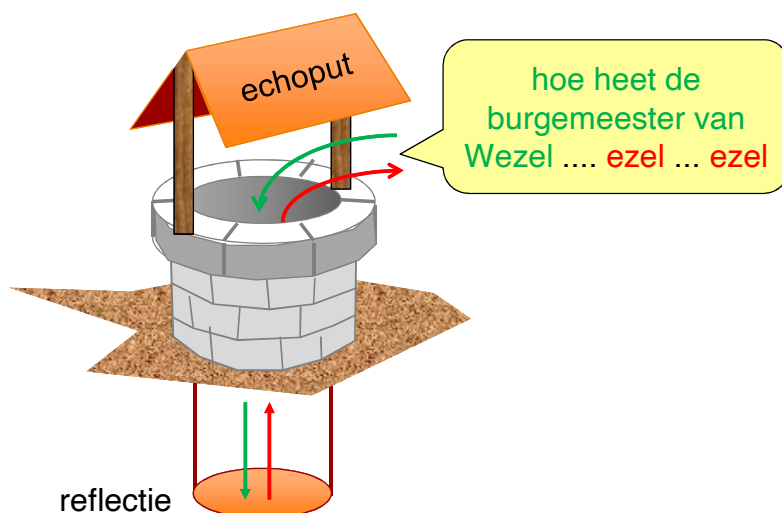
isvr

## INTRODUCTIE GELUID

elk golftype heeft zijn specifieke eigenschappen qua bereik, gevoeligheid voor verstoringen, defecten, etc., etc.



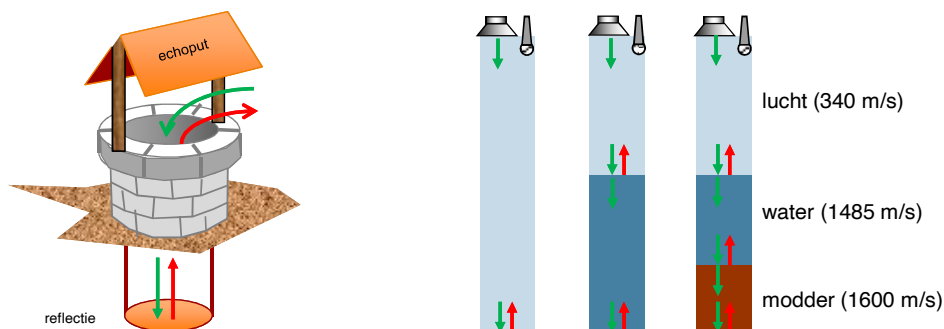
## INTRODUCTIE GELUID



## INTRODUCTIE GELUID



## INTRODUCTIE GELUID



hoe langer het duurt voor de echo komt hoe dieper de put:

- deel de tijd door twee (geluid gaat heen en weer)
- vermenigvuldig met de geluidssnelheid

## STRUCTUUR PRESENTATIE

### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek

### › Ultrasonische technologie voor damwandinspectie

## STRUCTUUR PRESENTATIE

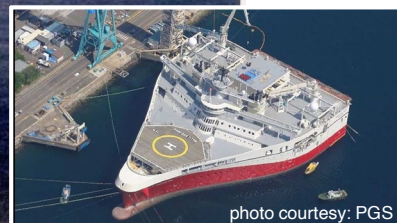
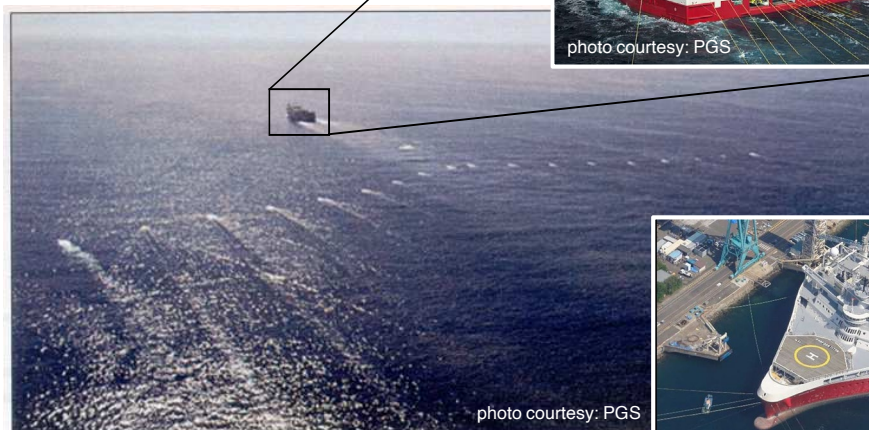
### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

- › Seismische beeldvorming ←
- › Militaire sonar
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek

### › Ultrasone technologie voor damwandinspectie

## SEISMISCHE BEELDVORMING



schip met 16 streamers (hydrofoon\* kabels)  
en airgun (onderwater geluidbron)

\*onderwatermicrofoon

## SEISMISCHE BEELDVORMING



## SEISMISCHE BEELDVORMING

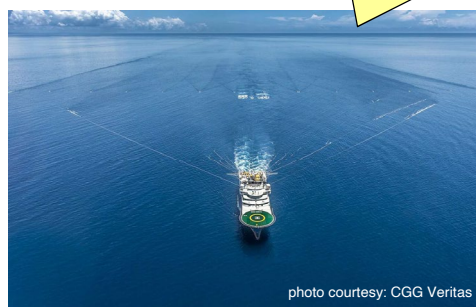
State of the art *seismische acquisitie*

- 80.000 opnamekanalen
  - 20 streamers, 10 km lengte
- continue opname
- 2 ms bemonsteringinterval
- 32 bit A/D
- 3D

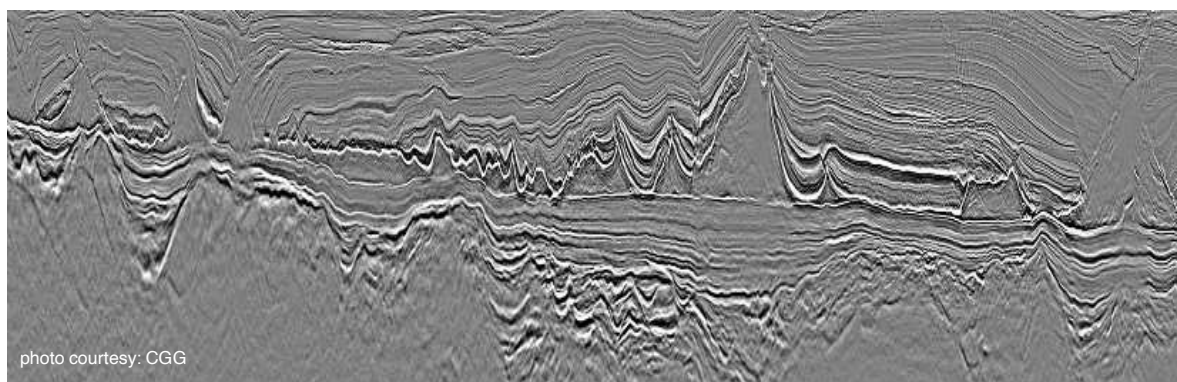
big  
data

1.280.000.000 bits/s = 160 MB/s  
14 TB per dag

de opnames  
kunnen vele weken  
duren voor een  
gebied van vele  
tientallen km<sup>2</sup>



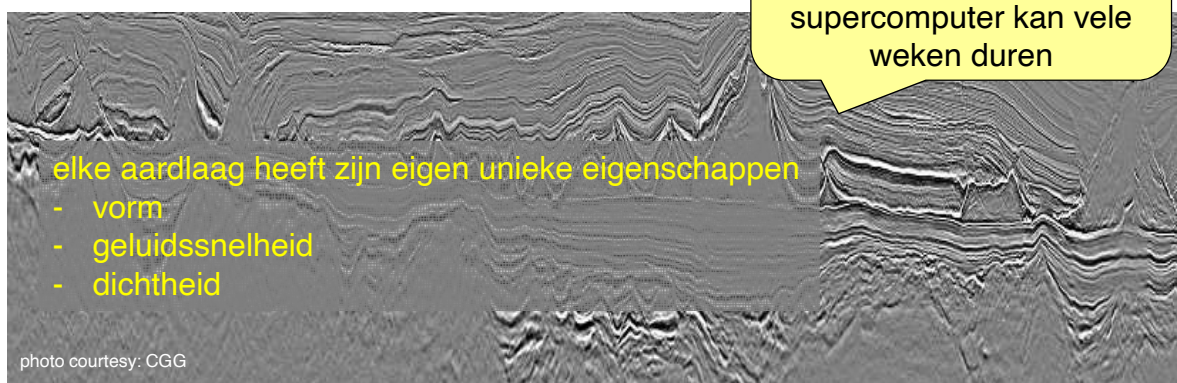
## SEISMISCHE BEELDVORMING



enkele kilometers

tientallen kilometers

## SEISMISCHE BEELDVORMING



het produceren van 1  
afbeelding (data  
processing) met een  
supercomputer kan vele  
weken duren

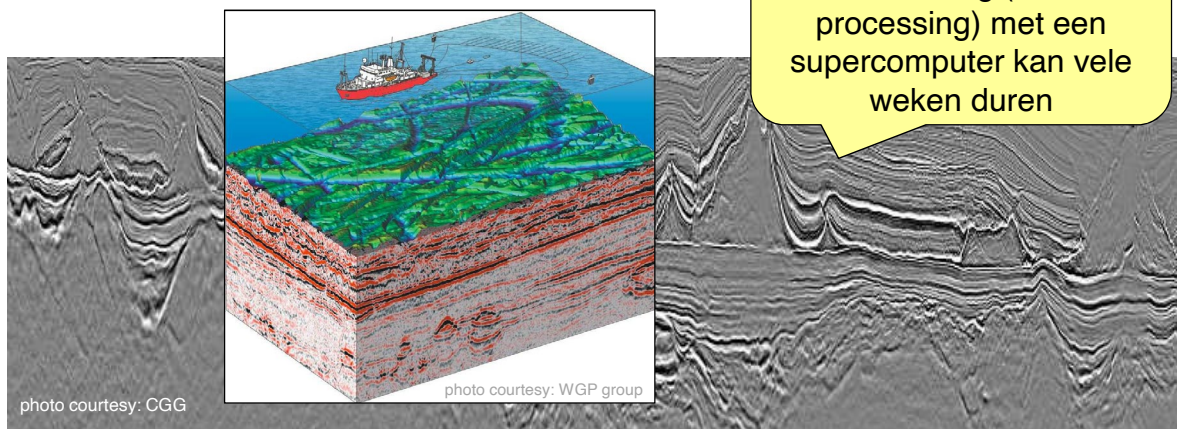
elke aardlaag heeft zijn eigen unieke eigenschappen

- vorm
- geluidssnelheid
- dichtheid

enkele kilometers

tientallen kilometers

## SEISMISCHE BEELDVORMING



het produceren van 1 afbeelding (data processing) met een supercomputer kan vele weken duren



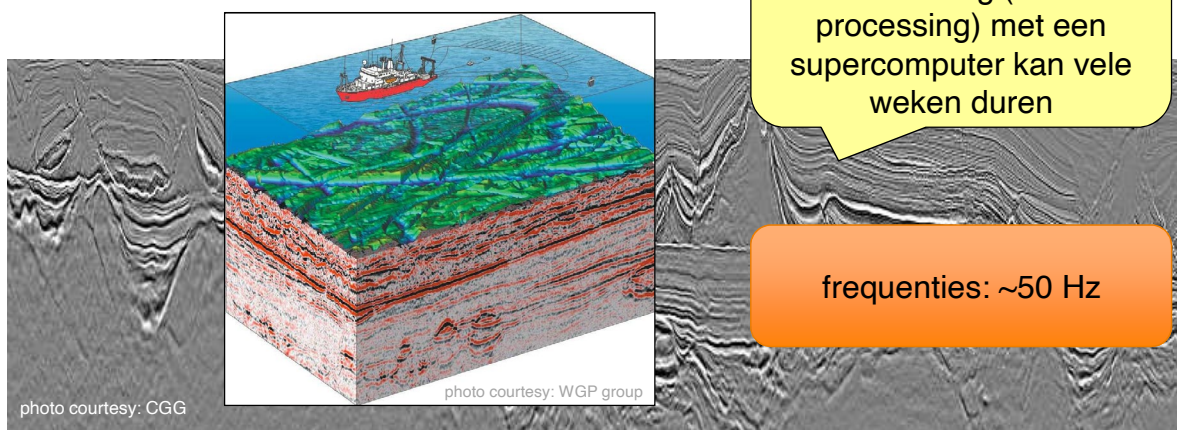
enkele kilometers

3D volumebeeld



tientallen kilometers

## SEISMISCHE BEELDVORMING



het produceren van 1 afbeelding (data processing) met een supercomputer kan vele weken duren

frequenties: ~50 Hz



enkele kilometers

3D volumebeeld



tientallen kilometers

## STRUCTUUR PRESENTATIE

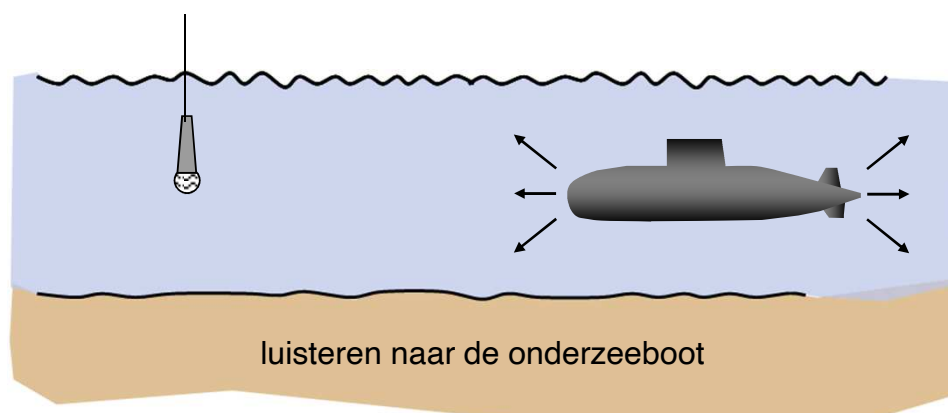
### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar ←
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek

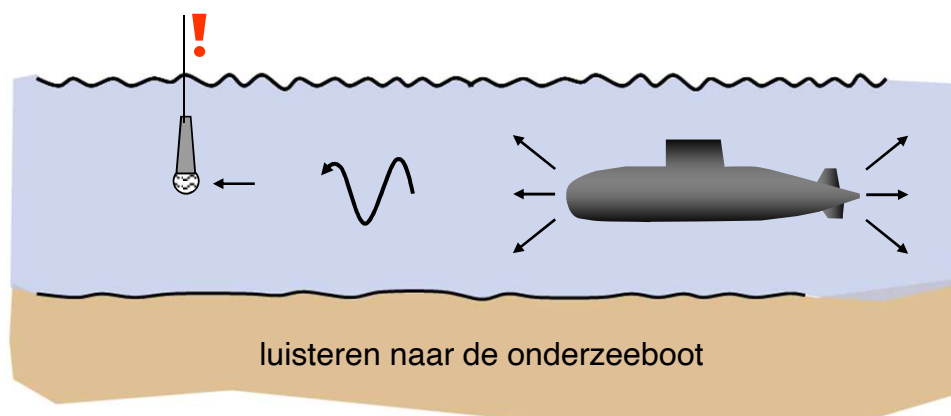
### › Ultrasonische technologie voor damwandinspectie

## MILITAIRE SONAR

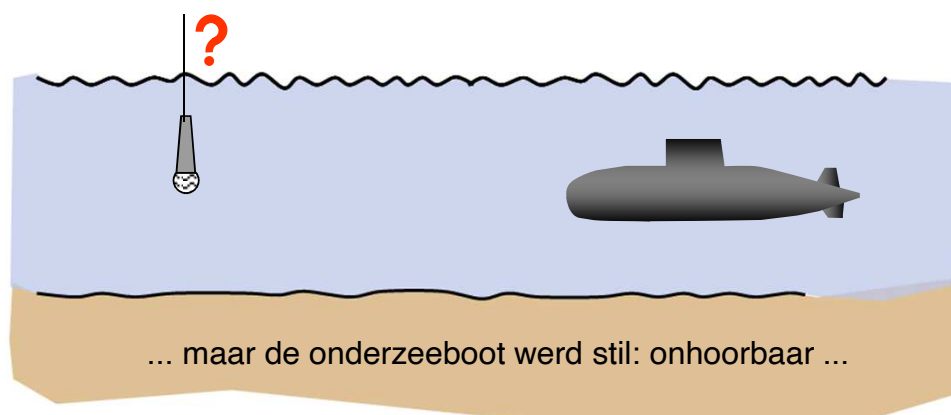




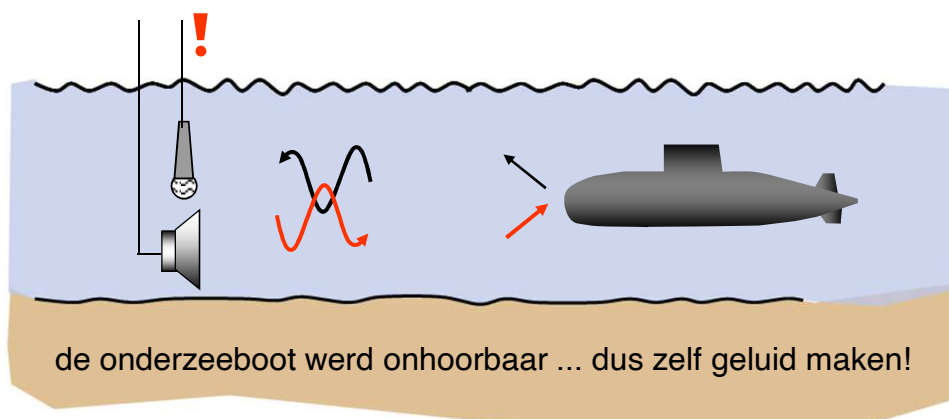
## MILITAIRE SONAR



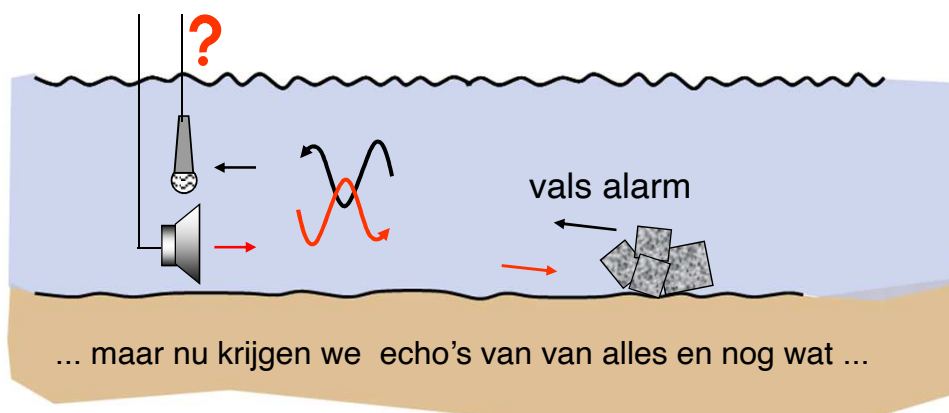
## MILITAIRE SONAR



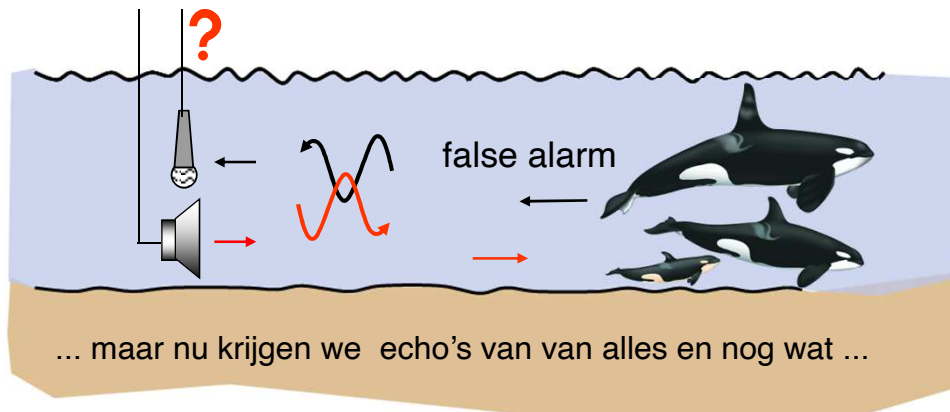
## MILITAIRE SONAR



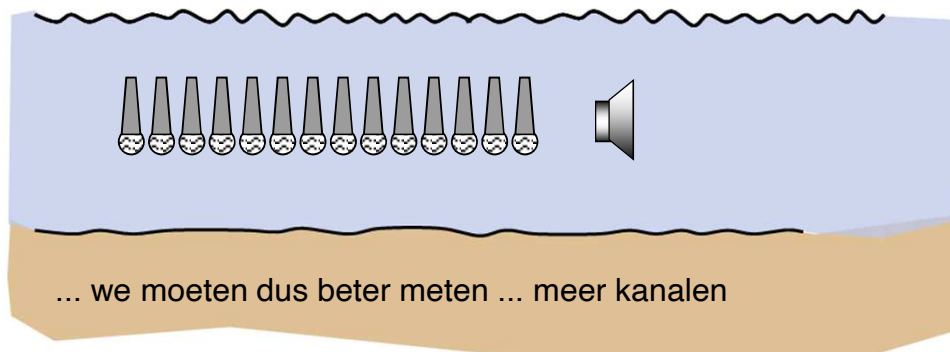
## MILITAIRE SONAR

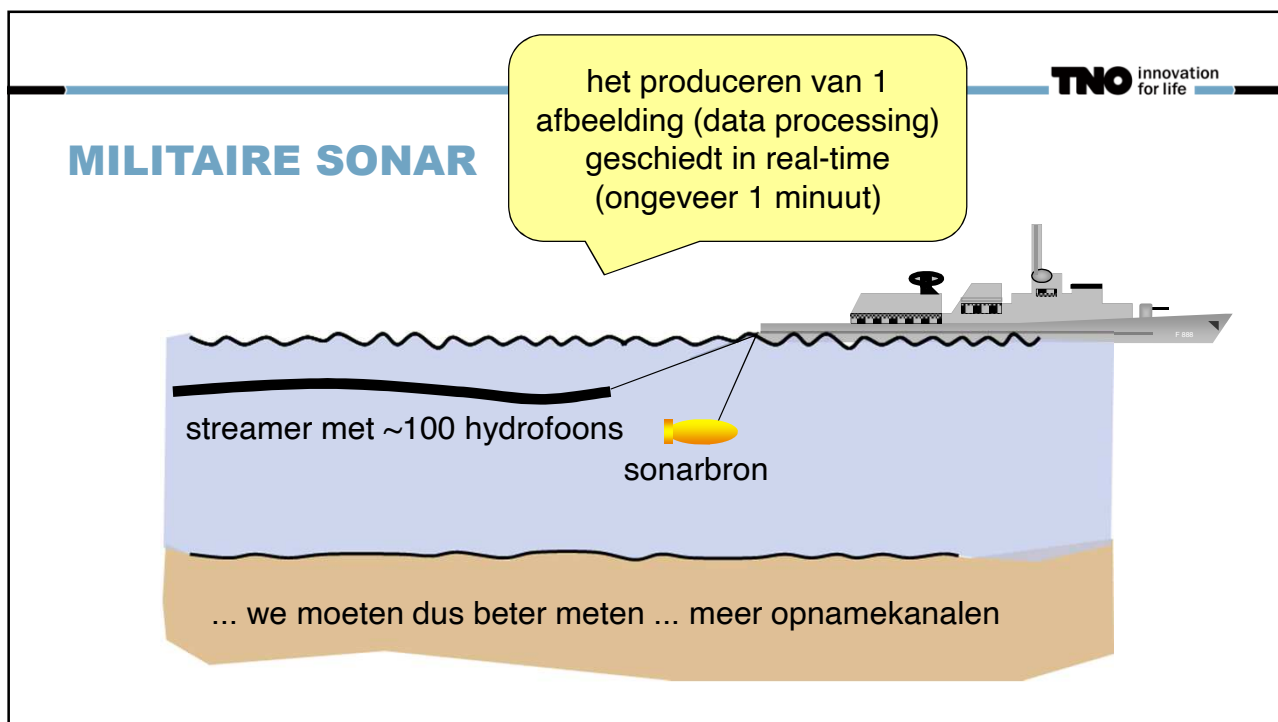


## MILITAIRE SONAR



## MILITAIRE SONAR





## STRUCTUUR PRESENTATIE

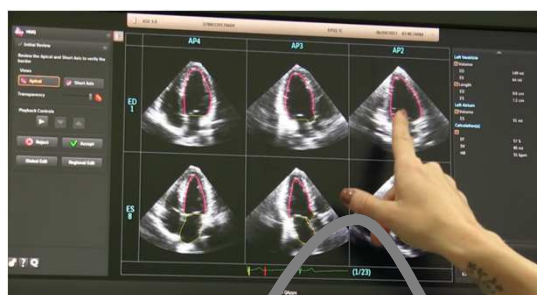
### › Introductie Geluid

### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar
- › Medische echografie ←
- › Niet-destructief onderzoek

### › Ultrasone technologie voor damwandinspectie

## MEDISCHE ECHOGRAFIE



array met ~100 elementen voor  
zenden en ontvangen van ultrasoon geluid

**MEDISCHE ECHOGR**

het produceren van 1 afbeelding (data processing) geschiedt in real-time (meerdere beelden per seconde)




array met ~100 elementen voor zenden en ontvangen van ultrasoon geluid

TNO innovation for life

Detailed description: This slide illustrates the medical ultrasound process. It features a central image of an ultrasound machine's control panel with a hand pointing at a screen displaying multiple cardiac cross-sections. To the left is a 3D anatomical model of a heart. Below the main image is a grey ultrasound probe with a black array of elements. A yellow callout box at the top right explains that image production (data processing) occurs in real-time. The TNO logo is in the top right corner.

**MEDISCHE ECHOGR**

het produceren van 1 afbeelding (data processing) geschiedt in real-time (meerdere beelden per seconde)



array met ~100 elementen voor zenden en ontvangen van ultrasoon geluid

frequentie: ~10 MHz

TNO innovation for life

Detailed description: This slide is identical to the one above but includes an orange callout box at the bottom right specifying the frequency as approximately 10 MHz. The rest of the content, including the ultrasound machine, probe, anatomical model, and callout text, remains the same.

## STRUCTUUR PRESENTATIE

### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

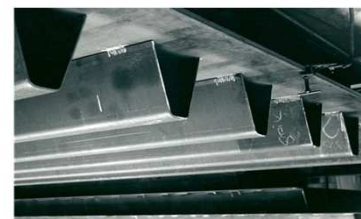
- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek ←

### › Ultrasone technologie voor damwandinspectie

## NIET-DESTRUCTIEF TESTING



Stalen brugdek:  
localiseren van vermoeiingsscheuren door te luisteren  
naar het 'gekraak' van de groeiende scheur  
(acoustic emission)



## STRUCTUUR PRESENTATIE

### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek



aantal kanalen: van 4 tot 80.000  
 frequenties: van 50 Hz tot 50 MHz  
 beeldbewerking: van real-time tot maanden  
 methode: actief of passief  
 golftypen: diverse  
 resolutie: van millimeters tot honderden meters

### › Ultrasone technologie voor damwandinspectie

## STRUCTUUR PRESENTATIE

### › Introductie Geluid

#### › Overzicht Echo-akoestische Afbeeldingsmethoden

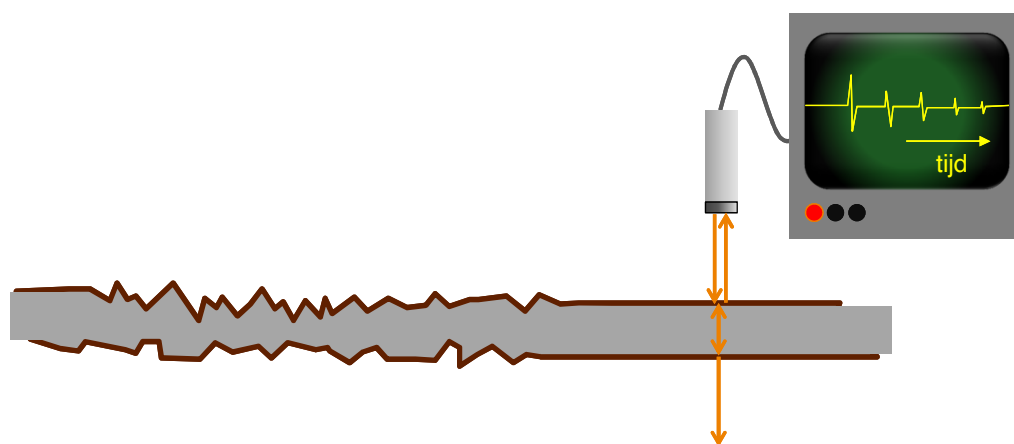
- › Seismische beeldvorming
- › Militaire sonar
- › Medische echografie
- › Niet-destructief onderzoek



### › Ultrasone technologie voor damwandinspectie



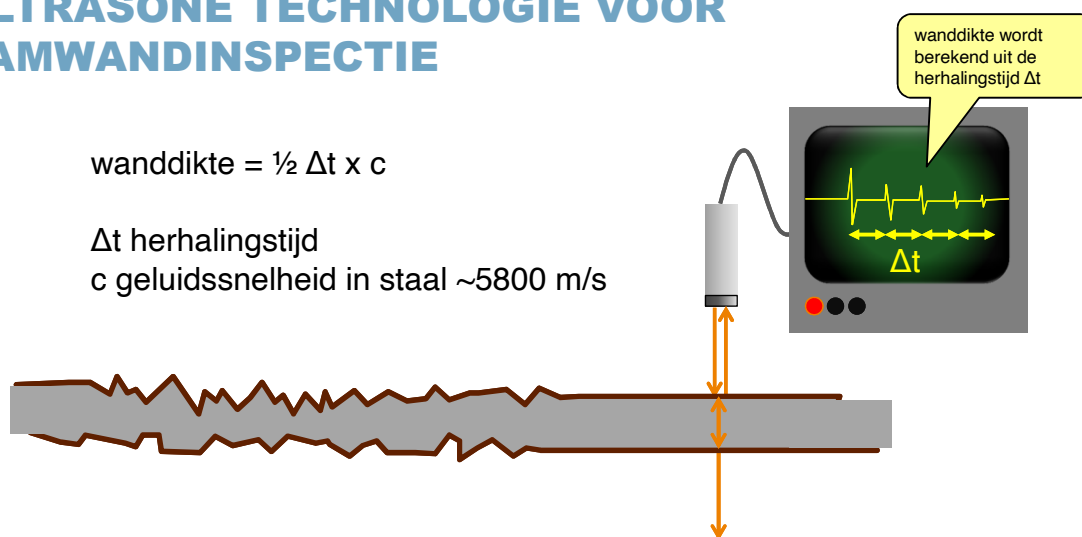
## ULTRASONIC TECHNOLOGY FOR DAM WALL INSPECTION



## ULTRASONIC TECHNOLOGY FOR DAM WALL INSPECTION

$$\text{wanddikte} = \frac{1}{2} \Delta t \times c$$

$\Delta t$  herhalings-tijd  
 $c$  geluidssnelheid in staal  $\sim 5800$  m/s

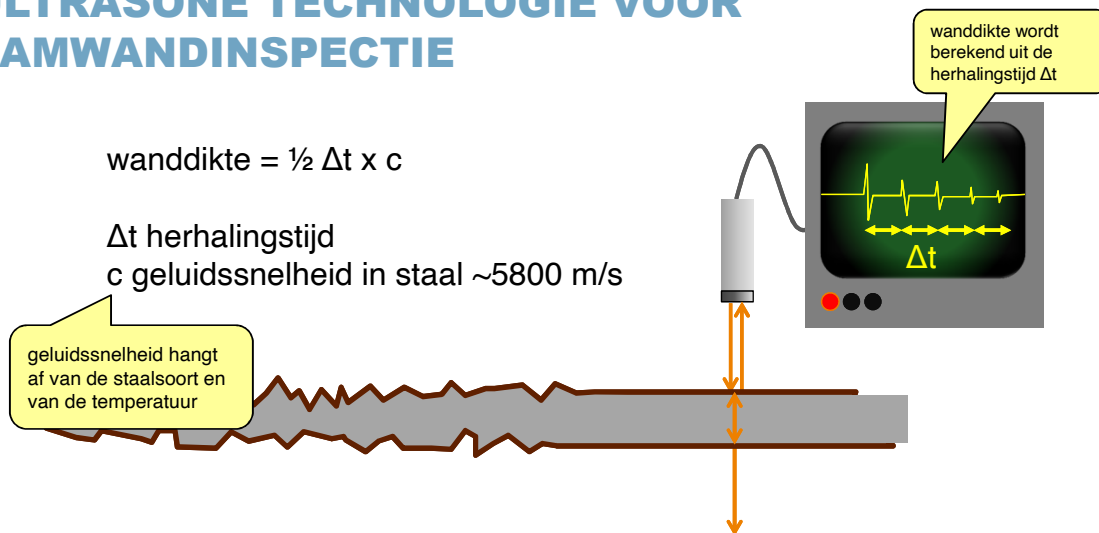


## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

$$\text{wanddikte} = \frac{1}{2} \Delta t \times c$$

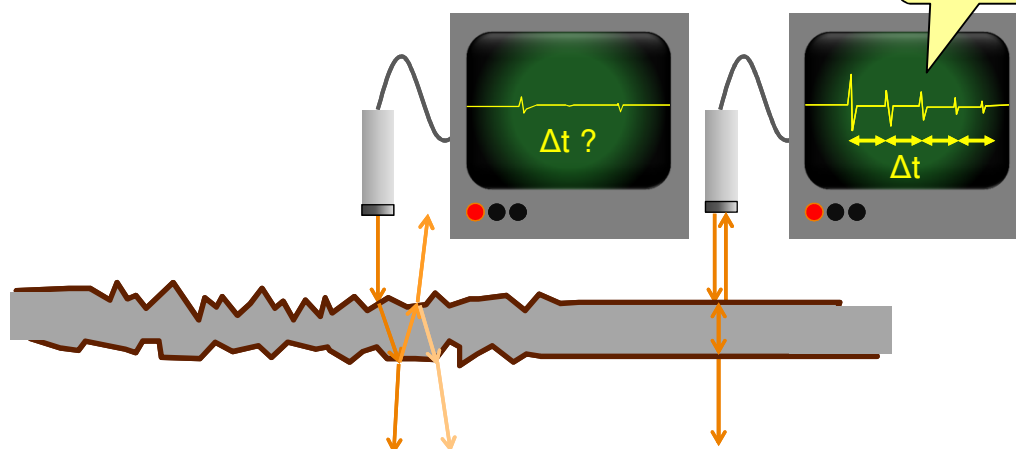
$\Delta t$  herhalingsstijd  
c geluidssnelheid in staal  $\sim 5800$  m/s

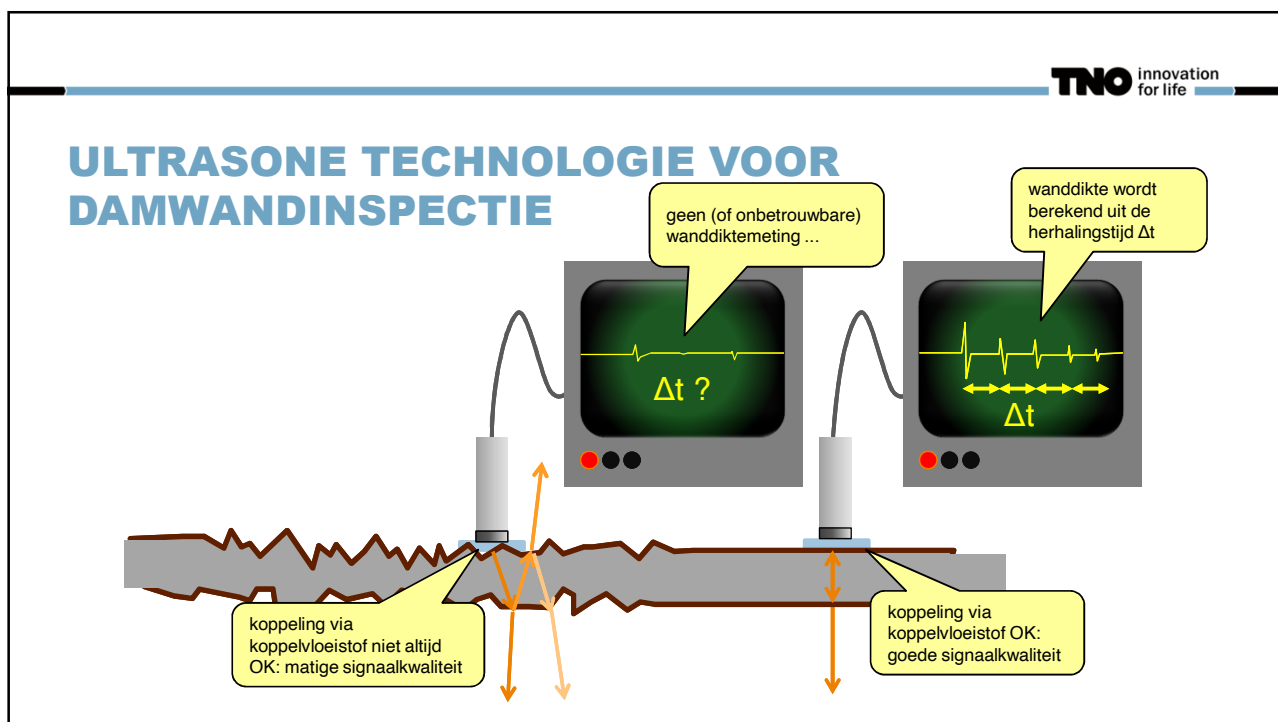
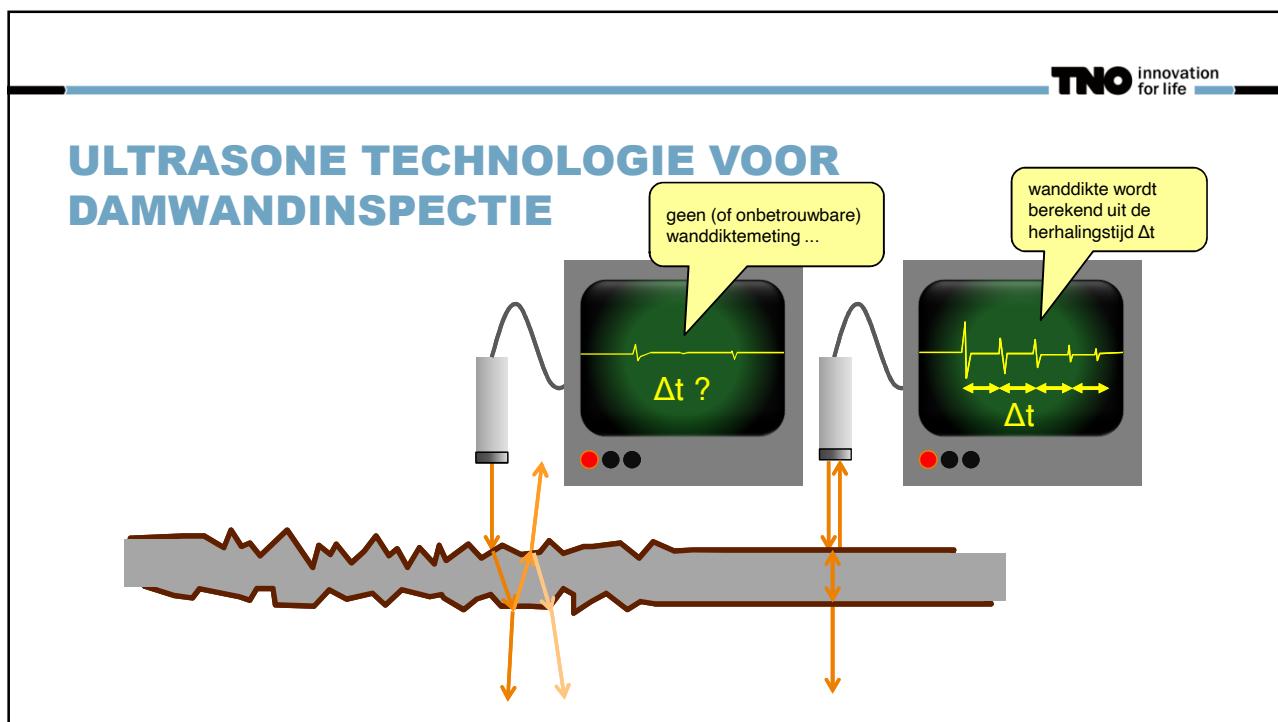
geluidssnelheid hangt  
af van de staalsoort en  
van de temperatuur



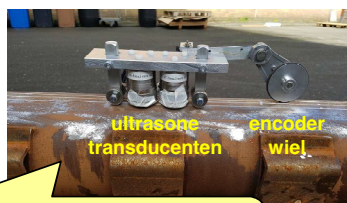
## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

wanddikte wordt  
berekend uit de  
herhalingsstijd  $\Delta t$





## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

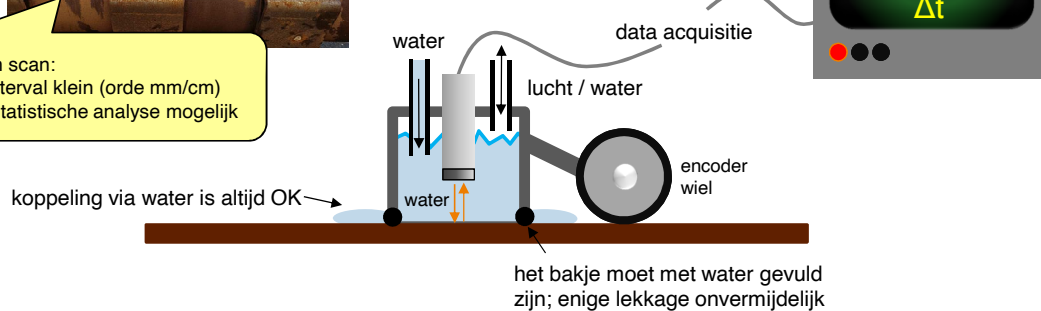


ultrasone  
transducenten  
encoder  
wiel

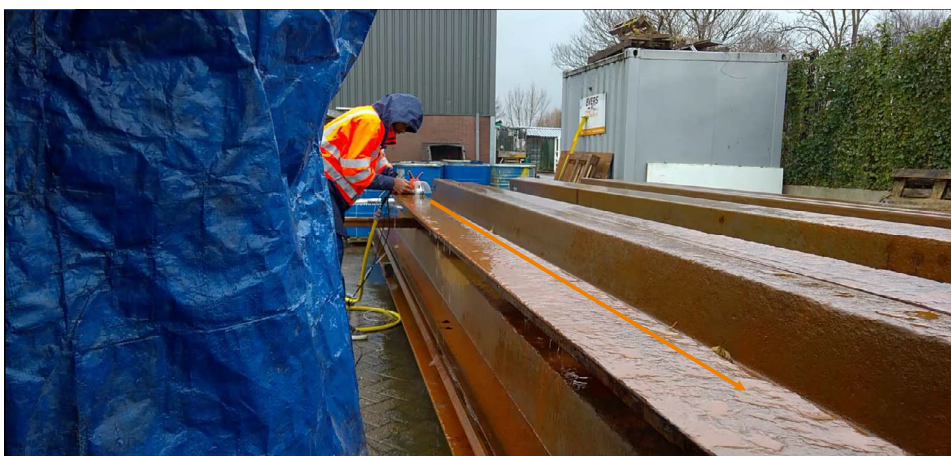
voordelen scan:

- meetinterval klein (orde mm/cm)
- meer statistische analyse mogelijk

scantempo: 2 cm/s  
12 lijnen van 12 m: 2 uur



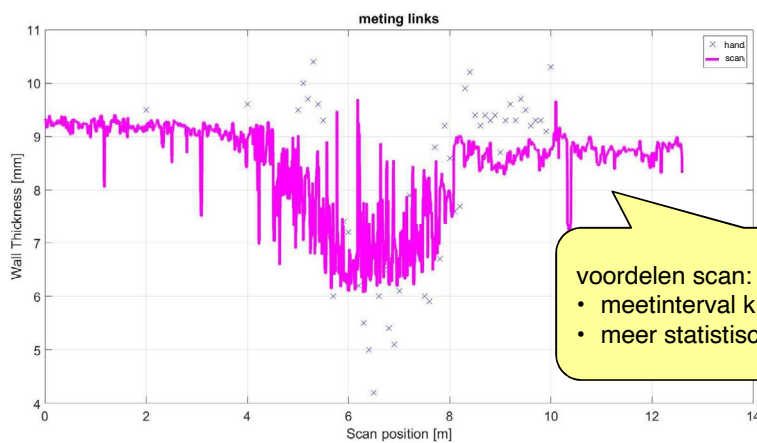
## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE


Data processing in drie stappen:

1. pre-processing
  - verwijder meetgegevens van lage akoestische kwaliteit
2. processing
  - bereken de wanddikte via herhalingstijd:  $\frac{1}{2} \Delta t \times c$
3. post-processing
  - verwijder outliers
  - voer een statistische analyse uit

resultaat: wanddikte plus bijbehorende betrouwbaarheid

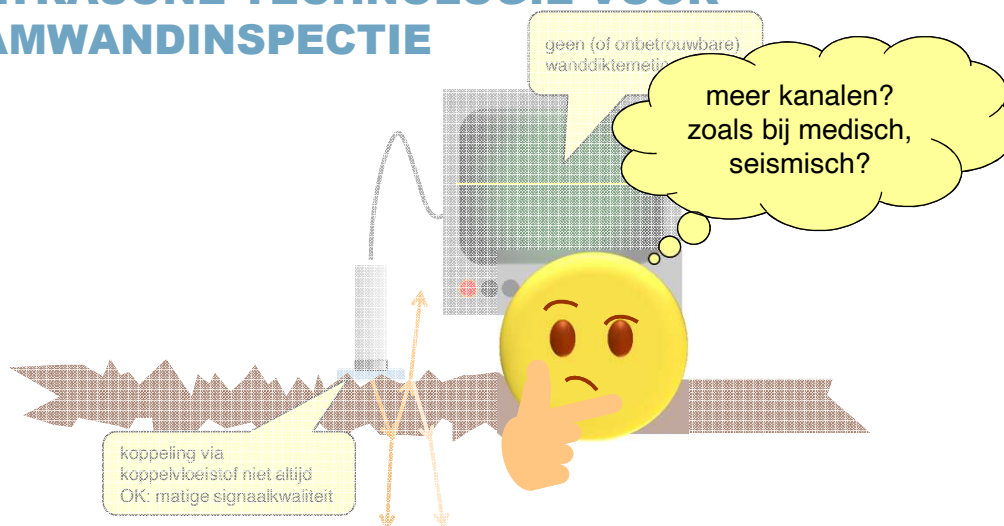
## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

Data processing in drie stappen:

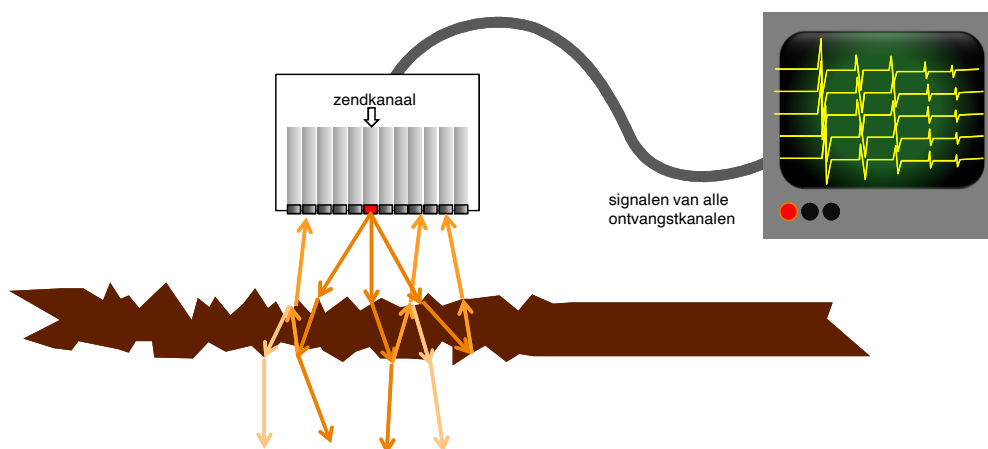
- 
1. pre-processing
    - verwijder meetgegevens van lage akoestische kwaliteit
  2. processing
    - bereken de wanddikte via herhalingstijd:  $\frac{1}{2} \Delta t \times c$
  3. post-processing
    - verwijder outliers
    - voer een statistische analyse uit

resultaat: wanddikte plus bijbehorende betrouwbaarheid

## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE



**TNO** Innovation for life

## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

een meerkanaalsysteem meet ook echo's die op een andere plek arriveren

zendkanaal

signalen van alle ontvangstkanalen

wanddikte wordt berekend uit een veelheid van kanalen

**TNO** Innovation for life

## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

geen (of onbetrouwbare) wanddiktemeting

gebruik maken van andere golftypes?

koppeling via koppelvloeistof niet altijd OK: matige signaalkwaliteit



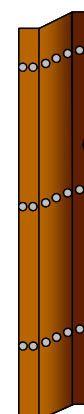
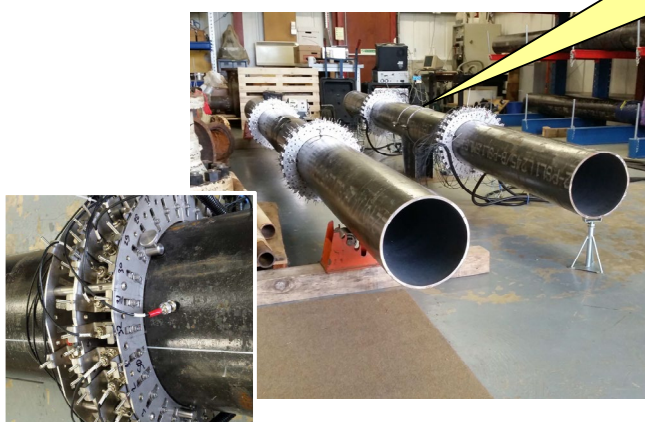
## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

Guided waves: pijpwanddikte bepaald in gebied *tussen* de ringen met ultrasone transducenten



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

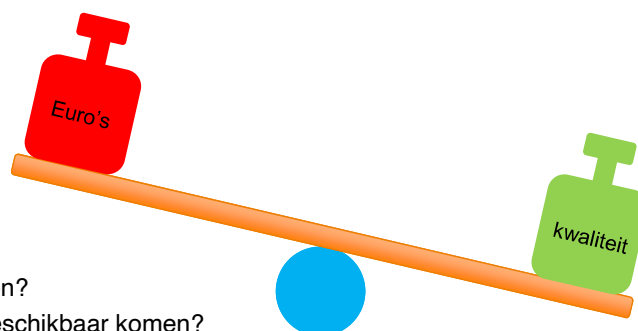
Guided waves: pijpwanddikte bepaald in gebied *tussen* de ringen met ultrasone transducenten



Guided waves: vertaling naar damwand

## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

- › wat moet gemeten worden?
- › met welke nauwkeurigheid / precisie?
- › met welke resolutie?
- › is de damwand toegankelijk?
- › is het oppervlak glad of ruw?
- › hoe snel moet er gemeten kunnen worden?
- › hoe snel moeten de resultaten daarna beschikbaar komen?
- › hoeveel geld is de informatie waard?



## ULTRASONE TECHNOLOGIE VOOR DAMWANDINSPECTIE

- › wat moet gemeten worden?
- › met welke nauwkeurigheid / precisie?
- › met welke resolutie?
- › is de damwand toegankelijk?
- › is het oppervlak glad of ruw?
- › hoe snel moet er gemeten kunnen worden?
- › hoe snel moeten de resultaten daarna beschikbaar komen?
- › hoeveel geld is de informatie waard?







## MOTIVATION

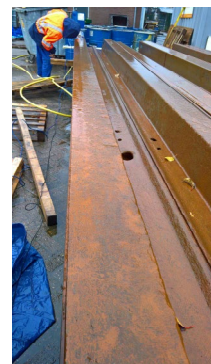
- › Historically, steel sheet pile walls have been designed without concern of degradation
- › Corrosion affects structural stability and integrity
- › Little guidance on the condition evaluation of existing sheet pile walls
- › High costs of renovation
  
- › Aims:
  - › better prediction of present and future performance of existing assets
  - › more economical asset management

## PROBLEM STATEMENT

- › How to improve actual assessment approaches of sheet pile walls?
  - › magnitude & distribution (variability) of residual thickness
    - › in space vertical/horizontal
    - › in time

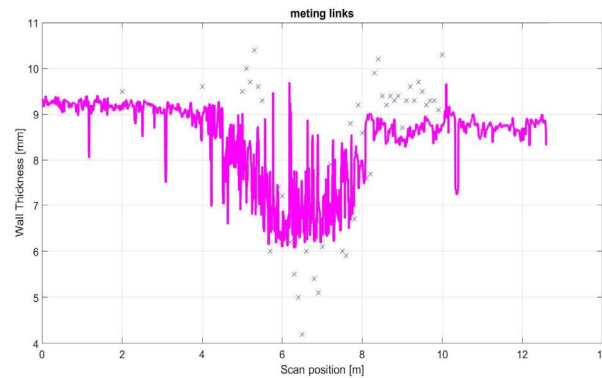
## CORROSION IN SHEET PILE WALLS MEASUREMENTS

- › 18 85-year old sheet pile walls at Eefde lock
- › measurement of thickness by ultrasound technique (1 mm scale)




## CORROSION IN SHEET PILE WALLS MEASUREMENTS

### › Effect of measurement method



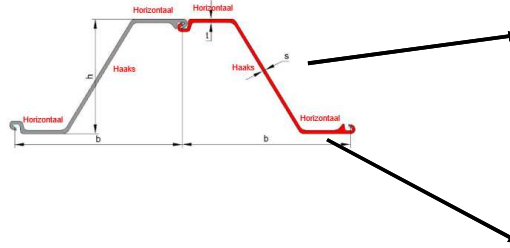
## PROBLEM STATEMENT

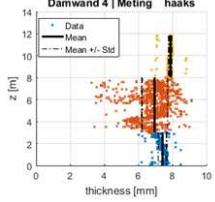
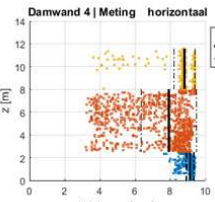
- › How to interpret measurements
  - › thickness vs damage
  - › quantification measurement uncertainty in real conditions
    - › in space vertical/horizontal
    - › in time
  
- › How to improve methods & how to assess appropriateness of the measuring method



## CORROSION IN SHEET PILE WALLS


### ANALYSIS OF MEASUREMENTS



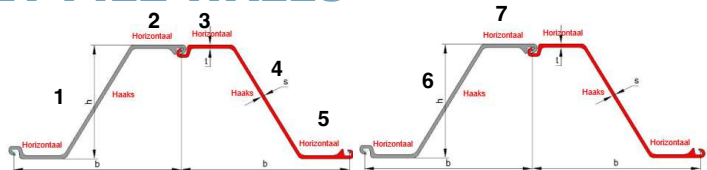
- › large scatter of measured values
- › need for characterization of measurement uncertainty

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares 31 mei 2018

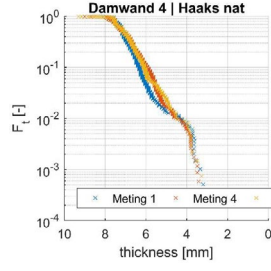
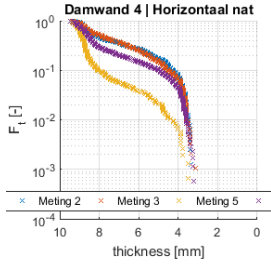


## CORROSION IN SHEET PILE WALLS

### PROBABILISTIC MODELLING



- › differences between measurement locations (haaks vs horizontaal)
- › need for understanding the cause of multiple branches in the distribution
- › distribution of thickness from data do not agree with the usually adopted probabilistic models (e.g. lognormal distribution)
- › Does it has consequences?
  - › how does it fit with the current practice of semiprobabilistic assessment of the structure by partial factors approach?
  - › how does it influence the reliability of the sheet pile wall?

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares 31 mei 2018

## CORROSION IN SHEET PILE WALLS

### SPATIAL PATTERNS

**Data**

➔

**Random field model:**

- marginal distribution
- mean value and variance
- correlation function

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares 31 mei 2018

## CORROSION IN SHEET PILE WALLS

### SEMI-VARIOGRAM

**Semi-variogram**

➤ it describes spatial patterns in terms of dissimilarity between measurements as a function of the separation distance between the measuring points

$$\hat{\gamma}(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [z(x) - z(x+h)]^2$$

↑

number of pairs for distance  $h$

↑

measurements at locations separated by distance  $h$

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares 31 mei 2018



**TNO** Innovation for life

## CORROSION IN SHEET PILE WALLS

### SPATIAL PATTERN

**Approach**

- › division of the the wall in 3 zones (along vertical direction)
- › estimation of the empirical semivariogram for each zone
- › fitting the empirical semivariogram with a theoretical model

**Outcome**

- › Short correlation length

Number of pairs

- 7500
- 10000
- 12500
- 15000
- 17500
- 20000

Legend

- Empirical
- Exponential
- Spherical
- Gaussian

$l_{corr} \sim 0.102 / 0.068 / 0.051$

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares

31 mei 2018

**TNO** Innovation for life

## CONCLUSIONS

- › different measurement techniques may lead to significantly different observations of the loss of thickness due to corrosion
- › distribution of thickness from data do not agree with the usually adopted probabilistic model
  - › how does it fit with the current practice of semiprobabilistic assessment of the structure by partial factors approach ?
  - › how does it influence the reliability of the sheet pile wall?
- › Further research:
  - › experiments on 3 walls

NKvdT workshop Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater, te Deltares

31 mei 2018



 Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

# Harmonisatie / standaardisatie

Workshop corrosie  
stalen damwanden in  
zoet water

Renger van de Kamp  
31 mei 2018

1




## Doel van deze presentatie



## Aanzet tot discussie

2




## Ambities

- Nuttige, reproduceerbare informatie over de actuele toestand van areaal, op efficiënte wijze verkregen
- Een landelijke ervaringsdatabase, met gebruik van een efficiënt uitwisselingsformat

=> Maximaal én verantwoord benutten restlevensduur i.o.m. NEN8700-serie

3



## Mogelijke inhoud meetprotocol:

- Meetmethode;
- Aantal meetlocaties in een damwandsectie;
- Meetconfiguratie diktemetingen per meetniveau;
- Meetniveaus per meetlocatie;
- Andere waarnemingen per locatie;
- Verzameling van algemene gegevens;
- Te verzamelen (archief)gegevens;
- Verslaglegging en dataformat.

4

A

5

**Meetmethode**  
**Meervoudige echo ultrasone techniek met twee kristallen**  
 BAW (Duitsland): enige betrouwbare methode waarbij zonder dat dat op het blanke staal hoeft te worden gereinigd voldoende nauwkeurig kan worden gemeten

31 mei 6



### Voorstel aantal meetlocaties in een damwandsectie Aansluiting zoeken op NEN8700 vereiste betrouwbaarheid ( $\beta$ )

- In NEN8707/9997-1 wordt uitgegaan van nominale dikte alsof het een fabrieksproduct is
- Er zit dus geen partiele factor op onzekerheid in geometrie van een damwand
- Dus resultaat in-situ diktemetingen moet onzekerheden voldoende afdekken

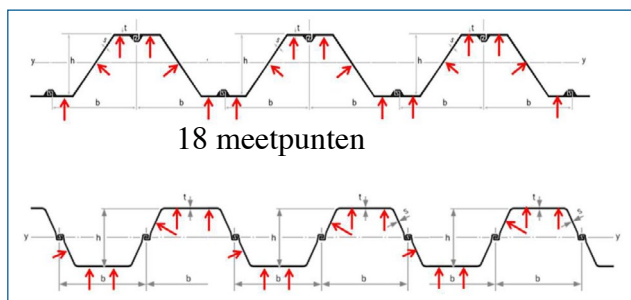
NEN8700:2011 beoordelingstype	Maximale hart op hart afstand tussen meetlocaties binnen damwandsectie [m]			
	CC1		CC2	CC3
Verbouw	75		50	25
Afkeuren	CC1a	CC1b	75	50
	500	150		

NEN8700:2011 beoordelingstype	vereiste $\beta$ met minimale referentie periode van 15 jaar behalve bij CC1a dan slechts 1 jaar			
	CC1		CC2	CC3
Verbouw	2,8		3,3	3,8
Afkeuren	CC1a	CC1b	2,5	3,3
	1,8	1,8		

31 mei 7

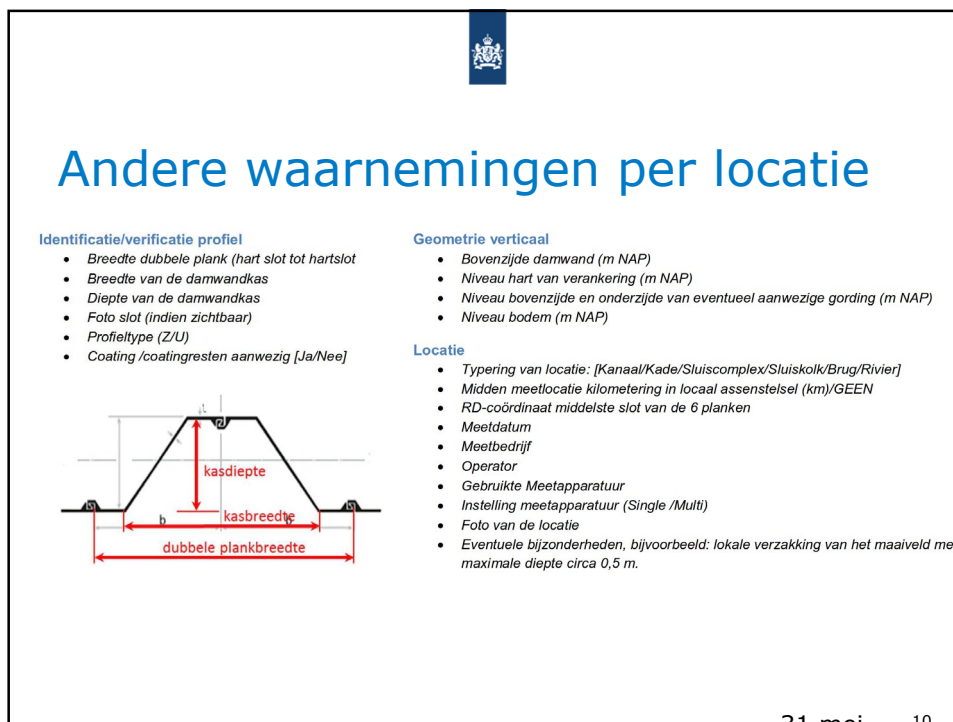
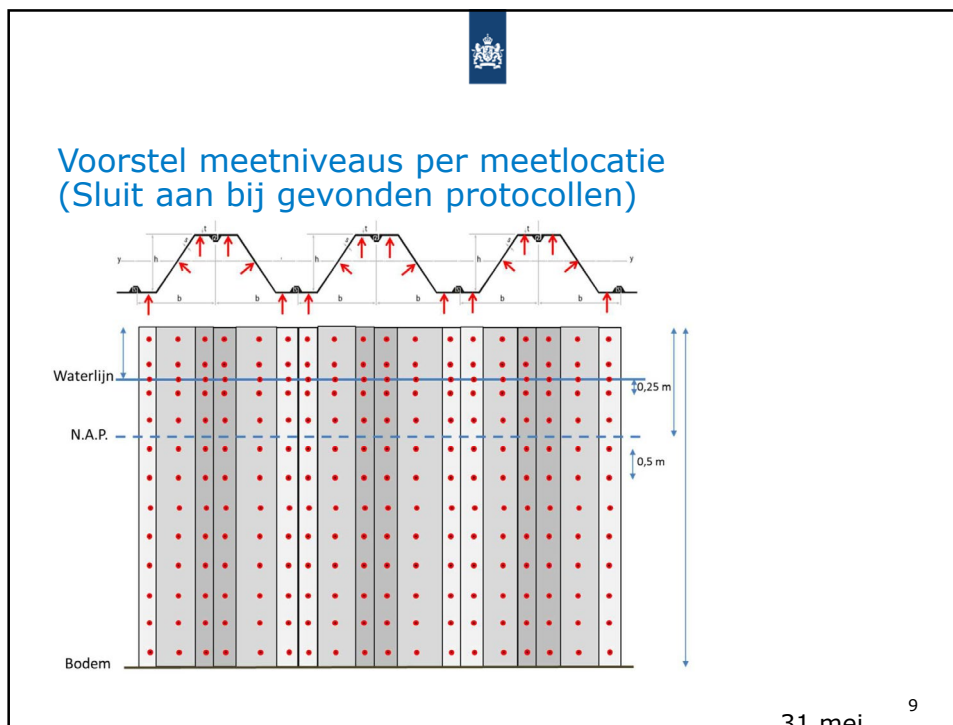



### Voorstel meetconfiguratie diktemetingen per meetniveau (huidige praktijk is 4-6 profielen)



Met 18 meetpunten kunnen systematische verschillen tussen de voor-, achterflens en het lijf met voldoende significantie worden waargenomen

31 mei 8





## Te verzamelen (archief)gegevens

- Coördinaten begin en eind damwandsectie (RD-coördinaten)
- Benaming damwandsectie
- Begin en einde damwandsectie kilometering in lokaal assenstelsel (km)/GEEN
- Type damwand zoals BZ26 + bronvermelding
- Begindikte Flens en lijf
- Warm- of koudgewalst
- Staalkwaliteit + bronvermelding
- Jaar van damwand installatie +bron vermelding
- Coating
- Type coating
- Gemiddelde bodemdiepte (m NAP) + bronvermelding
- Gemiddelde waterstand (m NAP)
- Gemiddeld laagwater (m NAP)
- Gemiddeld hoogwater (m NAP)
- Gemiddelde grondwaterstand (m NAP)

31 mei 11



## Gestandaardiseerde spreadsheet, met automatische statistische bewerkingen en grafieken



31 mei 12



Nationale ervaringsdatabase corrosiemetingen (en plank-eigenschappen)

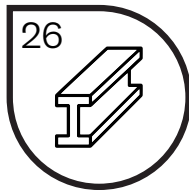


13

Vragen? / discussie



14



Het toetsen van het draagvermogen en de restlevensduur van constructies met (voortschrijdende) schade door alkali-silicareactie (ASR) is op dit moment nog conservatief. Zo kan het optreden van ASR onder water niet worden uitgesloten. Onderzoek binnen het kennisprogramma is er dan ook op gericht om beter inzicht te verkrijgen in het belang van het schademechanisme ASR voor levensduur bij natte kunstwerken.



# Fundamentals of alkali-silica gel formation and swelling: Condensation under influence of dissolved salts

J.H.M. Visser

Dept. of Structural Reliability, TNO, P.O. Box 49, 2600 AA Delft, The Netherlands



## ARTICLE INFO

### Keywords:

Alkali-silica reaction  
Condensation  
Gel time  
Gel formation  
Swelling  
Dissolved salts

## ABSTRACT

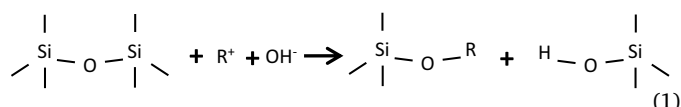
The current theory of ASR gel formation in concrete between silicic acid anions with cations and is unable to explain the differences in concentration required for gel formation between e.g. potassium and sodium or the effect of calcium on the gel formation. In this paper, a new gelation mechanism is explained by means of a condensation between silicic acid anions. The role of salts on the ASR gel formation and gel time is described by their charge screening capacity of the silicic acid, resulting in the decreasing concentration range for gelation:  $\text{Ca} < \text{Mg} < \text{Cs} < \text{Rb} < \text{K} < \text{Na} < \text{Li}$ . A Cation Gelling Strength (CGS) is defined to assess the cation strength when different cations are present. Silica gel formation will moreover in many cases form a calcium silica precipitate rather than a gel that will be difficult to distinguish from CSH formed during hydration.

## 1. Introduction

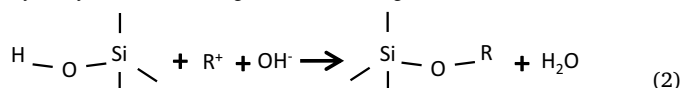
Alkali-Silica Reaction (ASR) in concrete is, as its name implies, the reaction between alkalis (mostly sodium and potassium) and silica in solution. The resulting product is a gel that can swell considerably by taking up water. This gel expansion produces a pressure within concrete that may lead to extensive damage of concrete structures (e.g. [1–4]).

A first concise attempt to model the damage mechanism due to ASR in term of the chemical reaction mechanisms underlying it, was made by Powers and Steinour [5]. They described the expansion of ASR gel in terms of safe and unsafe reactions in concrete with reactive opal as aggregate. They concluded that reactions could be safe or unsafe depending on the relative amounts of calcium and alkalis in the reaction products. If a high calcium concentration was present in the pore water, a non-expansive gel was formed containing a high amount of calcium. However, if the calcium concentration in the pore water was low, alkali-rich swelling gels were formed. Ever since their first postulation of this importance of the composition of the gel, much evidence has been found that affirmed their conclusions. An amendment came from Helmut et al. [6], who concluded on the basis of their review of the research done until 1993, that the ‘rule’ for safe and unsafe reaction seemed to break down only for very high alkali/silica ratios.

Powers and Steinour's model includes a two-step chemical reaction mechanism on the formation of a gel (see also [7,8]) which is based on the view that siloxane (Si–O) bonds within the aggregates are attacked by the hydroxide ions (accompanied by an opposite charged cation  $\text{R} = \text{Na}$  or  $\text{K}$ ) according to:

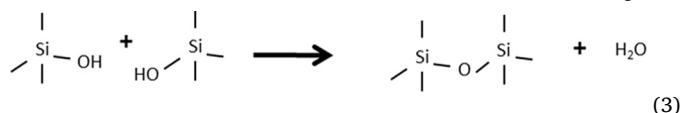


As the silicic acid is a weak acid, it immediately reacts further with hydroxyl ions, liberating water according to:



The model of Powers and Steinour [5] is still used today [9–14], although often a third step is added that takes into account the water uptake in the gel [15,16]. In addition, exchange mechanisms are sometimes included, e.g. by exchanging the alkalis with calcium [8].

The alkali-silicagel as defined in Eq. (2) is based on the assumption that binding of the silicic acid ions by cations in the pore fluid is sufficiently strong to form a gel. However, in a fundamental study on the chemistry of silica, Iler [17] concluded that the binding between the silicic acid anions and these cations is too weak to serve as major binding mechanism of the gel, on the conclusion that these bonds are formed mostly by Van der Waals forces. Instead, Iler [17] proved that the major reaction mechanism in gel formation is the reaction between the silicic acid anions (and its related dissociates) themselves, e.g.:



E-mail address: [jeanette.visser@tno.nl](mailto:jeanette.visser@tno.nl).

<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.11.006>

Received 15 February 2017; Received in revised form 20 September 2017; Accepted 28 November 2017

Available online 26 December 2017

0008-8846/© 2017 Elsevier Ltd. All rights reserved.

This is a condensation reaction, as two (more or less similar) species join under formation of water. In the condensed reaction product, the cations form mostly a (weakly attached) charge compensating adsorbed layer on the gel.

Iler [17] could explain many effects on the formation of the gels that are also observed for alkali silica gels in concrete, although many details remained unclear, especially with respect to the structure of the silica gel itself [18–20]. However, no attempt has been made to investigate the suitability of the condensation theory to ASR in concrete. In this study, the fundamental mechanism of the alkali silica reactions, gel formation and gel swelling potential are (further) developed, by making use of the pioneering work of Iler [17] on sol-gel techniques and knowledge on gel formation in other scientific fields, especially on colloids and clays. No attempt has been made to come to a concise overview on all literature that may have bearing to this discussion, only that literature that illustrates the hypothesis best is referred to.

In the following, first a brief overview on the dissolution and hydrolysis of silica will be given insofar it is of relevance for the mechanism of gel formation and the gel structure that are explained next. Then, a new mechanism for ASR formation will be presented. It will be shown that ASR-formation can be fully explained by condensation of dissolved and hydrolysed silica under addition of charge-neutralizing effect of dissolved, hydrated cations.

## 2. Dissolution and hydrolysis

The first step in the Alkali-Silica Reaction process is the dissolution of silicon atoms (Si) from some form of solid silica ( $\text{SiO}_2$ ) (also called depolymerisation of silica). There is quite some debate in the literature on the exact specie(s) that dissolve(s). According to Crundwell [21], silicon-oxygen bonds are broken at the surface of a silicate solid and produce a range of hydrolysed silicon-oxygen products in the double layer, e.g.  $\text{Si}^{4+}$  with  $\text{SiO}_4^{4-}$  (to maintain charge equilibrium) or any other combination of anions/cations that maintain stoichiometry and charge balance. Beyond the double layer, species form according to the equilibrium condition in the bulk solution. Following Iler [17], another view of the dissolution mechanisms is that is due to a gradual breakage of the oxygen bonds in the solid silica by ‘water attack’: if sufficient charge differences exist at the interface, silicon ions will be or become hydrolyzed. A further increase in water adsorption due to charge inequality (Fig. 1) will lead to more broken bonds, until full dissolution of the silicic acid anion  $\text{Si}(\text{OH})_4$ . The net effect of either model is the same: only water is consumed for dissolution at neutral pH.

The pH of the solution strongly influences the rate of dissolution. As reported in Rajabipour et al. [8], the solubility of amorphous silica (in glass) is fairly low at a neutral pH but increases strongly from about pH 9 onwards (Fig. 2). Crundwell [21] showed that the dissolution rate increases (as the square root of the OH-concentration), with the lowest dissolution rate at a pH of 7. Hence, hydroxides ions can be viewed as

catalysts as they accelerate the dissolution. Their accelerating effect is thought to be due to their adsorption on the silica surface, in proportion to the concentration (i.e. pH). This reduces the surface energy, making it easier for the silicon atoms to leave the surface [17].

The dissolution rate of silica depends on quite a few parameters, for instance on the form of the silica (e.g. quartz, amorphous silica), the presence of impurities (most notably foreign ion inclusions) and particle size. In general, reactivity (and thus dissolution rate) follows the trend  $Q^1 > Q^2 > Q^3 > Q^4$  where the Q notation refers to the number of bridging oxygens around the silicon ion and with an oxygen atom that connects two silicon atoms ( $\text{Si-O-Si}$ ) being a bridging oxygen while the oxygen atoms that connect a silicon atom and either a hydrogen ion or another cation is called a nonbridging oxygen atom. As the  $\text{Si-O}$  bond is very strong,  $Q^4$  is thus the strongest bond type of the silicon atom by four bridging oxygen atoms, while  $Q^1$  is the weakest bond type by just one bridging oxygen atom. Hence, also the degree of hydroxylation of the surface is important, especially for small particles that have a large surface to volume ratio. Experiments described in Iler [17] on acid cleaning of hydroxylated surfaces of silica minerals show that the dissolution rate of the hydroxylated silica decreases to that of non-hydroxylated silica after cleaning.

The total amount of silica that can be dissolved in a solution is determined by the chemical balance between the solid silica and the solution. Fig. 3 gives as example the dissolution of various types of silica in a similar solution, showing that each mineral dissolves at its own rate as well as has its own solubility (the maximum amount of dissolved silica). Iler [17] reports for massive amorphous silica at 25 °C (mostly  $Q^4$ -bonded silica) a solubility constant of 70 ppm  $\text{SiO}_2$ , while for powders and gels (less well bounded, mostly  $Q^2$  and  $Q^3$ ), the solubility of 100–130 ppm  $\text{SiO}_2$ . In general, the presence of other species, especially salts like NaCl, not only increases the dissolution rate but also the solubility [23,24,25]. Icenhower and Dove [26] and Dove [27] found that the accelerating effect of salt on the dissolution became smaller for higher salt concentrations. Ultimately a further increase in NaCl no longer had any effect on the dissolution rate. The enhanced solubility of quartz by sodium chloride is thought to occur because of the  $\text{Si-O}^- \text{Na}^+$  surface complex is weaker than the  $\text{Si-OH}$  complex ([28]).

Fig. 2 shows that in addition to an increase in total silica dissolving with the pH, also the dominant species of the various dissociates changes. Another view of the exact species formed is shown in Fig. 4. The predominant mononuclear species in the solution changes according to the pH from 100%  $\text{Si}(\text{OH})_4$  at a pH of about 6 to 50%  $\text{SiO}(\text{OH})_3^-$  and 50%  $\text{SiO}_2(\text{OH})_4^{2-}$  at a pH of 12.6 (Fig. 4a). With an increase in concentration, also higher order particles like  $[(\text{SiO}_2)_2(\text{OH})_3]^{3-}$  are formed (Fig. 4b).

There are conflicting opinions in the literature whether dissolution of silica is an acidifying or neutral process, but this depends on the pH at which dissolution takes place. The most simple view on this is expressed by Eq. (4) showing that at a neutral pH, dissolution results in

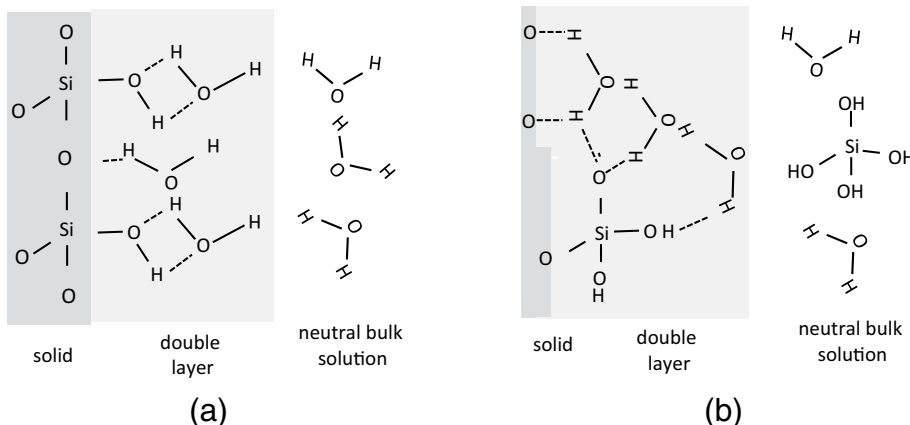


Fig. 1. Visualization of the dissolution process: ‘water attack’ of the hydroxylated surface, dotted connector = weak polar bond, solid connector = ion bond (a) and further breakage of  $\text{Si-O}$  leading to weakening of the silicon bonding and finally dissolution after which the silicic acid molecule will enter the bulk solution (b), for readability not all bonds are shown.

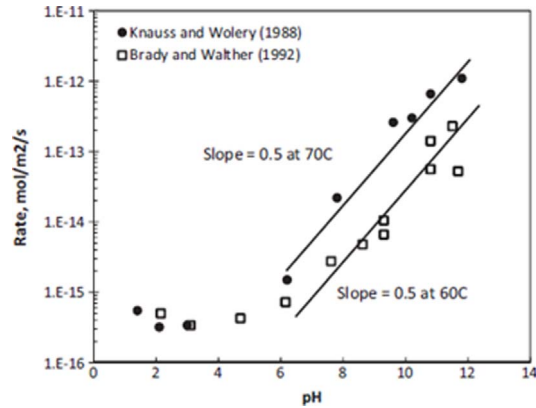
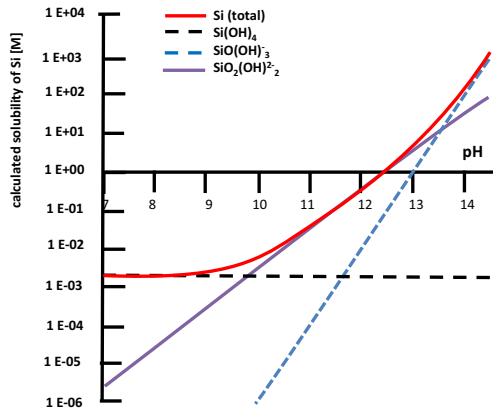


Fig. 2. Solubility of amorphous SiO<sub>2</sub> in water as a function of pH (at T = 25 °C) and dissolution rate of quartz over the full pH range. (Figure after [8] (left); figure from [21] (right)).

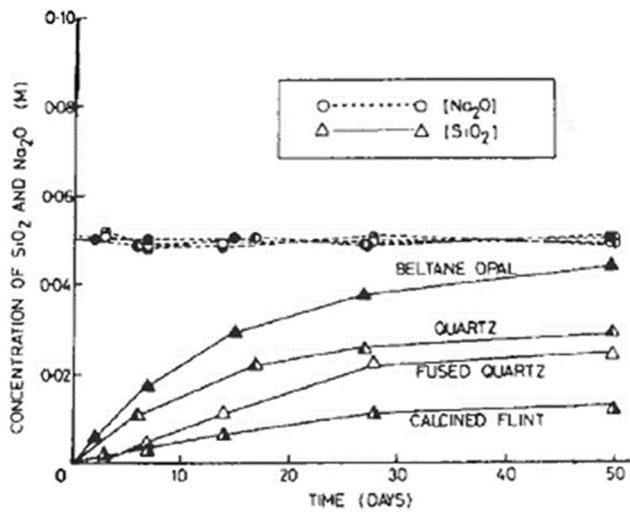
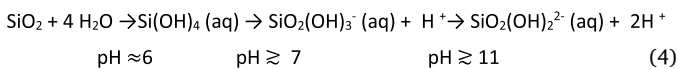


Fig. 3. Dissolution rate and ultimate silicic acid concentration (expressed as SiO<sub>2</sub>) of various types of silica. (From [22]).

neutral species that (as a net effect) consumes only water, hence the dissolution process is neutral. In contrast, at a higher pH, the dissolution is acidifying.



In concrete, in which in general a high pH exists (generally between 12.5 and 13.8 [30]), dissolution of many types of silica will occur, but

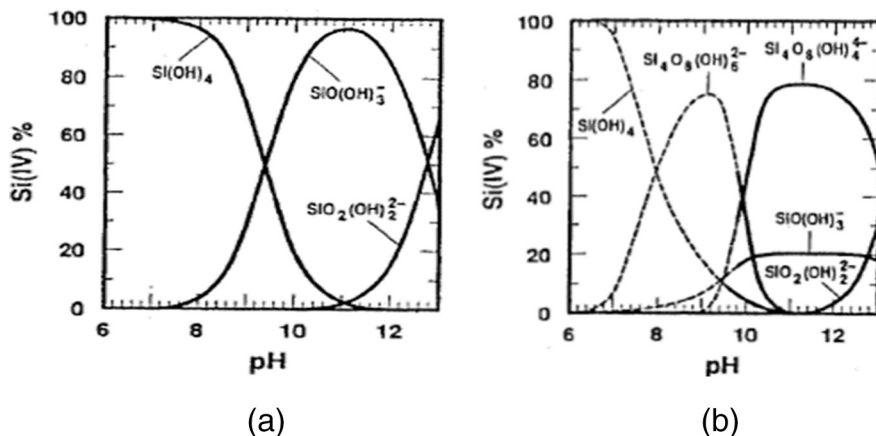


Fig. 4. Distribution of aqueous silicate species at 25 °C in (a) 10<sup>-5</sup> M Si and (b) 0.01 M Si (potentiometer results) showing mostly monomers at low concentration but include higher-order species amongst which cyclic tetramers at high concentration. (Figure from [29]).

this would stop as soon as the pH drop below about 10 (Fig. 2). That this does not happen (and ASR is possible in concrete) is likely due to the buffering capacity of most types of cements, especially Ordinary Portland Cement (OPC). The buffering comes from, amongst others, the cement hydrates, with the best soluble cement hydrate, the calcium hydroxide, going into solution first [31]:

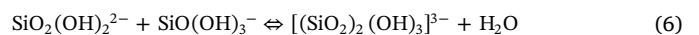


The silica dissolution thus can continue until its solubility is reached (Fig. 2, Fig. 3). A further discussion is given in Section 5.

### 3. Gel formation

#### 3.1. Condensation and polymerization

Upon dissolution, the concentration of the silicic acid anions in the solution increases. When the concentration becomes high enough (Fig. 4b), also higher order particles like [(SiO<sub>2</sub>)<sub>2</sub>(OH)<sub>3</sub>]<sup>3-</sup> are formed by condensation between two Si–O–H groups, e.g. by:



The molecule particles on the left hand side are called monomers, the combined specie a dimer (Fig. 5), similar to the naming in polymers.

Condensation does not necessary stop at the formation of dimers, also higher order species form (Fig. 6) but the formation of large networks through polymerization is often limited to the formation of oligomers (being of several monomer units in size) even when silica reaches its solubility limit [17].

The polymerization process of silica has first been described fully by Iler [17] (Fig. 7) and was found to be well explained on the basis of the

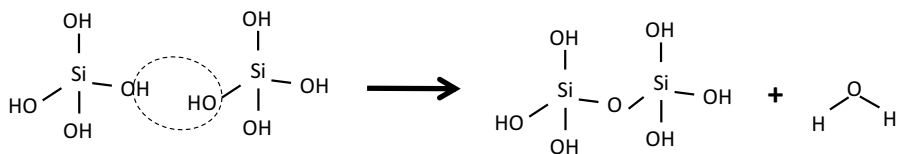


Fig. 5. Condensation of two monomers into one dimer under formation of water.

electrostatic repulsive forces between the silicic acid monomers. At a pH of about 6–7 (path A in Fig. 7), the silicic acid has little dissociates and the most common/only monomer present is  $\text{Si}(\text{OH})_4$  which has no charge. Hence electrostatic repulsive forces are small and monomers can come close enough to condensate. Condensation thus occurs extensively, and when sufficient monomers become linked, a gel is formed. Here, a gel is defined as a solid three-dimensional network that spans the volume of a liquid medium and entraps it.

If the pH is between 7 and 10 (path B in Fig. 7), some condensation will take place, mostly between the neutral species that are still present. However, many silicic acid anions with a monovalent charge are now present (Fig. 2). These will repulse each other and thus cannot come close enough to condensate. With an increase in pH, more and more negatively charged silica acid dissociates will form and the extent of polymerization will decrease. Hence, particles of some size may form but full polymerization is absent. The growth of these oligomer particles becomes more restricted with increasing pH due to the increase in more and higher charged anions. As a result, a stable colloidal suspension of silicic acid particles of some size will form. By definition, a solution with particles (of certain size) is called a sol. Hence, with the formation of particles form the dissolved monomers, the solution changes into a sol and remains a sol.

According to Iler [17], condensation takes place in such a way that maximizes the number of Si–O–Si bonds and minimizes the number of terminal OH groups through internal condensation. This preference leads to particles for  $7 < \text{pH} < 10$  (rather than chains). The particles condense to the most dense state, leaving the OH-groups on the outside.

3.2. The influence of salts on gel formation: charge screening

Cations like Na, K and Ca of dissolved salts have a profound influence on gel formation. From experiments on colloids [32], it is known that in hydrophobic sols only the valence of a cation is of importance: all monovalent cations have the same effect on gel formation, as do all divalent cations, etc. In terms of electrolytic concentrations required to gel a sol in a fixed amount of time, it was for instance found that all monovalent ions (Li, Na, K) required the same concentration (58 mmol/l). However, higher valence cations require consecutive lower concentration for gelation: divalent ions (Mg, Ca, Ba) about 0.6 mmol/l and trivalent ions (Al, Ce) around 0.09 mmol/l [32]. Exceptions to this rule are, amongst others, heavy metals and  $\text{H}^+$ -ion. The decrease in dissolved salt concentrations to bring about gelation is thus no less than a factor 100 between monovalent and divalent cations.

The difference in gelation concentrations can be explained by the charge screening effect of the cations which proved to be well explained by the electric double layer theory (see e.g. [24,33,34]). Fig. 8 shows a simple model of this layer. Around any charged surface in an electrolytic solution, a double layer forms as a consequence of opposite charged particles from the solution that are attracted to this surface. This gives rise to an absorbed layer of ions from the solution having,

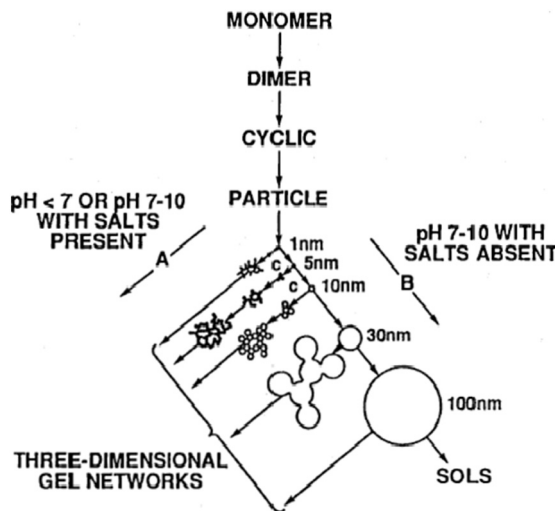


Fig. 7. Gel - sol formation scheme. (From [17]).

amongst others, a much higher concentration at this surface than in the bulk electrolytic solution. The inner layer of this double layer goes by various names (and correlated definitions) like Helmholtz layer or Stern layer and is very strongly attached to the surface. In the second, outside layer, the diffusion layer, the forces on the ions in the electrolytic solution from the charged particles slowly become less until they are similar to that of the bulk of the electrolytic solution.

The properties of the double layer greatly influence the formation of the gel. When two charged silicic acid particles are present in each other's vicinity in pure water, there will be a distance at which they start to feel each other's charge as a repulsive force that keep them apart. This force can be seen as a (total) potential energy (Fig. 9a), consisting of an attractive (Van der Waals) potential energy and a repulsive (electrostatic) potential energy. For two particles to come near, quite some energy has to be exerted to force them within a distance where the potential energy is larger than zero. The higher this total potential energy is, the more energy is required. Only particles with sufficient speed will have sufficient energy to cross this potential barrier to condense.

A way to reduce the potential energy barrier of two like charged particles is by adding an electrolyte (e.g. a dissolved salt) to the solution. Opposite charged ions now form a shielding double layer that becomes more effective at shielding at higher concentrations (Fig. 9b) or at higher valences. At an increase in concentration, the potential energy decreases, even to the point where the potential energy is smaller than zero.

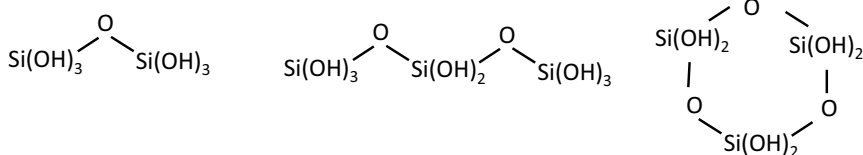


Fig. 6. Structures of dimer and trimers (no (earth-)alkali-ions, only cross linking of monomers and no dissociates shown); notice the difference in hydroxide groups between the end and central silica groups and ring trimer.

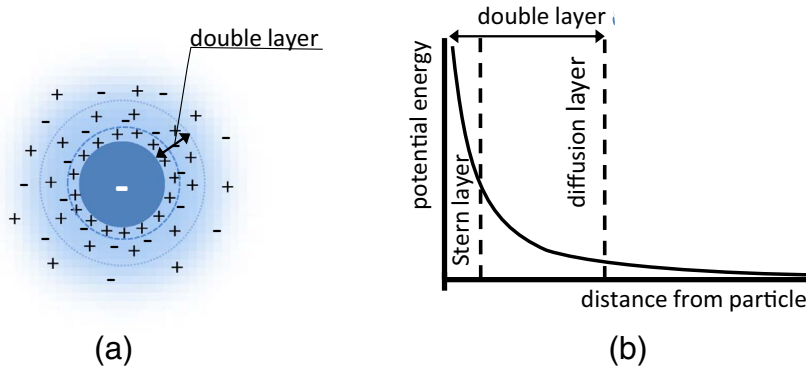


Fig. 8. Illustration of the double layer around a particle (a) and potential energy due to the electrical double layer (b).

3.3. Hydration effect on the charge screening salts

The charge screening effect of dissolved salts in water is not as effective in most solutions or sols as described in the previous section because they are present in hydrated form. Hydration occurs both for the silicic acid anions and the cations (Fig. 10), as a consequence of the polarity of the water molecules. The polarity of water stems from an unequal charge distribution, being slightly negative at the oxygen atom and slightly positive at the hydrogen atoms. As a consequence, the polar water molecules are attracted to charged particles and orient themselves according to the charge of the particles. The first layer of water molecules is called adsorbed water layer and can be really strongly bound to the point that they behave more like a solid than a fluid. Hence, they are often contributed to the solid part, resulting e.g. in chemical formula like  $[\text{SiO}_2(\text{OH})_2 \cdot (n\text{H}_2\text{O})]^{2-}$  with the  $n$  indicating a variable number of water molecules (being usually 4 for silica acid particles according to [17]).

Also the cations are hydrated in water (e.g.  $\text{Na}^+ = (\text{Na} \cdot 6(\text{H}_2\text{O}))^+$ ), but the number of hydrated water molecules and their bond strength may differ. According to Collins [35], a calcium ion tightly binds six water molecules around it while a smaller magnesium ion can accommodate only four. In general, similar valence cations with a larger ion radius (and more protons) have less strong bonded hydrate water. For example: a potassium ion has 16 electrons distributed over in three shells of 2, 8 and 8 electrons respectively, while a sodium ion has only 10 electrons divided over two shells. Therefore, the ion radius of potassium is larger. As a consequence, the binding of the water molecules is weaker and spread across a larger area, making their shielding less perfect than for the smaller sodium ion. The effective charge of a hydrated potassium ion then is higher than for a hydrated sodium ion. Thus, potassium ions are more effective in shielding the charge of the silicic acid anions than sodium ions and the concentration of potassium to bring about gelation will be lower. Reversely, it can be said that small ions keep their water molecules closer to themselves and despite their smaller size, form a much less effective charge shield with respect to gelation. The hydration effects are illustrated in Fig. 11, in a set of

three ‘hydration rules’:

- (a) An unhydrated cation has a charge similar in proportion to its valence:  $\nu e$ , with  $e$  the elementary charge and  $\nu$  its valence
- (b) A hydrated cation has a charge that is reduced by the presence of the hydration layer, which can be depicted as having a charge of  $\delta -$ . The net charge of the hydrated cation is therefore  $\nu e - \delta -$ ,
- (c) Small cation (lower ion radius) binds water more strongly and has a smaller effective charge than a larger cation with the same valence:  $\nu e - \delta - -$ ,

On the basis of the ‘hydration’ rules, it can be expected that in electrolytic solutions, the net charge of the hydrated cations increases with period and group of the periodic system:

- Group 1:  $\text{Li} < \text{Na} < \text{K} < \text{Cs} < \text{Rb}$
- Group 2:  $\text{Be} < \text{Mg} < \text{Ca} < \text{Sr} < \text{Ba}$

It was found from experiments on many different materials (e.g. [32,36]) that in many colloids the required concentration to bring about gelation indeed follows the effective charge order with cations with the lowest effective charge due to hydration (Li) requiring the highest concentration to bring about gelation. This series is the so-called Hoffmeister series as Hoffmeister was the first to show that the stability of a colloidal solution of proteins can be drastically different upon the addition of different salts of the same valence, even if all other parameters (such as the salt concentration) are kept constant (e.g. [36]).

Prove of the influence of salts on silicic gel formation according to the Hoffmeister series has been found in the results of the experiments of Van Der Linden et al. [20]. They measured gel times for five different monosalts and found the gel time to decrease over four orders of magnitude by simply increasing the concentration. If the salt concentrations were high enough, gel time was almost instant. The instant gelation concentrations, defined here as the gelation concentrations at a gel time of 0.1 min, are given in Table 1 and are found indeed to

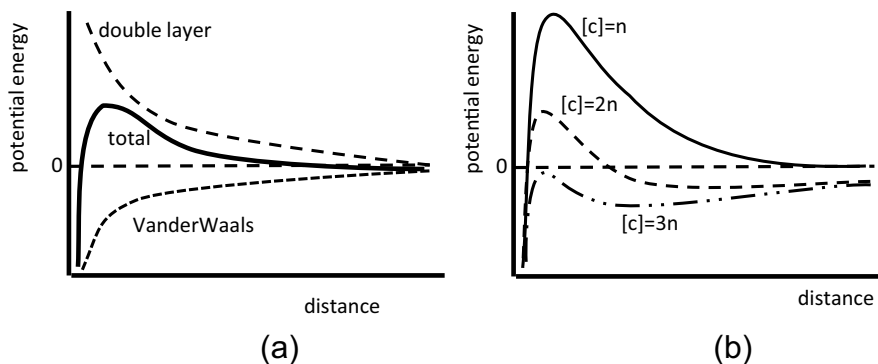


Fig. 9. Schematized potentials around a hydrated particle in an electrolytic solution (a) and influence of the ion concentration  $[c]$  of concentration of  $n$ ,  $2n$  and  $3n$ , on the total potential energy (b). (After [33]).

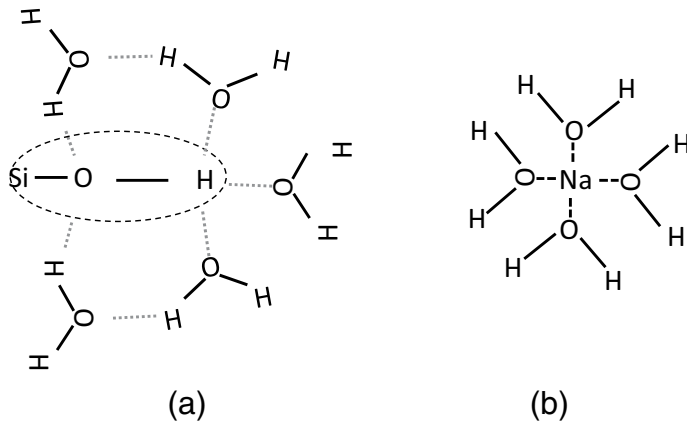


Fig. 10. Part of a hydrated Si-O-H group (in the dashed circle) (a) and a hydrated sodium cation (b).

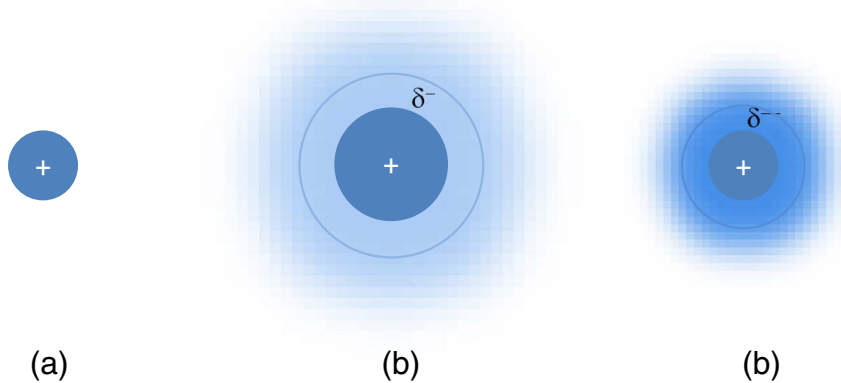


Fig. 11. Illustration of the ‘hydration ‘rules’: unhydrated cation with smallest radius but largest effective (a) larger cation hydrated with a weakly bonded hydration layer with a smaller effective charge than the unhydrated cation (b), and same cation as in (a) but hydrated with strong bonded water resulting in the smallest effective charge (c).

**Table 1**  
Instant gelation concentration for the monovalent chloride salt; pH during the experiments not determined.  
(Data from [20]).

	Instant gelation concentration (M)	Instant gelation concentration relative to Na	Cation gelation strength relative to Na
LiCl	2.12	1.96	0.52
NaCl	1.08	1.00	1.00
KCl	0.58	0.54	1.86
RbCl	0.43	0.40	2.50
CsCl	0.29	0.27	3.70

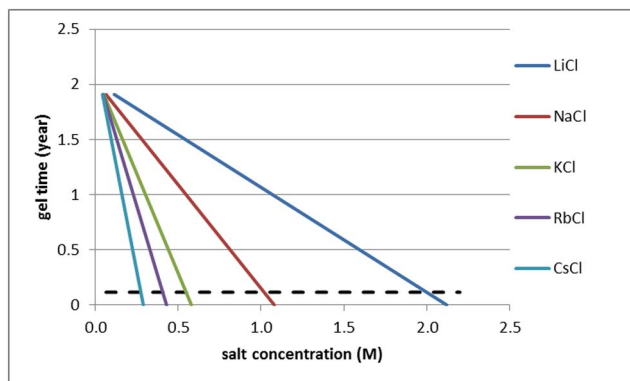


Fig. 12. Extrapolated gel time, maximum gel time measured in the experiments is about 6 weeks, broken line in the graph, dashed line is the maximum measuring time.  
(Data from [20]).

decrease with type of cation according to the Hoffmeister series. The gel strengths of the cations relative to sodium are also given in Table 1, being defined as the reciprocal value of the instant gelation concentration. Van Der Linden et al. [20] measured concentration versus gel time up to 6 weeks. Their results including an extrapolation of the gel time up to two years are shown in Fig. 12.

Fig. 12 shows that the gel time goes to a constant value of about 2 years when the concentrations of any of the monosalts is zero and, trivially, the effect of the salt type vanishes. This extrapolation may however be invalid. Iler [17] concluded that gelation at a pH above 7 without salts was impossible. According to his observation, it is more likely that close to salt concentration of zero, gel times increase to infinity. All above discussed results and conclusions are summarized in Fig. 13.

For hydrophobic gels, Kruyt [32] found that the effect of divalent cations on gelation was 100 times higher. Results of experiments by Hamouda and Amiri [37] on gel times of a 4.5 to 5 wt% sodium silicate solution indicate a similar order of efficiency upon gelation in silica gels. Their experimental results (Fig. 14) show that the gel time drop almost linearly with the calcium and magnesium dichloride concentrations. The effect of calcium and magnesium is almost similar. Extrapolating the results to an instant gelation (at 0.1 min), the divalent chloride salt concentration required for instant gelation is approximately 0.018 to 0.030, depending on the concentration and pH of the water glass solution. This is indeed two orders of magnitude lower than the sodium chloride concentration required for instant gelation found by Van Der Linden et al. [20] (Table 1).

A final observation on the behavior of dissolved salt on gelation concerns the combined effect of salt and pH changes. Hamouda and Amiri [37] performed some experiments in which they changed the pH of sodium silicate solutions by adding HCl, investigating the simultaneous change of the chloride and hydroxide ions. For a constant sodium



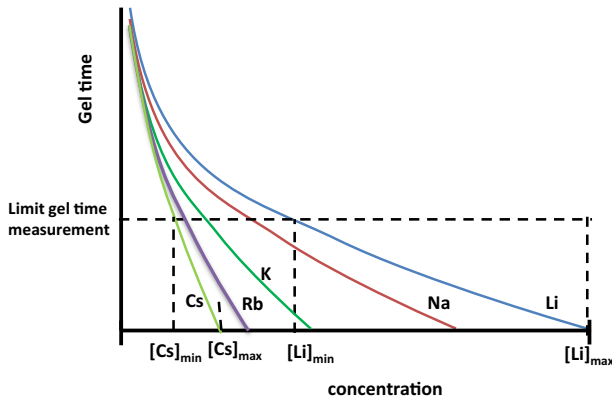


Fig. 13. Expected gel time as a function of the monochloride salt concentrations, and minimum- maximum gel time concentrations – only shown for Li and Cs (fixed silicic acid anion concentration). Minimum concentration based on a predefined maximum gel time and maximum concentration at instant gelation (defined at 0.1 min).

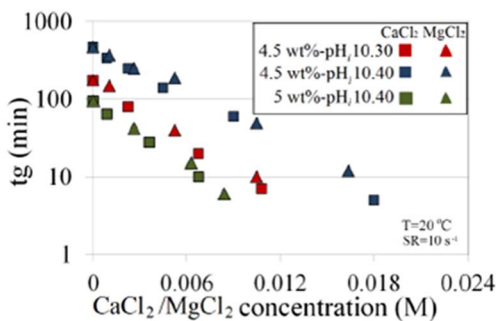


Fig. 14. Gel time in various sodium silicate concentrations and pH solutions as a function of CaCl<sub>2</sub> and MgCl<sub>2</sub> (pH<sub>i</sub> of ion-free solutions). (From [37]).

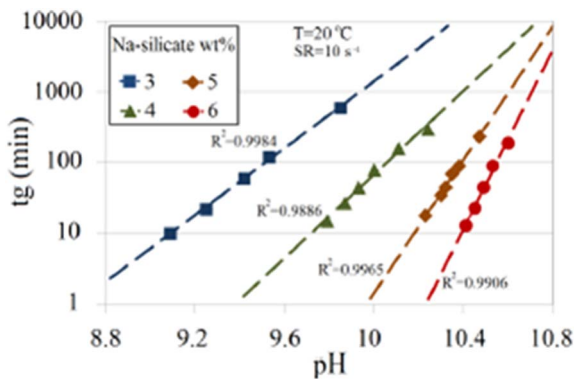


Fig. 15. Gelation time as function of the pH and Na-concentration, by adding HCl. (From [37]).

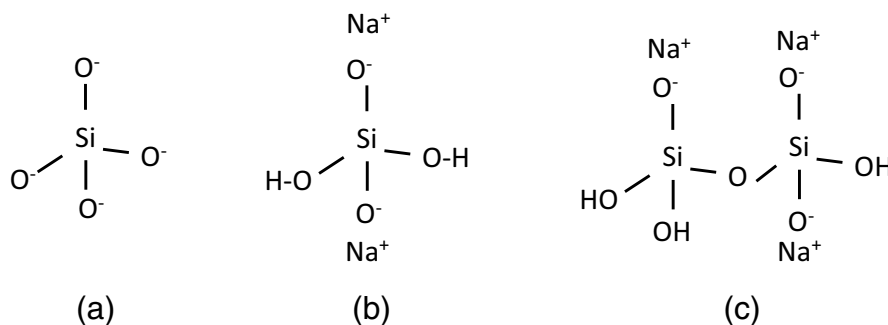


Fig. 16. Charge distribution of the basic unit SiO<sub>4</sub><sup>4-</sup> (a), schematized structure of monomer [SiO<sub>2</sub>(OH)<sub>2</sub>]<sup>2-</sup> with two sodium cations for charge compensation (b) and dimer from [SiO<sub>2</sub>(OH)<sub>2</sub>]<sup>2-</sup> and [SiO<sub>2</sub>(OH)<sub>3</sub>]<sup>-</sup> with three sodium cations for charge compensation with the oxygen between the two silica atoms being the only bridging oxygen atom (c), hydration shells are not shown.

silicate concentration (Na/Si-ratio = constant), the gel time increased linearly with an increase in pH (Fig. 15), in agreement with similar experiments performed by Iler [17]. This increase in gel time is brought about by an increase in the amount of charged silica acid anions with an increase in pH. In the pH of the experiments, according to Fig. 4a, the amount of charged silicic acid anions shifts from approximately 15% of SiO(OH)<sub>3</sub><sup>-</sup> at a pH of 8.8 (and the remaining silica acid anions being neutral) to almost 100% silicic acid at a pH of 10.8. From these experiments it can be concluded that it is not the sodium/silicic acid ratio that will determine the shield capacity and thus the gel time but rather on the total charge of cations/total charge of silicic acid anions, with the latter being a function of the pH.

Based on the above observations, a Cation Gelling Strength of the solution (CGS) for concrete (with Na, K and Ca as the major cations in the pore solution) can be defined as:

$$CGS = k_0(k_1[Na] + k_2[K] + k_3[Ca])/([SiO(OH)_3 + 2[SiO_2(OH)_2]) \quad (7)$$

in which the constants k<sub>n</sub> (n = 1,3), take into account the ‘gelation strength’ of the cations and k<sub>0</sub> is a proportion constant. To first order, the gelation strength depends on the effective charge of the hydrated cation. A first approximate guess of the constants based on the described experiments results in k<sub>1</sub> = 1, k<sub>2</sub> = 1.8 and k<sub>3</sub> = 100. In addition, it has been concluded that the cation gelling strength depends on the sum of charge of the silicic acid anions, which to first order depends on the pH. The gel time is inversely proportional to the cation gelling strength for most practical gel times, according to Fig. 13, but becomes exponentially larger for small cation concentrations.

#### 4. Gel properties

##### 4.1. Gel structure

The gel structure in the presence of dissolved salt is, like that of the ‘salt free’ gel, formed by silicic acid tetrahedrons with four oxygen ions as endmember that each have an effective charge of -e (Fig. 16a). Each of the oxygen ions can be linked with a hydrogen ion, a cation (b) or another silicic acid ion (c). As observed by Iler [17], cations are only weakly bonded to silica acid anions, while the hydrogen bonding is stronger but the strongest bonds is formed by the Si-O bonds. Hence, the silicic acid anions serve as so-called network formers, while the cations serve as opposite charges for the non-bridging oxygens in the silicic acid particles/gel as illustrated in Fig. 16c. Although also cations will contribute to the cohesion (and strength) of the sol or gel, this contribution is modest [17], especially for those hydrated cations that have a very weak effective charge (like Li and Na).

The repetitive structure of the silica gel is formed by SiO<sub>2</sub>-units, e.g. for a pure calcium chain polymer, the repetitive structure is CaOSiO<sub>2</sub> (excluding hydration water) with a Ca/Si ration of 1. This ratio will become progressively lower if the ‘chain gel’ matures into a more cross linked gel in which the Q<sup>3</sup>/Q<sup>2</sup> ratio increases and Q<sup>4</sup> bonds appear. On the other hand, if for the pure calcium gel the gelation is not yet

**Table 2**  
Swelling of bentonite and beidellite clays with various adsorbed cations.  
(From [38]).

Clay mineral	Swelling (dm <sup>3</sup> /kg clay)		
	Ca	K	Na
Bentonite	2.50	8.55	11.8
Beidellite	0.91	0.50	4.02

complete and many end members are present in shorter chain polymers, the Ca/Si ratio can be larger than 1. Notice that also H may serve as charge compensating cation, forming OH groups as end members. Hence, an increase in Ca/Si ratio is not necessary observed.

#### 4.2. Swell potential

After gel formation, both the hydration water of the silicic acid anions and the hydrated cations that serve as charge compensation of the charged surface of the silicic acid gel become less mobile simply because the gel is less mobile. They can be said to have become adsorbed. However, the bond distances in the Si–O–Si groups are smaller than the bonds that were present before condensation. As a consequence, the charge distribution within the gel changes and with this also the distribution of the particles (hydration water and cations) surrounding it. However, it can be expected that strongly hydrated cations as well as the silicic acid anions will maintain (most of) their hydration layer when gel formation takes place. This in turn reduces the water concentration in the enclosed sol more than it reduces the ion concentrations (i.e. one calcium ion is taking about 6 water molecules with it and the silicic acid anions usually four) and the concentration of the remaining ions in the sol increases. This principle of concentration increase in the enclosed sol upon gel formation has been described by Kruyt [32] for sugar dissolved in a hydrophilic organic colloid. When the freezing point was measured of sugar dissolved in water alone, a freezing point depression was found in accordance to the concentration of the dissolved sugar. When next a hydrophilic colloid was added to the sugar solution, a freezing depression was found beyond its initially concentration, indicating that the concentration of dissolved sugar in the sol was increased. This was found to be due to the binding of the water to the gel. Since the sugar molecules were unable to leave the gel, the concentration difference could only be levelled out by an inflow of water from the exterior. The concentration difference thus induced an osmotic pressure and swelling of the gel. Because of the large amount of available water and the free expansion possibility of the gel, the swelling pressure was found to increase until the 3D-network was destroyed by the amount of water it took up. Rather than ‘cracking’, the gel dissolved back into a sol.

In contrast to the sugar experiments described by Kruyt [32], not only water will become adsorbed to silica gel formed in the presence of a dissolved salt, but also cations. Concentration differences in the sol encapsulated in the gel now are a result of differences in absorbed cation/water amounts. It is expected that most cations hydrated in a sol retain their hydration layer when the gel forms but when their hydration water is only weakly bonded, part or all hydrate water may be lost. For instance potassium is known to lose sometimes all its hydration water, in contrast to sodium. Numerous examples of this phenomenon are known in practice, e.g. from the human cell. Collins [35] for instance reported that the charge of potassium is so shielded by its electron shells in liquid water that unlike sodium and calcium ions, they do not carry their hydrate water with them *in transport*. Thus, potassium ions can often be transported through e.g. membranes on account of their smaller unhydrated ion radius, in contrast to the higher hydrated radius of e.g. sodium.

No experimental results have been found on the bonding of cations or water to silica gel. On the other hand, clay minerals show in many

ways similar behavior to silica gels despite being layered aluminate silicates (e.g. [34,38–40]) and their behavior in swelling is well known. Swelling of clay is often visualized by the same principle of formation of double layers with adsorption of (hydrated) cations between two charged clay platens. The clay mineral is said to be saturated if sufficient cations and water are present between its platens to cancel out the repulsive charge. When the degree of saturation is < 100%, a relatively high ion concentration exists between the two clay platens and such a clay mineral will absorb water and swell when water is presented to the material. This effect forms the basis of clay swelling tests, in which it is investigated how much water has to imbibe between two charged clay particles with various types (but similar amounts) of cations in order to have charge equilibrium at the end of the swelling. Lal and Shukla [38] reported results of swelling experiments of two different clay minerals with various cations (Table 2). A high swelling of bentonite clays with sodium as cation was found, with successively less swelling for potassium and calcium as cation. This well-known phenomenon for bentonite clays is used to stabilize Na-swelling clay by adding calcium. The sensitivity to swelling of clay minerals is found to follow the Hoffmeister series Ca > K > Na as well. Luckham and Rossi [39] found similar results for montmorillonite. They reported for montmorillonite that if the cations are mono-valent and strongly hydrated (Li, Na) the expansion is larger. Montmorillonite saturated with polyvalent cations do not expand beyond an interlayer separation of 10 Å. Similar results were reported by Sposito [34]. Hence, also for clay swelling, the lower charge compensation of the hydrated sodium, as compared to hydrated potassium and hydrated calcium, requires high amounts of water to research equilibrium. For beidellite (Table 2) deviating results were found for the Hoffmeister series for potassium, which may indicate that potassium may have shed its hydration water in beidellite but not in bentonite. Also in many clay minerals only (unhydrated) potassium is found as charge compensator between clay platens [34,38,40].

The relation between gel formation and osmotic swelling for silica has been tested by Verbeck and Gramlich [42]. Their results (Fig. 17) show that that swelling upon dissolution of reactive opal in a 3% NaOH solution increases initially very fast and then settles into a steady state that is continuous for more than three weeks without showing any slowdown. When adding solid calcium hydroxide to the 3% NaOH solution, the expansion rates decrease but whether the ultimate expansion is reduced as well cannot be learned from these tests. Only for the test at 3 g calcium hydroxide, no expansion was found. Instead a slight shrinkage was found of the material in the container with the reactive aggregate.

Verbeck and Gramlich [42] concluded that dissolution and formation of reaction products were completed quite early in the test, and further swelling was due to an attempt to level out concentration differences between the osmotic cell chambers. Helmuth et al. [6] deemed this unlikely and attribute the increasingly lower swelling in the presence of increasingly higher amount of solid calcium hydroxide to the formation of a calcium containing silica gel. If correct, ultimately a gel is formed with swelling capacities according to their Ca/Na(K)-ratio's. Then there are two major effects on the swelling potential of silica gel: the cation concentration at gel formation and the amount of adsorbed cations on the gel, both being to first order determined by the charge shielding capacity of the (hydrated) cations. Thus, in comparison with the low shielding of the hydrated sodium ions, hydrated calcium ions having a high shielding capacity requiring low concentrations for gel formation and result in a relatively low absorption to the gel, maintaining low concentration differences in the interior sol with the exterior. A third, possible effect is that the calcium containing gels are likely stiffer than sodium containing gels because of the stronger bonding of hydrated calcium ions to the gel (see further Section 4.5).

Whether or not the gel will swell is determined by the presence of moisture. If unlimited moisture is available, swelling will continue until the concentration inside and outside the gel are similar. From the dissolved sugar experiments of Kruyt [32], it has been learned that water

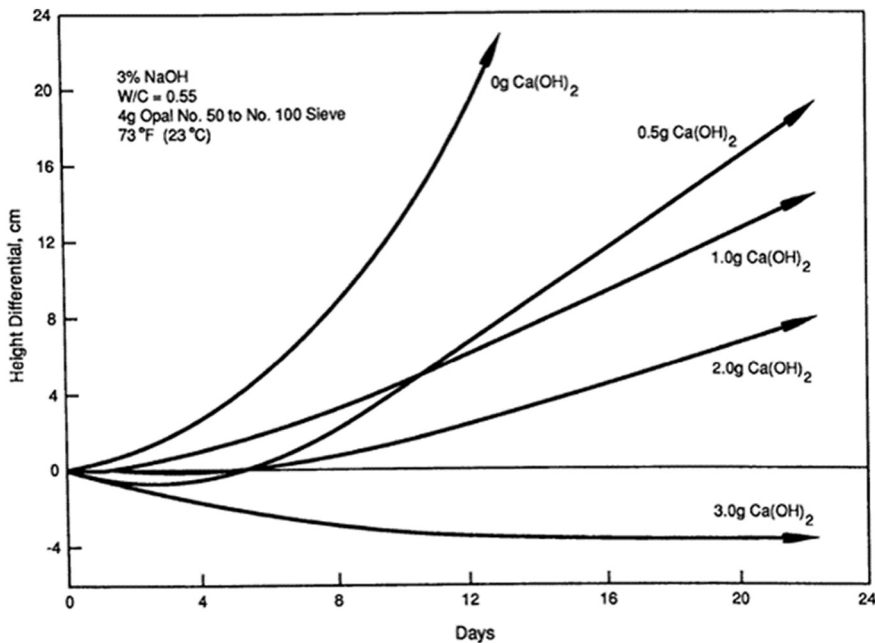


Fig. 17. Effect of calcium hydroxide on swelling in the osmotic cell test. (From [42]).

uptake can be unlimited and swelling will lead dissolution of the formed gel again. More stiff (i.e. higher calcium gels or more condensed gels) will likely not dissolve again but rather crack.

#### 4.3. Ageing and shrinkage of gel

When a sol gels, it forms the final links to create a 3D-network. The sol loses its fluidity and takes on the appearance of a gel. The gel structure at the gel point is not final: further cross linking by condensation reactions keeps changing the structure [18] since there is still a sol within the gel network. The smaller particles within the sol continue to attach themselves to the network. This process is called ageing. More and more labile OH-groups disappear and the Si-atoms are getting more and more cross-linked. NMR-analyses show a decrease in Q<sup>2</sup>-bonds and an increase in Q<sup>3</sup>- and Q<sup>4</sup>-bonds with ageing [41]. At room temperature, this change can continue for months, or even years [18]. By creating new (cross-linked) bonds, the sol stiffens and strengthens. At some point, the gel will be no longer truly a gel anymore, but a solid. This transition may be gradual, accompanied by a change in behavior (from viscous plastic to elastic behavior).

The network is initially compliant, hence segments of the gel network can still move close enough to allow further condensation. This induces shrinkage because the siloxane bond (Si-O-Si) takes less space than the two individual silanol (Si-O-H) groups from which it is derived [18]. At the same time, water is produced during condensation, diluting the concentration of ions in the sol encapsulated in the gel and decreasing the osmotic pressure. With ageing the swelling capacity of the gel thus will reduce. Due to the shrinkage of the gel, there even may be an excess amount of water in the enclosed sol which then is repulsed (e.g. [17,37]). This is called syneresis.

An open question concerning the effect of ageing is if ongoing condensation in the gel will result in a better charge balance within the gel. If so, desorption of the water and hydrated cations will reduce the swelling potential of the gel even further.

As a final effect of ageing, it is worth mentioning that the loosely held (monovalent) cations are likely readily exchanged for more strongly held (divalent) cations. A consequence of the difference in bond strength between the different cations and the gel, is that there is also a strong preference for cation exchange, also according to the hydration rules. This means that loosely held cations are readily exchanged for more strongly held cations, an effect well known for both

silica gels and clay (e.g. [37,38]). The cation exchange is an equilibrium process: the amount of cation exchange depends also on the (relative) concentrations of the cations in the solution or sol (e.g. [34]).

#### 4.4. Gelation versus precipitation

Although the discussion on the influence of electrolytic concentrations has concentrated on gels, it also applies to precipitates. The major difference between a gel and a precipitates in the case of silicic acid sols seems to be a matter of silicic acid concentrations: at a sufficient high silicic acid concentration, there is sufficient silicic acid to form a volume-spanning gel. If the silicic acid concentration is low, no volume spanning gel can form but this does not mean that no condensation takes place. Instead particles may grow (Fig. 7) that will precipitate when having sufficient mass to overcome the buoyant force on them. The balance between gel formation or precipitates may be delicate. For instance, Hamouda and Amiri [37] observed a white precipitation formed during their tests in which calcium and magnesium chlorides were added to water glass solution (Fig. 14). However, a slight reduction in pH (by adding some HCl) resulted in an immediate gelation instead of precipitation. An explanation to this change in behavior can be as follows: although the sol became slightly diluted upon adding acid, in both situations nearly the same amount of silicic acid anions is present. The largest change upon a reduction of the pH will be a reduction of the charge of the silica acid anions (Fig. 4a). At the lower pH side of the boundary between gel formation and precipitation, the lower total charge of silica acid anion is just sufficiently low for the combined concentration of sodium, calcium and magnesium to gelate the sol. At the higher pH side of the boundary, the available cation concentration is insufficient to charge compensate all silicic acid anions for a gel to form. Instead, particles appear in sufficient size and mass to lead to precipitation/sedimentation. The composition of the precipitates was not investigated.

Iler [17] observed that a sol condenses to denser particles under influence of divalent cations, while for monovalent cations, the preference seems to be the formation of long(er) chains, or at least to less dense particles that more resembles the sol from which they condense. This observation seems to be confirmed by the experiments performed by Gaboriaud et al. [41]. They conducted an experiment in which calcium hydroxide at a low concentration (Ca(OH)<sub>2</sub>, 0.08 mol/l) was added to a sodium silicate solution. Next they measured the aggregation

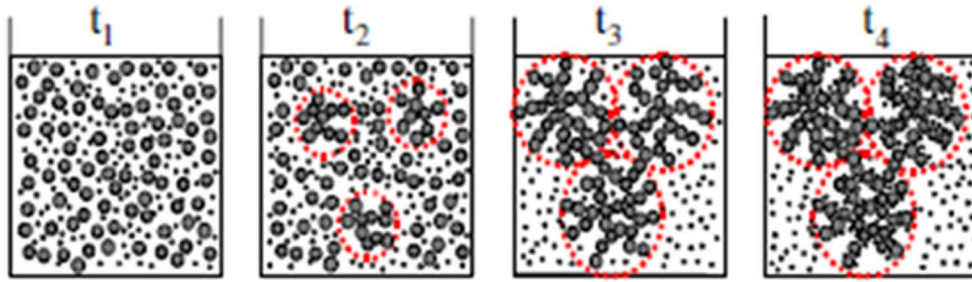


Fig. 18. Visualization of the aggregation in sodium silicate solution poisoned with 0.08 mol/l  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . (From [41]).

of the sol (Fig. 18). The precursor sol was composed of a mixture of 30% monomers and 70% oligomers (radius 3 and 6 Å). The addition of calcium ions to the solution led to aggregation, as illustrated in Fig. 18. Gaboriaud et al. [41] further reported that the densification of the gel network went on even after the experiments were stopped, but its rate progressively slowed down because of approaching the total consumption of monomers remaining in the sol. They concluded that if sufficient monomers would have been present, ultimately full gelation might have been obtained. The composition of the formed aggregated particles was not reported.

Although the experimental evidence is not very strong, a difference in formation for mono- and di-valent cations may exist from the formation of highly cross linked, dense particles for divalent ions versus formation of (possibly) longer chains with less cross links for the monovalent cations. As a consequence, higher silicic acid concentrations are required to come to a full gelation of gels formed by divalent cations, due to the higher density of the particles they form. At silicic acid anion concentration lower than required for gelation, precipitation may occur instead.

#### 4.5. Gel strength

There is little information available on the silica gel strength. Hamouda and Amiri [37] found that gel time and gel strength were interrelated (Fig. 19). The presence of  $\text{Ca}^{2+}$  and  $\text{Mg}^{2+}$  ions is shown to increase gel strength. With a Na-silicate content of 4.5 wt%, for example, at a pH of 10.3 and a temperature of 20 °C, gel strength almost tripled and was reached about eight times faster at the combined tested concentration of 0.009 M, based on the average effect from the coexistence of both cations. No further information has been found on the gel strength, however, there must be a strong relationship between the amount of cross linking/degree of condensation in the gel and the strength (and stiffness).

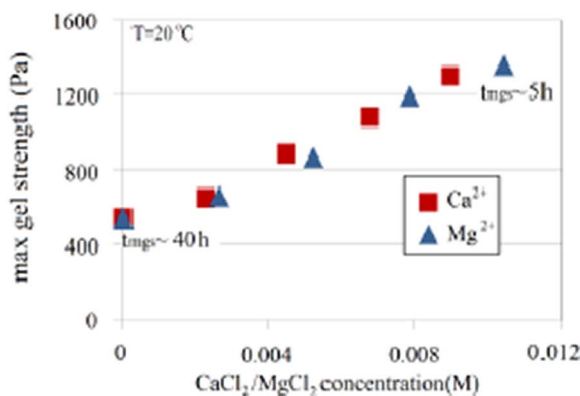


Fig. 19. Gel strength as function of the divalent cation concentration. (From [37]).

#### 5. Discussion on the silica gel formation in concrete

From the previous sections, it was found that a key factor in gel formation and gel composition is the cation concentration. For concrete, this is, initially, determined by the pore solution. Helmuth et al. [6] summarized research on pore solutions of concrete. They reported that after a few weeks of hardening, the pore solution in most OPCs is essentially an alkali hydroxide solution that reaches a more or less constant concentration. In low alkali (containing) cement, the calcium concentration was low yet not negligible whereas in high alkali cements, the calcium concentration in the pore water was considerably reduced. Cement hydrates with a progressively lower Ca/Si ratio have also a lower equilibrium pH (Fig. 20). For OPC, the Ca/Si ratio is high and in addition, solid calcium hydroxide is present. For concrete with high amount supplementary binder, solid calcium hydroxide may be absent due to the low amount of calcium available and the cement hydrates that form have a lower Ca/Si ratio [47]. If the cements have a high alkali content, however, the pH is independent of the Ca/Si ratio of the cement hydrates [31]. On this basis, it can be expected that in high alkali-containing cement, having a high pH and no calcium in their pore water, pure alkali silica gels will be formed, as is also found in practice [6]. Helmuth et al. [6] reported on the basis of published data other gel compositions in concrete as well:

- In dilute solutions saturated with alkali hydroxide and little calcium, alkali silicate hydrate (N/K-S-H) with some calcium precipitated;
- in dilute solution saturated with calcium hydroxide but without alkali, two products are formed with highly reactive aggregates: a silica gel with a Ca/Si ratio of 0.15–0.20 and a poorly crystalline C-S-H with a Ca/Si range of about 1.2–1.4;
- in dilute solutions saturated with calcium and alkali hydroxide, calcium alkali silicate hydrate (C-N/K-S-H) precipitated with a low alkali content. When the calcium concentration was reduced to a low value by this precipitate, the reactive silica was found to continue to dissolve until it reached its solubility limit at a lower pH.

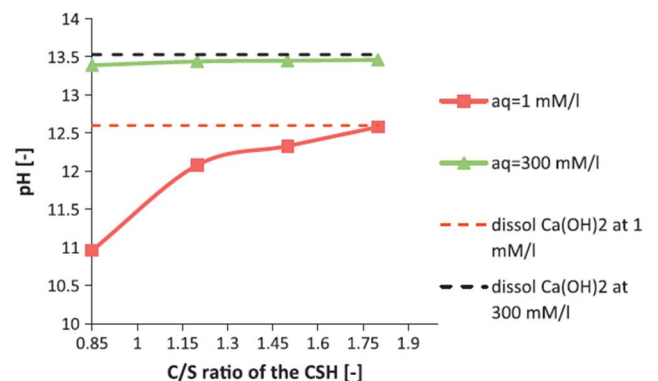


Fig. 20. Equilibrium pH in the pore water as a function of the Ca/Si (C/S)-ratio of the cement hydrates and the influence of sodium hydroxide concentration (aq). (From [31]).

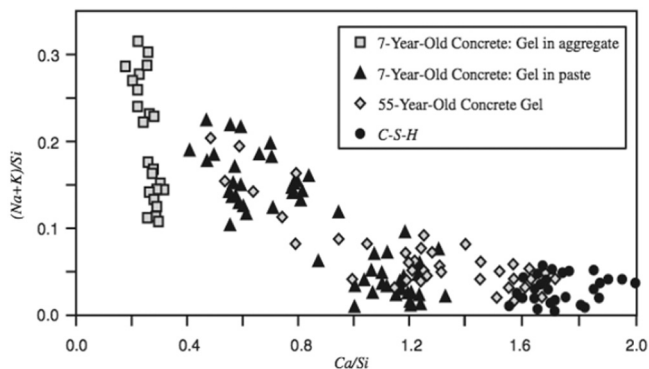


Fig. 21. Alkali/silica and calcium/silica ratios in ASR-gel. (From [43]).

These summarized results are consistent with the gelation/precipitation mechanisms described in Sections 3 and 4. The observations moreover indicate a location dependency of the gel types formed. For concrete with calcium in the pore water, pure calcium silica gels with a Ca/Si ratio of 0.2 can develop close to the reactive aggregates where the silicic acid concentration can be expected to be highest and the low Ca/Si ratio indicate a fairly well cross linked gel. Away from these aggregates, with lower silicic acid concentrations, less well ordered precipitated C-S-H is formed having a Ca/Si of 1.2 indicating a lower degree of condensation, with likely shorter chains and lower cross linking as described in Section 4.4.

The location dependency of the gel composition was also observed by Thomas [43] who investigated gel composition in concrete separating them in gel in the aggregates and gel in the cement paste. From his results (Fig. 21), the following can be deduced:

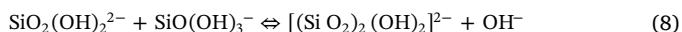
- all gels contain calcium, even those in the aggregates which have the lowest Ca/Si ratio of circa 0.2, making it likely that the investigated concrete had calcium in its pore water;
- in the aggregates, the gels contained also some alkalis: the (Na + K)/Si ratio varies between 0.1 and 0.3, with the lowest values relating to the highest calcium values. The variation may be a consequence of a non-homogeneous pore solution composition in which case it illustrates that the calcium concentration has a higher influence on the gel formation as its variation is minor in comparison to the variation in alkali content;
- the capacity of the silica gel to accommodate the alkalis seems to decrease with the uptake of calcium, the (Na + K)/Ca ratio decreases almost a factor 10, from 0.5 in the gel to 0.05 in the high calcium CSH. Readily available calcium hydroxide has likely supplemented new calcium ions after precipitation of the silica gel;
- there seems to be a slow shift (comparing the 7 and 55 year old gel) towards a more calcium rich gel over time/with age although the lowest Ca/Si ratios is also at 55 years still approximately 0.4, there are more gel locations with a Ca/Si ratio between 1.2 and 1.6, probably due to cations exchange.

A concise mechanism for gel formation in concrete now can be made, in which especially the pH seems to be determining the process:

- (1) Dissolution of silica in concrete is pH dependent. The higher the pH, the faster the dissolution. Solubility and dissolution rates depend on the type of silica aggregate. Limiting pH for dissolution will for many types of aggregates be around pH 10.5.
- (2) Dissolution of silica at the high pH of concrete is an acidifying process. Any cement paste will try to buffer the pore sol until depletion, by dissolution of that phase according to its solubility pH. Initially Ca(OH)<sub>2</sub> and later CSH will release both Ca and OH, in the

latter case progressively calcium poorer CSH at progressively lower equilibrium pH are formed (in a cascading reaction). At the same time, dissolution of the reactive silica slows down as a consequence of the lower pH as well and will be less acidifying due to its lower charge. Thus, there exists an equilibrium pH where equilibrium between condensation – dissolution exists.

- (3) During the cascading pH decrease, further silica gel (or precipitate) condensation may take place by releasing hydroxide ions from the gel, and in this way also ‘releases’ its charge compensation cations. When this mechanism takes place, instead of a water producing polymerization step according to Eq. (6), now a hydroxide ion is released:



This condensation step reduces the charge of the gel and increases the pH of the solution. The governing factor is once more the pH, as the charge of the gel is depending on the pH (e.g. Fig. 4). It therefore is unlikely that this mechanism takes place beyond the new equilibrium at (progressing) lower pH during the dissolution process.

- (4) The equilibrium pH for alkali rich cements is high (up to pH 14 and more). This also reduces the calcium concentration to almost zero and the pore solution is essentially a alkali hydroxide solution prior to the silica dissolution. If this concentration is high enough, acidification due to silica dissolution will take a long time to lower the pH of the pore water to a point where calcium hydroxide will dissolve. Hence, the silicic acid concentration can raise until gelation occur. In this case, pure ASR-gels will form which are expansive.
- (5) As calcium brings about aggregation of dissolved silica at lower concentrations than monovalent alkalis, initially precipitated CSH will form in alkali-poor concrete. High calcium containing gels and precipitates are non-expansive, although they still may exert some pressure due to their higher volume as compared to the original materials. Mostly new precipitated CSH will be formed, with the exception at high silicic acid anion region, such as possibly in or at the surface of the aggregates, where locally calcium silica gels may form. It is expected that progressive dissolution leads to lower Ca/Si ratios due to a lower charge of the silica gel with pH.

## 6. Conclusions

Silica gel formation is a condensation mechanism between silicic acid anions and higher order species which at the high pH in concrete cannot occur without the help of cations that serve as charge neutralization of the otherwise repulsive silicic acid anions. The charge neutralization effect depends on the efficient charge of the cations and is lowest for the smallest monovalent hydrated ions. Hence, the efficiency of the cations to form a gel reduces from Ca > Mg > Cs > Rb > K > Na > Li (Hoffmeister series). The effects of the salts have been concluded to be additive on the basis of which a Cation Gelling Strength (CGS) can be defined as ratio of the sum of all cations proportionally to their efficient charge and divided by the total charge of the silicic acid anions. As the total charge of Si(OH)<sub>4</sub> species is pH dependent, the cation concentrations for gelation need to be higher at high pH. Condensation rate increases and thus gel time decreases with concentration. The gel time is inversely proportional to the cation gelling strength for most practical gel times.

A similar dependency on the Hoffmeister series for osmotic pressure and the swelling capacity was concluded to exist as they are expected to be largest for the cations with the smallest effective charge. While the concentration difference arising over the gel will determine its swelling capacity, it is the composition of the gel that determines its resistance against this swelling (in addition to the concrete surrounding it). Together they will determine whether damage occurs. For viscous gels (mostly the (K, Na)-rich gels with little cross linking), a large water uptake may result in the reverse transition from gel to sol, which is

unlikely to happen for the more brittle, calcium based gels.

The stiffening and shrinkage of gel with age is brought about not only by an increasing degree of condensation but also by cation exchange, also according to the Hoffmeisters series.

Although the monochloride salts follow the Hoffmeisters series with respect to their charge efficiency, it is also known that for other anions, exceptions exist [32]. Much of the uncertainty in charge screening efficiency stems from the uncertainty in the exact structure of hydrated ions. This is an area of ongoing research (e.g. [35,44,45]). The structure of the hydrated ions depends on, amongst others, temperature, concentration and presence of other ions in the solution [46]. In addition, hydration typically involves multiple shells- the first shell is affected directly by the ion charge density, while the second shell is predominantly influenced by the hydrogen bonding interactions between solvent molecules (often denoted as inner shell and outer shell(s)). Concentration is particularly important for the size and thus charge screening capability of the salts. Moreover, salt may form water separated ion pairs and direct ion pairs, particularly at higher concentrations where there is competition from solute and solvent for the remaining water molecules, reducing the total number of water molecules involved in inner shell hydration. The effects of anions and cations may further not be additive between different salts. The Hoffmeister series therefor have to be applied with care, as different orders may exist depending on the conditions and the used anions (e.g. [36]).

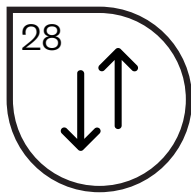
Although it could not be proven irrevocable, the presence of divalent cations also induce more often precipitation than gelation as they seem to form more cross linked, denser particles in comparison of the more open, less cross linked particles of the monovalent cations. Precipitation with divalent cations occurs at much lower silicic acid anions concentration than gel formation with monovalent cations, and thus occurs at a much earlier stage from the viewpoint of dissolving silica aggregates.

Applying the gel formation mechanism to concrete, it can be concluded that provided that sufficient silicic acid is available and transport is possible, silica gel formation will occur when silica aggregates dissolve, but not necessary at a rate that is observable and in many cases precipitated calcium silica gels will form that may be difficult to distinguish from CSH formed during hydration. Progressively larger alkali/calcium ratios in the gel (formation) will likely induce larger swelling potentials. Although limiting alkali concentrations for cements have been established to prevent *damaging* ASR, the contribution of calcium still has to be included. In addition, a better assessment has to be included with respect to the dissolution rate (in relation to the amount) of the aggregates themselves, as the amount of charged silicic acid anions to first order determine the amount of cations required for gelation. This may be the cause of the often observed pessimum for reactive aggregates in accelerated tests: swelling is found to increase with the amount of reactive aggregates up to a certain content only, after which the swelling reduces again with aggregate content [48,49]. Assuming a constant dissolution rate for the aggregates, the major effect of the increase of amount of aggregates is an increase in silicic acid anions. Assuming further a constant alkali concentration, the amount of gel formed will increase with aggregate content (and thus amount of silicic acid anions) up to the point that the increase in silicic acid anions reduces the gelation (rate) as their repulsive effect can no longer be compensated by sufficient alkalis. On the other hand, in highly concentrated sols which may exist at high contents of reactive aggregates, the amount of surface adsorbed (earth-) alkalis may become different as competition for water may result in a loss of (part of the) hydration water of both gel and cations. This in turn may result in a much stronger binding of the (unhydrated or only partly hydrated) cations to the gel which likely reduces the swelling considerably. The nature of the silica gel surface and its charge dependency on pH, as well as the binding mechanism of the cations are yet to be established in more detail to elucidate these effects.

## References

- [1] BRITe, Manual for the Preliminary and Detailed Assessment of Reinforced Concrete Structures, Part 2 – ASR Affected Structures, (1996).
- [2] Bureau of Reclamation, History Essays from the Centennial Symposium. Vol. I and II, (2008).
- [3] R. Chartwood, AAR in Dams & Hydroproject, Lecture Notes from 'Short course on Management of Alkali Aggregate Affected Structures: Analysis, Performance and Prediction'. Paris, France, Lecture notes September 15, 2009, 2009.
- [4] B. Godart, J.G.M. Wood, Appraising structures affected by the alkali-aggregate reaction, Proc. Inst. Civ. Eng. Constr. Mater 169 (3) (Jun. 2016) 162–171.
- [5] T.C. Powers, H.H. Steinour, An interpretation of some published researches on the alkali-aggregate reaction part I—the chemical reactions and mechanism of expansion, J. Am. Concr. Inst. 51 (2) (1955) 497–516.
- [6] R. Helmuth, D. Stark, S. Diamond, M. Moranville-Regourd, Alkali-Silica Reactivity: An Overview of Research, Washington, SHRP-C-342 (1993).
- [7] V.E. Saouma, R.A. Martin, M.A. Hariri-Ardebili, T. Katayama, A mathematical model for the kinetics of the alkali-silica chemical reaction, Cem. Concr. Res. 68 (2015) 184–195.
- [8] F. Rajabipour, E. Giannini, C. Dunant, J.H. Ideker, M.D.A. Thomas, Alkali-silica reaction: current understanding of the reaction mechanisms and the knowledge gaps, Cem. Concr. Res. 76 (Jul. 2015) 130–146.
- [9] T. Ichikawa, M. Miura, Modified model of alkali-silica reaction, Cem. Concr. Res. 37 (9) (Sep. 2007) 1291–1297.
- [10] S. Chatterji, N. Thaulow, A.D. Jensen, Studies of alkali-silica reaction. Part 5. Verification of a newly proposed reaction mechanism, Cem. Concr. Res. 19 (2) (1989) 177–183.
- [11] S. Chatterji, Chemistry of alkali-silica reaction and testing of aggregates, Cem. Concr. Compos. 27 (7–8) (Aug. 2005) 788–795.
- [12] S. Diamond, A review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms 1. Alkalies in cements and in concrete pore solutions, Cem. Concr. Res. 5 (4) (1975) 329–345.
- [13] J. Verstraete, L. Khouchaf, M.H. Tuilier, Contributions of the environmental scanning electron microscope and X-ray diffraction in investigating the structural evolution of a SiO<sub>2</sub> aggregate attacked by alkali-silica reaction, J. Mater. Sci. 39 (20) (2004) 6221–6226.
- [14] S. Poyet, et al., Chemical modelling of alkali silica reaction: influence of the reactive aggregate size distribution, Mater. Struct. 40 (2007) 229–239.
- [15] L.J. STRUBLE, S. DIAMOND, Swelling properties of synthetic alkali silica gels, J. Am. Ceram. Soc. 64 (11) (1981) 652–655.
- [16] E. Garcia-Diaz, J. Riche, D. Bulteel, C. Vernet, Mechanism of damage for the alkali-silica reaction, Cem. Concr. Res. 36 (2) (Feb. 2006) 395–400.
- [17] R.K. Iler, The chemistry of silica: solubility, polymerization, colloid and surface properties, and biochemistry, Lavoisierfr (1979) 892.
- [18] C. Brinker, G. Scherer, Sol-gel science: the physics and chemistry of sol-gel processing, Adv. Mater. 3 (10) (1990) 912.
- [19] H.E. Bergna, Colloid chemistry of silica, Adv. Chem. Ser. 234 (2) (1994) 695.
- [20] M. Van Der Linden, B.O. Conchúir, E. Spigone, A. Niranjana, A. Zaccone, P. Cicuta, Microscopic origin of the Hofmeister effect in gelation kinetics of colloidal silica, J. Phys. Chem. Lett. 6 (15) (Aug. 2015) 2881–2887.
- [21] F.K. Crundwell, The mechanism of dissolution of minerals in acidic and alkaline solutions: part II. Application of a new theory to silicates, aluminosilicates and quartz, Hydrometallurgy 149 (Oct. 2014) 265–275.
- [22] L.S. Dent Glasser, N. Kataoka, The chemistry of 'alkali-aggregate' reaction, Cem. Concr. Res. 11 (1) (1981) 1–9.
- [23] S. Bernal, Advances in near-neutral salts activation of blast furnace slags, RILEM Techn. Letters 1 (2016) 39–44.
- [24] P.W. Atkins, Physical Chemistry, Oxford University Press, Oxford, 1998.
- [25] J.A. van Lier, The Solubility of Quartz, Drukkerij en Uitgeverij v/h Kemick en Zoon, Utrecht, The Netherlands, 1965.
- [26] J. Icenhower, P. Dove, The dissolution kinetics of amorphous silica into sodium chloride solutions: effects of temperature and ionic strength, Geochim. Cosmochim. Acta 64 (24) (2000) 4193–4203.
- [27] P.M. Dove, The dissolution kinetics of quartz in sodium, Am. J. Sci. 294 (1994) 665–712.
- [28] G.S. Wirth, J.M. Gieskes, The initial kinetics of the dissolution of vitreous silica in aqueous media, J. Colloid Interface Sci. 68 (3) (Mar. 1979) 492–500.
- [29] C.F. Baes, R.E. Mesmer, The Hydrolysis of Cations, Wiley, New York, 1976.
- [30] G. Plusquellec, M.R. Geiker, J. Lindgård, J. Duchesne, B. Fournier, K. De Weerd, Determination of the pH and the free alkali metal content in the pore solution of concrete: review and experimental comparison, Cem. Concr. Res. 96 (2017) 13–26.
- [31] J.H.M. Visser, Influence of the carbon dioxide concentration on the resistance to carbonation of concrete, Constr. Build. Mater. 67 (2014) 8–13.
- [32] H. Kruyt, Inleiding tot de Fysische Chemie en de Colloid Chemie in het Bijzonder, Uitgeverij H.J. Paris, Amsterdam, 1951.
- [33] J. Polte, Fundamental growth principles of colloidal metal nanoparticles - a new perspective, CrystEngComm 17 (5) (2015) 6809–6830.
- [34] G. Sposito, The Chemistry of Soils, 1st ed, Oxford University Press, Oxford, UK, 2004.
- [35] J.C. Collins, A Story of Natural Molecular Evolution from atoms and water to the living cell, [Online]. Available [http://www.molecularcreation.com/Docs/AStoryofNaturalMolecularEvolutionfromAtomsandWatertotheLivingCellbyJoeCollinsPhD-Rev\\_Oct\\_2015.pdf](http://www.molecularcreation.com/Docs/AStoryofNaturalMolecularEvolutionfromAtomsandWatertotheLivingCellbyJoeCollinsPhD-Rev_Oct_2015.pdf), (2015), Accessed date: 24 November 2016.
- [36] M. Chaplin, Water structure and science. Hoffmeister series, [Online]. Available [http://www1.lsbu.ac.uk/water/hofmeister\\_series.html](http://www1.lsbu.ac.uk/water/hofmeister_series.html), (2016), Accessed date: 28 August 2016.

- [37] A.A. Hamouda, H.A.A. Amiri, Factors affecting alkaline sodium silicate gelation for in-depth reservoir profile modification, *Energies* 7 (2) (Feb. 2014) 568–590.
- [38] R. Lal, M. Shukla, *Principles of Soil Physics*, CRC, Amsterdam, 2004.
- [39] P.F. Luckham, S. Rossi, Colloidal and rheological properties of bentonite suspensions, *Adv. Colloid Interf. Sci.* 82 (1) (Oct. 1999) 43–92.
- [40] M. Pansu, J. Gautheyrou, *Handbook of Soil Analysis: Mineralogical, Organic and Inorganic Methods*, Springer, Berlin Heidelberg, 2006.
- [41] F. Gaboriaud, A. Nonat, D. Chaumont, A. Craievich, Structural model of gelation processes of a sodium silicate sol destabilized by calcium ions: combination of SAXS and rheological measurements, *J. Non-Cryst. Solids* 351 (4) (Feb. 2005) 351–354.
- [42] C. Verbeck, G. Gramlich, Osmotic studies and hypothesis concerning alkali-aggregate reaction, *Proc. Am. Soc. Test. Mater.* 55 (1955) 1110–1131.
- [43] M.D.A. Thomas, The role of calcium hydroxide in alkali recycling in concrete, in: I.O.J. Skalny, J. Gebauer (Eds.), *Materials Science of Concrete Special Volume on Calcium Hydroxide in Concrete*, American Ceramic Society, Westerville, OH, 2001, pp. 269–280.
- [44] O. Ouni, N. Derbel, N. Jaïdane, M.F. Ruiz-López, The K<sup>+</sup> hydration shell structure in non-polar and low-polar environments, *Comput. Theor. Chem.* 990 (Jun. 2012) 209–213.
- [45] L. Han, S. Galier, H. Roux-de Balmann, Ion hydration number and electro-osmosis during electro dialysis of mixed salt solution, *Desalination* 373 (2015) 38–46.
- [46] Y. Zhou, et al., Watermolecular structure-order in the NaX hydration shells (X = F, Cl, Br, I), *J. Mol. Liq.* 224 (2016) 730–736.
- [47] B. Lagerblad, Carbon dioxide uptake during concrete life cycle – state of the art, CBI Report 2:2005, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 2005.
- [48] J. Lindgård, Ö. Andiç-Çakır, I. Fernandes, T.F. Rønning, M.D.A. Thomas, Alkali–silica reactions (ASR): literature review on parameters influencing laboratory performance testing, *Cem. Concr. Res.* 42 (2012) 223–243.
- [49] A. Shayan, The pessimum effect in an accelerated mortar bar test using 1 M NaOH solution at 80 °C, *Cem. Concr. Compos.* 14 (1992) 249–255.



Verkennd onderzoek naar het positieve effect van zijdelingse grondondersteuning op de constructieve sterkte van dunwandige (gecorrodeerde) constructieve elementen. Heeft in vervolg geleid tot document 10.





Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2018*

## **Technische levensduur**

De invloed van inbedding door de grond  
op de lokale (in)stabiliteit van een  
klasse 4 damwandprofiel

Mark Post (Deltares)  
Hans Brinkman (Deltares)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2018-BKW-03a001  
Versie : 1.0  
Datum publicatie : 1 oktober 2019





In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken** (KpNK) werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken [vindt-kan worden gevonden](#) op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken” binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat** (NKWK). Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Mark Post - [mark.post@deltares.nl](mailto:mark.post@deltares.nl)

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2018 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

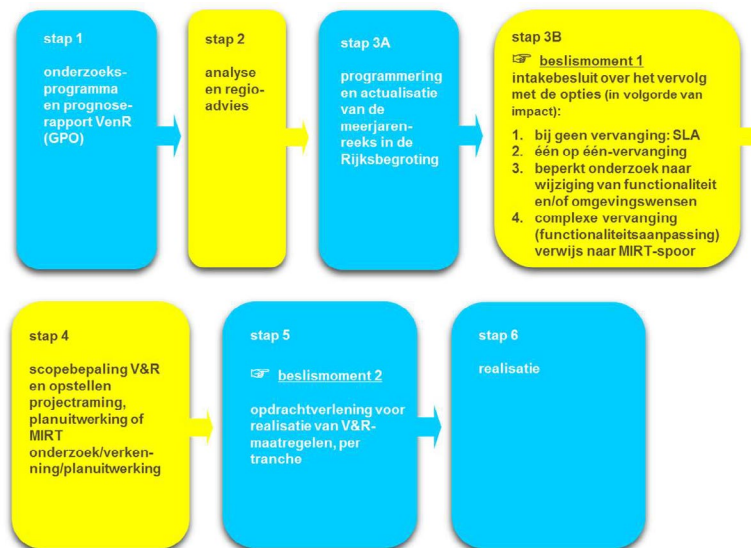




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zicht op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2018*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2017 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis en ArcelorMittal.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op het onderliggende onderzoeksrapport “The influence of soil embedment on local instability of a Class 4 profile”. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2018. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# The influence of soil embedment on local instability of a Class 4 profile

### Aanleiding

Voor een meer kosteneffectieve betrouwbare toepassing van stalen damwanden is een (fysisch) meer realistisch rekenmodel van de constructie nodig waarmee de invloed van de dominante onzekerheden op het gedrag kunnen worden beschouwd. Een van deze onzekerheden is het knikgedrag (lokale instabiliteit) van dunwandige stalen damwanden (als gevolg van corrosie) in combinatie met een inbedding van de damwand in de omringende grond. Op dit moment is er geen inzicht in hoeveel extra capaciteit inbedding door de omringende grond deze (conform de indeling in Eurocode 3) klasse 4 profielen biedt; dit aspect wordt in ontwerp en beoordelingen dan ook volledig verwaarloosd.

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Er wordt verwacht dat de inbedding van een stalen damwand door de omringende grond een positieve invloed zal hebben op de capaciteit van deze constructie, omdat deze inbedding de lokale knikeffecten onderdrukt. De grootte van de invloed zal afhangen van de grondsoort waarin de damwand is ingebed. Vooral bij dunwandige stalen damwanden kan dit aspect voor de capaciteit van belang zijn.

Het onderliggende rapport presenteert de resultaten van een verkennende onderzoeksfase met behulp van het Eindige Elementen Methode (EEM) programma PLAXIS 3D waarvoor de volgende doelen zijn gesteld:

- 1) Verificatie: in hoeverre kan PLAXIS 3D lokale knikeffecten met plaalementen modelleren?
- 2) Zijn de effecten van inbedding in de omringende grond op lokale knik van de damwand significant?  
Dus is het de moeite waard om de effecten van inbedding nader te onderzoeken?

### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

De aanpak heeft allereerst bestaan uit een verificatie dat PLAXIS 3D (ten minste enkele) mogelijkheden heeft om lokale knikeffecten en de invloed van bodeminbedding te evalueren. Vervolgens zijn analyses uitgevoerd van een aantal vereenvoudigde situaties met behulp van een plaalement met een slankheid van 1,00 (i.e. plaatbreedte = 300 mm, plaatdikte = 6,5 mm), waarbij de grondsoort die de inbedding van het plaalement 'verzorgt' is gevarieerd van (slap) veen tot en met (sterk) zand.



### Onderzoeksresultaten en synthese

De resultaten uit de verschillende PLAXIS 3D-analyses van een eenvoudig plaalement suggereren:

- Slappe, normaal geconsolideerde grond (zoals veen en zachte klei) heeft slechts een beperkte positieve invloed op de piekweerstand tegen lokale knik van het beschouwde dunwandige plaalement. De winst van ondersteuning door inbedding in de omringende grond is minder dan 5%.
- Stijve klei en los zand hebben een grotere positieve invloed op de piekweerstand tegen lokale knik van het beschouwde dunwandige plaalement. De winst van ondersteuning door inbedding in de omringende grond is meer dan 5%.
- Voor platen met een slankheid groter dan 1,00 zal de impact van de ondersteuning door inbedding in de omringende grond naar verwachting groter zijn.
- De invloed van ondersteuning door inbedding in de omringende grond op het gedrag na optreden van lokaal plooien (post-buckling behaviour) is nog niet verder onderzocht, mogelijk dat de grond inbedding hier ook een positieve bijdrage kan leveren.

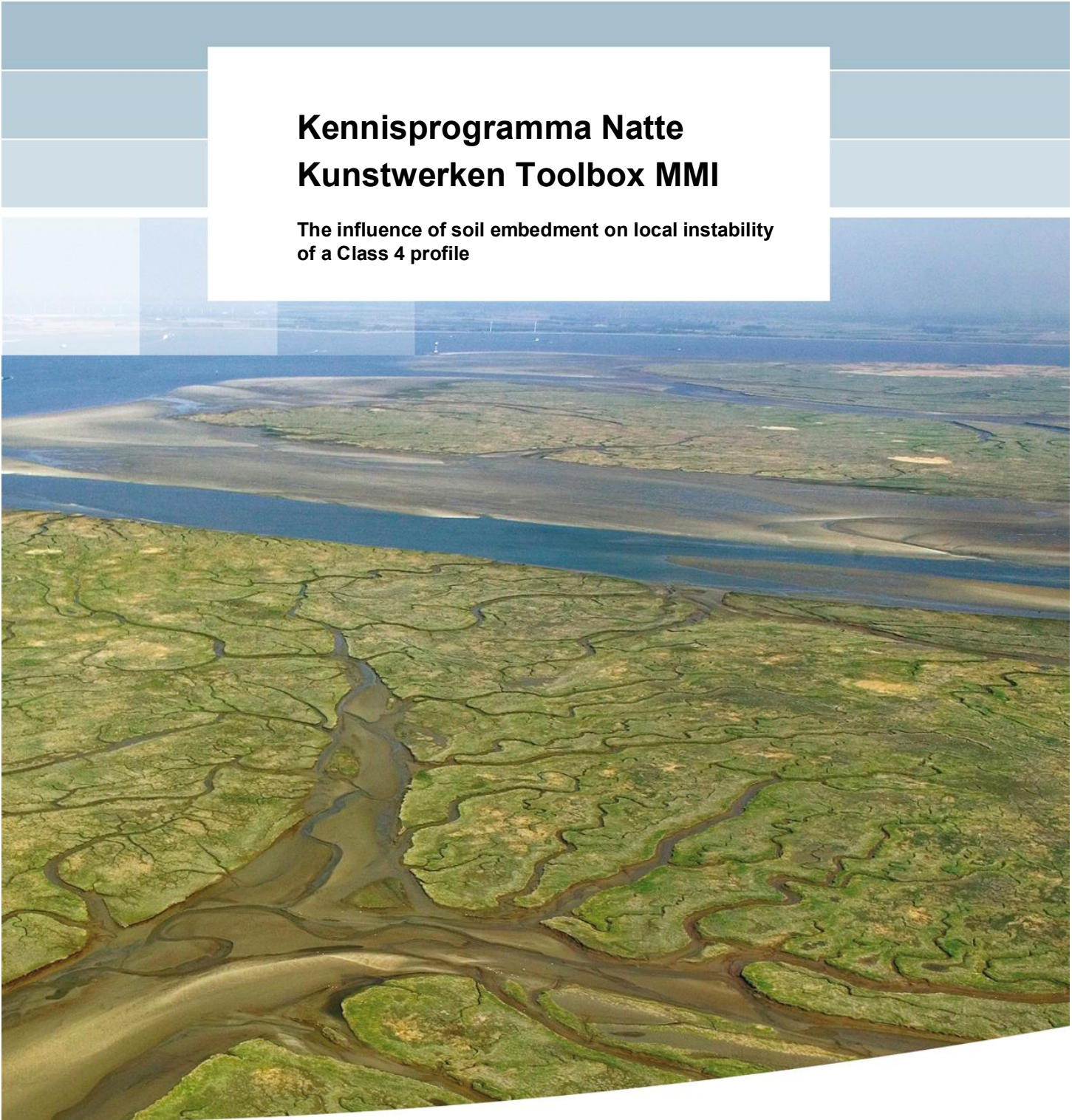
### Evaluatie en vooruitblik

Op basis van de positieve resultaten van dit verkennende onderzoek op een eenvoudig dunwandig plaalement wordt verder onderzoek naar de positieve effecten van inbedding door de omringende grond op de constructieve sterkte van dunwandige damwanden aanbevolen. Hierbij zou een meer realistische schematisering van de damwand kunnen worden aangehouden.



## **Kennisprogramma Natte Kunstwerken Toolbox MMI**

**The influence of soil embedment on local instability  
of a Class 4 profile**



# **Kennisprogramma Natte Kunstwerken Toolbox MMI**

**The influence of soil embedment on local instability of a Class  
4 profile**

de heer ir. M. Post

## Contents

<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Background	1
1.2 Thin walled steel sheet piles (Class 4)	1
1.3 Goal	2
1.4 References	2
1.5 Glossary of terms	2
<b>2 Relevant theoretical background</b>	<b>3</b>
2.1 Classification of cross sections	3
2.2 Initial eccentricities	4
2.3 Column buckling (Euler buckling)	5
2.4 Plate buckling (local buckling)	6
<b>3 PLAXIS 3D verification</b>	<b>9</b>
3.1 Column buckling (Euler buckling)	9
3.2 Plate buckling (local buckling)	9
<b>4 Effect of soil embedment</b>	<b>17</b>
4.1 Introduction	17
4.2 Approach 1 Linear elastic medium	18
4.3 Approach 2 Linear elastic medium, one sided	19
4.4 Approach 3 Linear elastic medium, one sided, with interface (no tension)	20
4.5 Approach 4 Mohr Coulomb soil, one sided, with interface (no tension)	22
4.6 Comparison of all results for $E = 10,000$ kPa	24
<b>5 Conclusions and recommendations</b>	<b>25</b>
5.1 Conclusions	25
5.2 Recommendations	25
<b>Appendices</b>	
<b>A Tjepkema and Maljaars “Verschil in toetsmethoden plooigevoelige elementen”</b>	<b>A-1</b>
<b>B Slenderness versus Class definition</b>	<b>B-1</b>
<b>C Class definition for compressed internal plate versus sheet pile profile</b>	<b>C-1</b>
<b>D PLAXIS elasto-plastic plate properties</b>	<b>D-1</b>

# 1 Introduction

## 1.1 Background

In the research programme Hydraulic Structures (Dutch: Kennisprogramma Natte Kunstwerken) the Dutch knowledge institutes Deltares, TNO and Marin develop in cooperation with the Dutch Ministry of Infrastructure and Water Management (Dutch: Rijkswaterstaat) knowledge to prepare for the vast replacement task of old Hydraulic Structures in the Netherlands.

The aim of the research programme is to develop knowledge that allows:

- To make an efficient use of technical and functional remaining life expectancy.
- To design a new structure:
  - Were innovative solutions can be used for.
  - That is adaptable to future needs.

In relation to an efficient use (maximum residual life) of existing hydraulic structures it is essential that the structure can be realistically modelled and as such the dominant uncertainties can be reduced. One of these aspects is the behaviour of thin walled steel sheet piles in combination with a soil embedment.

## 1.2 Thin walled steel sheet piles (Class 4)

Due to corrosion effects the thickness of sheet piles will reduce. When sheet piles become so thin walled that they experience local instability effects (“buckling”) they are referred to as Class 4 type sections in the jargon of Eurocode. As a result their capacity has to be reduced significantly using the current Eurocode approach due to local instability (“buckling”) effects. In this current Eurocode approach the positive influence of soil embedment is not accounted for.

It may however be expected that the soil embedment will have a positive influence on the capacity as it suppresses local buckling effects. At this moment however there is no insight in how much extra capacity (different types of) soil embedment gives and also no agreed method to quantify this effect.

Local buckling is a complex structural mechanism. This mechanism is in general studied with structural finite element (FE) programs such as DIANA or ABAQUS, which have specific tools to deal with buckling (e.g. efficient methods of applying initial eccentricities and dealing with post-buckling behaviour). It is however known that the FE program PLAXIS also has, at least some, possibilities to analyse local buckling effects. When using the plate elements in combination with the so-called updated mesh functionality global buckling effects can be reproduced. Advantages of PLAXIS are the good possibilities to deal with soil and soil-structure interaction behaviour. Disadvantage is that the program lacks the specific tools mentioned to deal with buckling.

### 1.3 Goal

The following overall goal is set:

*How much extra capacity do, local buckling sensitive, Class 4 sections have when embedded in soil?*

To achieve this goal a mixed approach has to be used, i.e. a combination of numerical work and experimental work.

This report presents a preliminary phase and has set the following sub-goals:

- *Verification: to what extent can PLAXIS 3D model local buckling effects?*
- *Are the effects of soil embedment on local buckling significant, i.e. is it worthwhile to further investigate the effects of soil embedment?*

### 1.4 References

- [1] Tjepkema and Maljaars “Verschil in toetsmethoden plooigevoelige elementen”, Bouwen met Staal 2012.
- [2] EN 1993-1-1:2005, Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (“Eurocode 3”).
- [3] EN 1993-1-5:2006, design of steel structures, part 1-5: plated structural elements.
- [4] EN 1993-5:2007, design of structural structures, part 5: piling.
- [5] PLAXIS manuals, [www.plaxis.com](http://www.plaxis.com)

### 1.5 Glossary of terms

FE	Finite element
Column buckling / Euler buckling	When a column is subjected to compressive stress, buckling may occur. Buckling is characterized by a sudden vertical and sideways deflection of a structural member. This may occur even though the stresses that develop in the structure are well below those needed to cause failure of the material of which the structure is composed.
Plate buckling / local buckling	A plate is a 3-dimensional structure defined as having a width of comparable size to its length and a thickness very small relative to its other two dimensions. Similar to columns, thin plates experience out-of-plane buckling deformations when subjected to critical loads. Just like the column the plate will show a positive post-buckling behavior. However the plate has a more reliable post buckling strength and as such this behavior is, in some situations, taken into account in practical engineering.
Class	A cross section classification method to identify the extent to which the resistance and rotation capacity of cross sections is limited by its local buckling resistance.
DIANA, Abaqus	Finite element packages primarily aimed at structural analysis while allowing also for modelling soil
PLAXIS	Finite element package primarily aimed at soil and soil-structure interaction analysis while allowing also for structural analysis. The program consists of a 2D (plain strain) analysis tool and a full 3D analysis tool.
CAD	A CAD program allows for fast and efficient creation of amongst others (3D) geometries that can be imported in a FE package
Geometrically (non-) linear behavior	When an (FE) analysis does not take second order effects into account, e.g. in the case of buckling the additional bending moment caused by the additional sideways deflection, it is said to be geometrically linear. When it does take second order effects into account it is said to be geometrically non-linear. In PLAXIS geometrically non-linear effects can be included when activating the so called “updated mesh” functionality
Physically (non-) linear material behavior	When an (FE) analysis does not take plastic material behavior into account, e.g. the possibility of yielding for steel, it is said to be physically linear. When it does take this behavior into account it is said to be physically non-linear

## 2 Relevant theoretical background

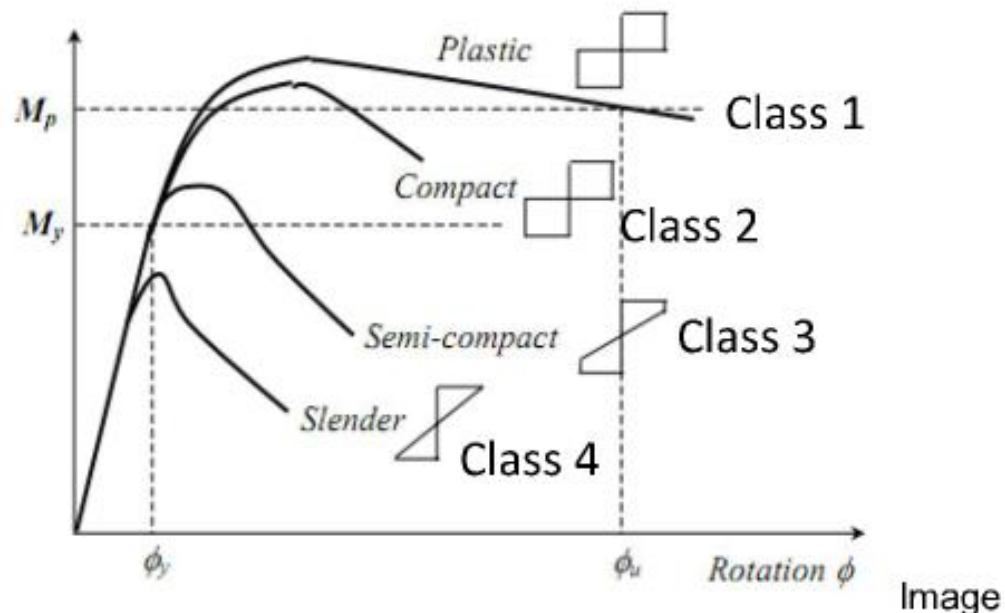
### 2.1 Classification of cross sections

EN 1993-1-1:2005 [2] uses a classification of cross sections. As stated in paragraph 5.5.1. of [2] the role of cross section classification is to identify the extent to which the resistance and rotation capacity of cross sections is limited by its local buckling resistance.

As mentioned in paragraph 5.5.2. of [2] distinction is made between 4 Classes of cross sections, see Figure 2.1 and Figure 2.2.

- (1) Four classes of cross-sections are defined, as follows:
- Class 1 cross-sections are those which can form a plastic hinge with the rotation capacity required from plastic analysis without reduction of the resistance.
  - Class 2 cross-sections are those which can develop their plastic moment resistance, but have limited rotation capacity because of local buckling.
  - Class 3 cross-sections are those in which the stress in the extreme compression fibre of the steel member assuming an elastic distribution of stresses can reach the yield strength, but local buckling is liable to prevent development of the plastic moment resistance.
  - Class 4 cross-sections are those in which local buckling will occur before the attainment of yield stress in one or more parts of the cross-section.

Figure 2.1 Eurocode distinguishes between 4 classes of cross sections [2]



Source: <http://www.steel-insdag.org/new/pdfs/Chapter8.pdf>

Figure 2.2 The relation between bending moment capacity and rotation for the different classes

For the determination of a certain class for a compressed plate element Eurocode 3 [2] furthermore distinguishes between:

- Internal elements = elements supported on both sides.
- Outstand elements = elements not supported on both sides.
- Also see Figure 2.3.

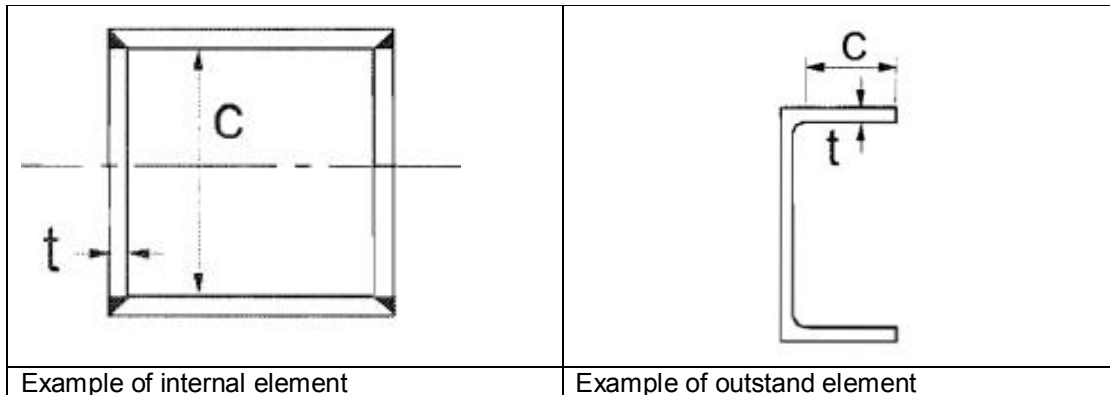


Figure 2.3 Internal vs outstand compressed element according [2]

Furthermore Eurocode 3 [2] distinguishes/mentions:

- The “type of compression”, i.e. pure bending, pure (uniform) compression and intermediate effects (combination of bending and compression).
- Shear lag effects should be taken into account. Shear lag is a concept used to account for uneven stress distribution in connected members where some but not all of their elements (flange, web, leg, etc.) are connected.
- Eurocode 1993-1-5 [3] discusses in plane loading. Effects of out of plane loading are outside the scope.

In this document the following situation is analysed:

- A Class 4 element.
- An internal compressed element.
- Pure uniform compression.
- No shear lag effects.
- In plane loading.

## 2.2 Initial eccentricities

When discussing buckling effects it is important to think about initial eccentricities. In order for buckling to occur an initial eccentricity is required. Although the final bearing capacity of a Class 4 (plate) element is not dependent on the initial eccentricity (assuming it is reasonably small compared to the dimensions of the element), the load-displacement behavior of the element up to failure is dependent on the specified initial eccentricity. In practical engineering it always has to be assumed there is an initial eccentricity that triggers buckling. Eurocode 3 [2] specifies values for the eccentricity to be taken into account.

When using FE for analyzing buckling, initial eccentricities can basically be applied in two ways:

- 1 By applying a geometrical eccentricity.
- 2 By applying a load, causing an initial lateral displacement.

When working with PLAXIS and using approach 1) the geometry ideally has to be prepared with a separate CAD program. PLAXIS itself offers too few tools to efficiently create a complex structural geometry using plate elements with initial eccentricities.

Here approach 2) is used with PLAXIS. This approach allows for a fast and efficient way of applying an initial eccentricity. However the applied eccentricity is not a typical sinus shaped form. As a result also some initial stresses are introduced in the structure which are not present using method 1).

When analyzing a structure one can distinguish:

- Geometrical non-linear behavior: second order effects due to displacements are taken into account.
- Physical non-linear behavior: the maximum allowable yield stress of the material is taken into account (next to the elastic behavior).

When in PLAXIS the initial eccentricity is applied using a lateral load then, by definition, it is needed to account for geometrical non-linear behavior using the so called Updated Mesh functionality in PLAXIS. Only this way one can take the initial eccentricity into account that triggers the buckling. Else the beam would be perfectly straight and will not buckle.

In other more structural oriented FE programs such as DIANA or Abaqus there is more functionality available to account for (initial) eccentricities, this way allowing for a geometrical linear analysis while still taking initial eccentricities into account.

### 2.3 Column buckling (Euler buckling)

The Euler buckling theory is extensively described in literature, see for example “Mechanics of Materials” by Timoshenko. When a column is subjected to compressive stress, buckling may occur. Buckling is characterized by a sudden vertical and sideways deflection of a structural member. This may occur even though the stresses that develop in the structure are well below those needed to cause failure of the material of which the structure is composed.

The formula derived by Euler for long slender columns with a hinge on both sides, is given below:

$$F = \pi^2 EI / L^2$$

were:

F	[kN]	critical buckling load.
EI	[kNm <sup>2</sup> ]	bending stiffness of the column.
L	[m]	buckling length.

In practical (Civil Engineering) design the load is always kept (well) below the critical buckling load for a column.

Note that in principle an elastic compressed column displays stable post-buckling behavior, i.e. the load capacity still increases after the theoretical buckling load, see Figure 2.4. This effect is not taken into effect in practice since pure elastic materials do not exist in reality.



During post-buckling the stresses in the structure very quickly increase causing failure by yielding of the material.

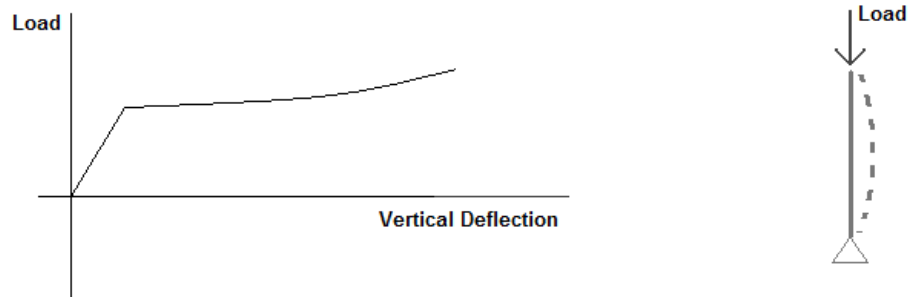


Figure 2.4 Load-displacement behaviour of a column under a vertical load

## 2.4 Plate buckling (local buckling)

A plate is a 3-dimensional structure defined as having a width of comparable size to its length and a thickness very small relative to its other two dimensions. Similar to columns, thin plates experience out-of-plane buckling deformations when subjected to critical loads. Just like the column the plate will show a positive post-buckling behavior. However the plate has a more reliable post buckling strength and as such this behavior is, in some situations, taken into account in practical engineering.

To verify the possibilities of PLAXIS 3D to predict local buckling, use has been made of a (Dutch) article by Tjepkema and Maljaars [1] which has been published in the Dutch magazine *Bouwen met Staal* 2012. In appendix A this article is discussed in more detail.

The article [1] discusses amongst others a FE model which is set up in DIANA using the following parameters:

- An internal compressed plate field with length/width ratio of 7/1. A principle sketch of the situation is given in Figure 2.5.
- The boundaries of the plate are hinged supported.
- Material behavior is elasto-plastic with a yield strength ( $f_y$ ) of 355 N/mm<sup>2</sup>.
- Three plates are analysed with slenderness ratios ( $\lambda_p$ ) of 0.67, 1.0 and 1.75.
- Results are presented for load against deformation:
  - Load is normalized:  $\sigma_{av} / f_y$  in which  $\sigma_{av}$  is the average normal stress in the plate.
  - Deformation is normalized as the maximum out of plane deformation ( $d_w$ ) against the width of the plate ( $b$ )
  - Figure 2.6 shows the result for a slenderness of 1.00. The other results are shown in appendix A.

The results of the FE analyses give good insight in the physics involved when analysing plate buckling.

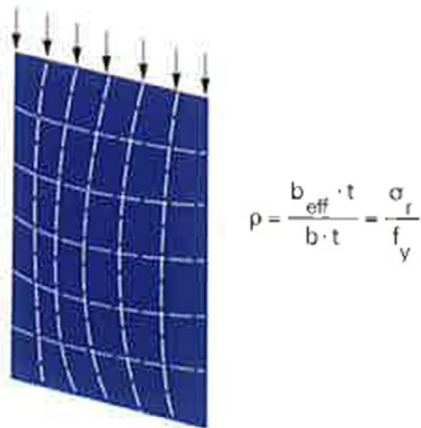


Figure 2.5 Principle sketch of the compressed internal plate element, taken from [1]

In Figure 2.6 the results of the different FE analyses made are shown for a plate with a slenderness of 1.00:

- Horizontal blue dotted lines are the (theoretical) elastic critical buckling loads.
- Green dotted lines represent the post-buckling behavior of a plate with linear elastic material behavior without initial imperfections. Note that the fact that this line has an upward trend can be explained by the fact that after buckling the supported edges of the plate can sustain more load than the middle of the plate. The calculation is geometrically linear.
- The dark blue dotted lines are valid for a plate with linear elastic material behavior with initial imperfections. The applied initial imperfection, according to the 1<sup>st</sup> buckle shape with an amplitude of  $d_{w,i} / b = 0.002$ , is in accordance with table C2 from EN1993-1-5 [3]. The influence of the imperfections shows as the difference between the green and blue lines.
- The orange curves with bigger dots show the plastic capacity of the plates for different values of the initial imperfection. In contrast to the other curves the orange curves are the result of multiple calculations (each larger dot represents one calculation). In each analysis the plate has elastic-plastic material behavior. The calculation however is geometrically linear, so the effect of an increasing deformation is not taken into account in the calculated stresses. The orange curve shows that with an increasing initial deflection the capacity decreases, this is the effect of the increasing initial bending moment in the plate.
- Finally the red continuous curves show the result of an elasto-plastic and geometrical non-linear analysis including the effect of an initial imperfection. Such a type of analysis is the best approximation of reality. It is clear that the red line is “confined” by the blue and orange lines.

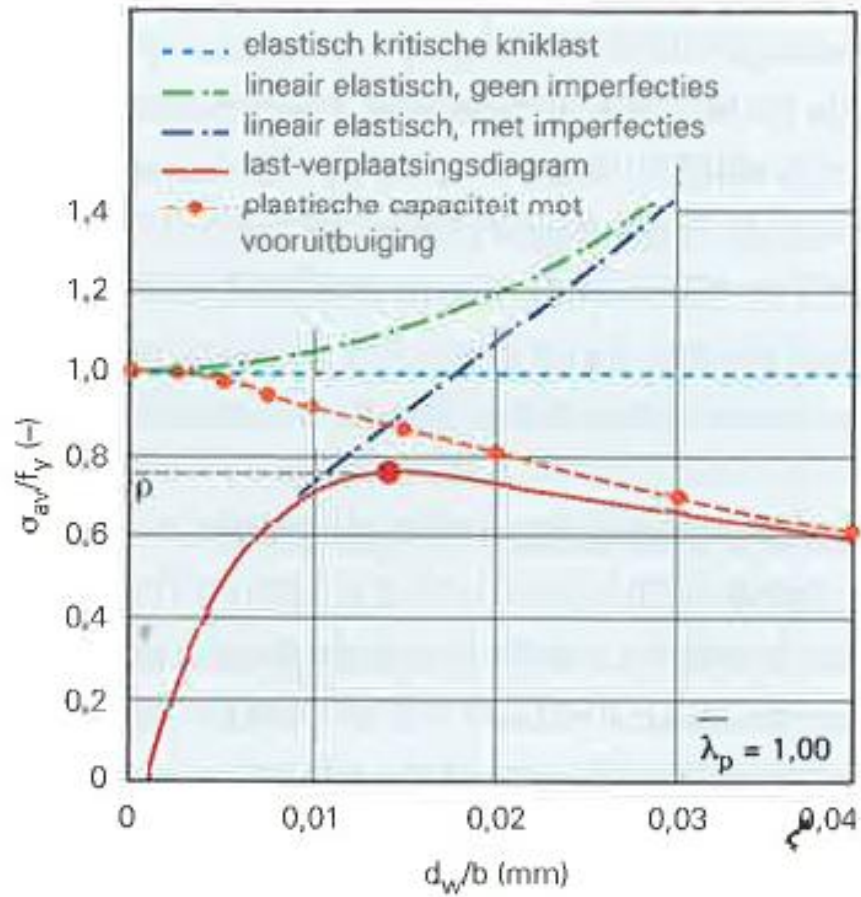


Figure 2.6 Results of the FE analyses in the article of Tjepkema and Maljaars [1] for a slenderness of 1.00

### 3 PLAXIS 3D verification

#### 3.1 Column buckling (Euler buckling)

A calculation has been made using the FE program PLAXIS 3D to verify the ability of the available plate elements to predict column (Euler) buckling. For this a column like structure (a vertical plate of 1 m width and a length of 10 m) has been loaded vertically. Use has been made of the updated mesh functionality. A small initial horizontal eccentricity has been created using a small horizontal load in the middle of the plate.

The following input is used:

- $EI = 1000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .
- $\nu = 0$ .
- $L = 10 \text{ m}$ .
- Plate width = 1 m.
- Elastic plate.
- Theoretical buckling load  $F = \pi^2 * 1000 / 10^2 = 98.7 \text{ kN/m}$ .

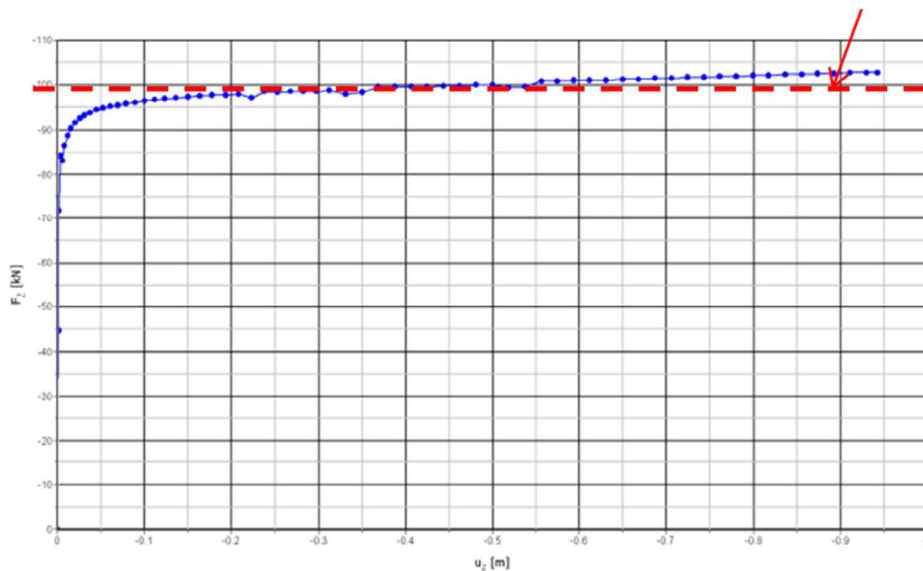


Figure 3.1 Load-displacement diagram of PLAXIS calculation of a plate subject to compression load (blue line). Theoretical Euler buckling load indicated with red line.

It is concluded that PLAXIS 3D is able to give a good estimate of the theoretical Euler buckling value.

Note that in PLAXIS the load capacity is still increasing beyond the theoretical buckling load. This effect is in line with the theoretical case with an elastic beam as described in chapter 2.

#### 3.2 Plate buckling (local buckling)

In PLAXIS 3D a verification is made based on the examples shown in the article by Tjepkema and Maljaars [1]. See appendix A for the back ground on this article. A PLAXIS 3D model was set up with the same starting points as those used for the elaborated case with  $\lambda_p = 1.00$  in [1], which corresponds to a Class 4 profile as explained in Appendix B.

A plate width (b) of 300 mm has been chosen, which is assumed to be a realistic estimate of the width of a flange of a sheet pile. The corresponding plate thickness (t) is set to 6.5 mm to find the desired slenderness of 1.00. And for the length (l) of the plate a value of 2100 mm is chosen to find the same length to width ratio as used in the article by Tjepkema and Maljaars [1].

Note that the absolute dimensions of the plate are in principle not relevant for a buckling analysis, it is the slenderness (width to thickness ratio) that is relevant.

For the situation with an elasto-plastic plate PLAXIS also requires additional input on the plastic section modulus  $W_p$  and the yield stress  $f_y$ . It should be noted that PLAXIS cannot predict the real strength of the plate, for all possible combinations of bending moment and normal force, with one parameter set. As such the user has to make a choice for the situation at hand for the PLAXIS input of  $W_p$  and the yield stress. The choice made here has been further elaborated in Appendix D. The resulting input has been shown in the table below.

Parameters for a compressed internal plate			
E	210000 N/mm <sup>2</sup>		
nu	0.3 -		
eta	1 -	from EC3	
b\	300 mm		
l	2100 mm	length - width ratio = 7:1	
t	6.5 mm		
f <sub>y</sub>	355 N/mm <sup>2</sup>		
eps	0.81 -		
k <sub>sigma</sub>	4 -	for eta = 1	
λ <sub>p</sub>	1.00 -	relative slenderness	
ρ	0.78 -	reduction factor on plastic capacity	
sig <sub>E</sub>	89.1 N/mm <sup>2</sup>	elastic (euler) buckling stress	
sig <sub>cr</sub>	356 N/mm <sup>2</sup>	elastic critical plate buckling	
λ <sub>p</sub>	1.00 -	check, sqrt (f <sub>y</sub> /sig <sub>cr</sub> )	
<b>PLAXIS Input</b>			
W <sub>plastic</sub>	1.06E-05 m <sup>3</sup> /m		
f <sub>y</sub> ;plaxis	408 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>y</sub> multiplied with 1.15	
M <sub>p</sub> ;plaxis	4 kNm/m		
N <sub>p</sub> ;plaxis	2654 kN/m		

Table 3.1 PLAXIS input derived, also see Appendix D

A variation has been made using the following lateral loads to generate the initial eccentricity:

- Using a triangular surface load over the whole plate surface.
- Using a triangular line load matching the elastic buckle shape.

Also see Figure 3.2.

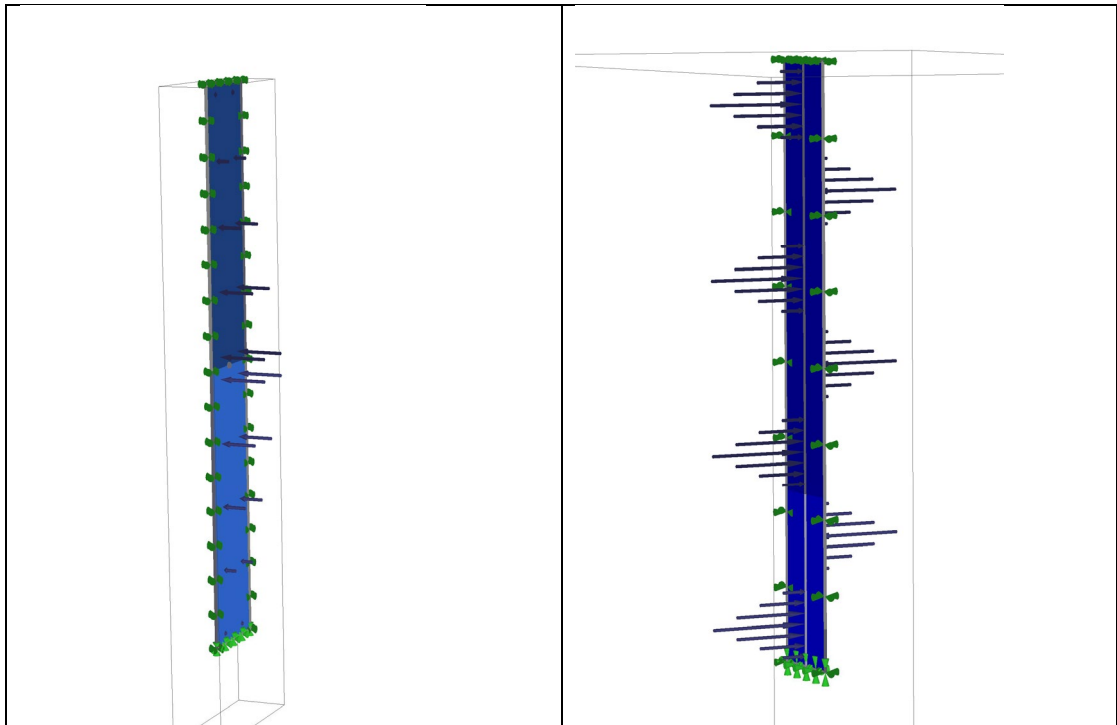


Figure 3.2 Different ways of applying initial eccentricity: Triangular surface load on whole plate (left), Triangular line load in middle of plate matching the expected buckling shape (right)

It was decided to use the triangular line load, see Figure 3.2 (right side), that matches the expected buckling mode as this generates a smoother load – displacement curve. By applying the triangular surface load over the whole plate, see Figure 3.2 (left side) actually the first buckling mode for the length of the plate is applied. During the calculation PLAXIS however abruptly switches to the final buckling mode for this length over width ratio causing a non-smooth load-displacement line.

Note that there can be many other ways of applying the initial eccentricities. Due to project restraints only two ways have been investigated here. In Eurocode 3 [2] specifications are given on the magnitude and shape of the initial eccentricities.

The following boundary conditions are applied on the plate:

- Left and right boundary: x, y direction no displacement, z direction free.
- Bottom boundary: x, y and z direction no displacement.
- Top boundary: x, y direction no displacement, z direction free.
- No rotation fixities on any boundary.

The following phasing is used in the PLAXIS 3D model:

- 1 Activate plate and boundary conditions.
- 2 Apply lateral load (causing initial eccentricity).
- 3 Apply vertical load using elastic plate.
- 4 Apply vertical load using elasto-plastic plate.

The results of the analysis for a plate slenderness of 1.00 are shown in Figures 3.3 - 3.7.

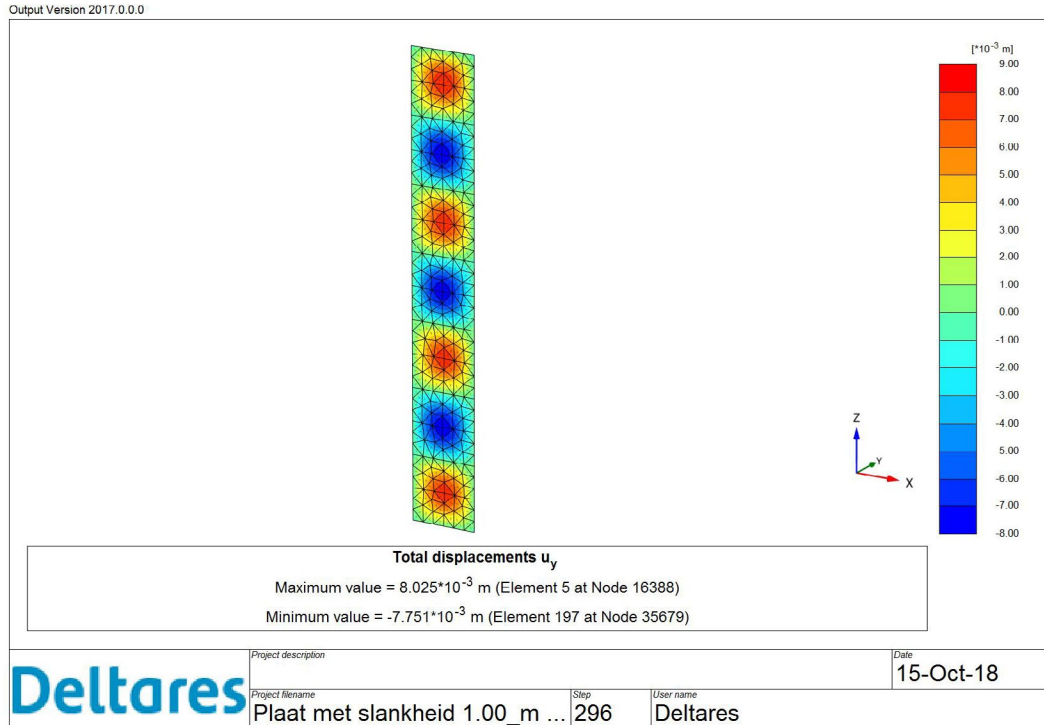


Figure 3.3 Horizontal deflection in  $y$ -direction (perpendicular to plate) for the elastic plate  $\lambda_p = 1.00$

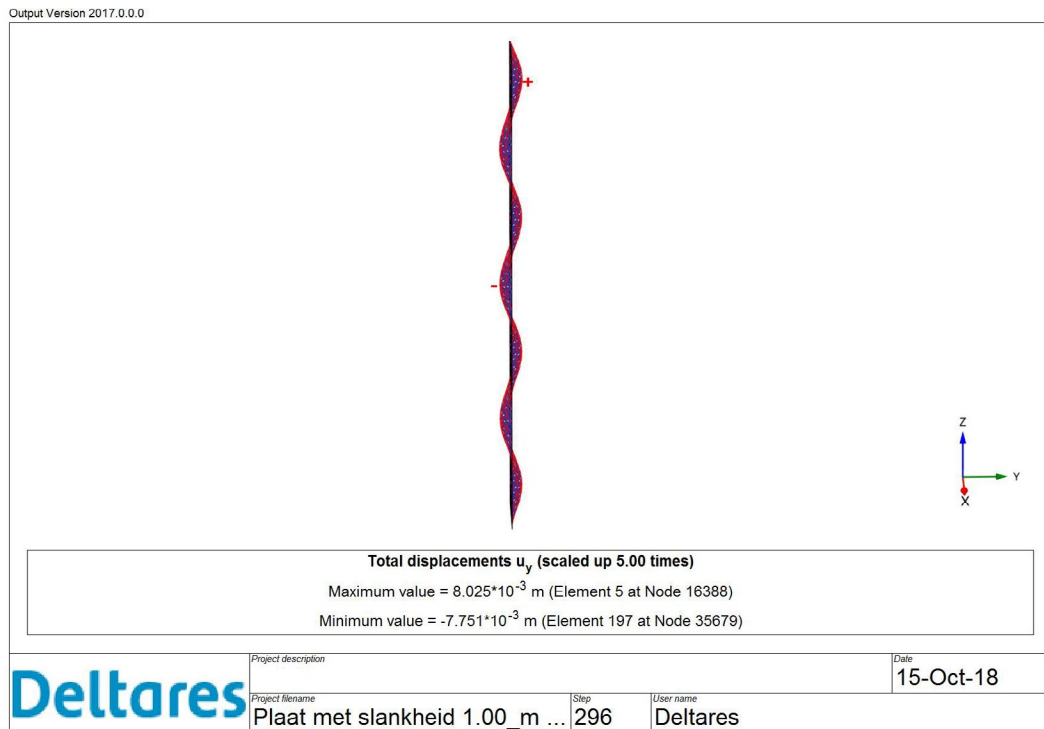


Figure 3.4 Horizontal deflection in  $y$ -direction (perpendicular to plate) for the elastic plate  $\lambda_p = 1.00$

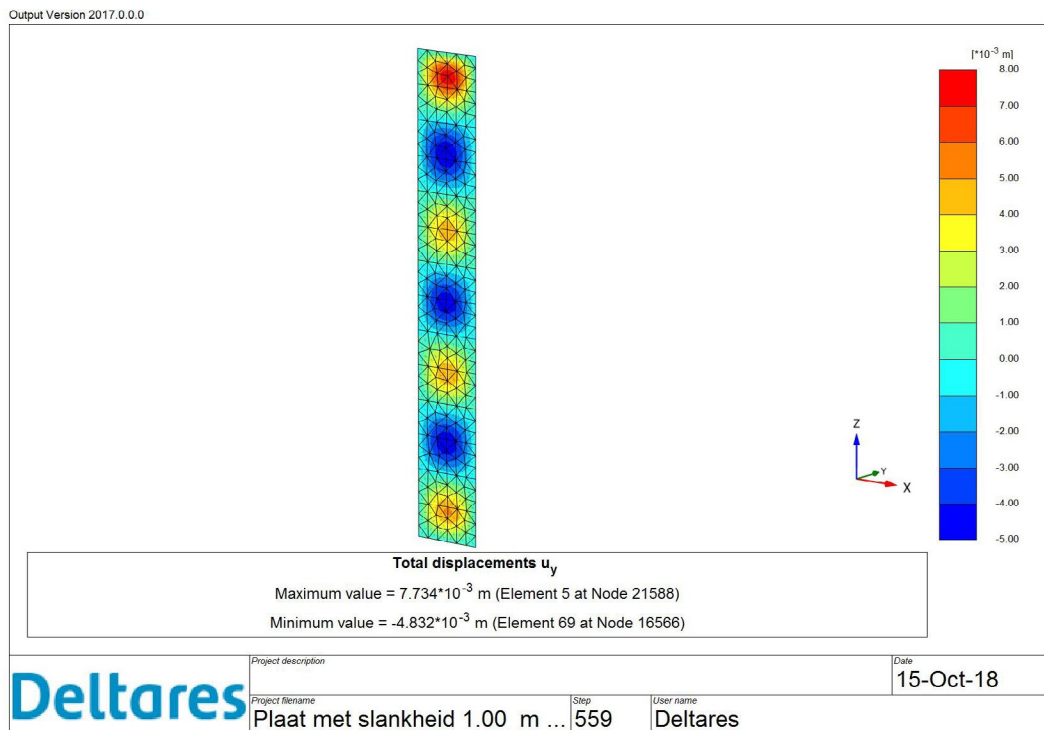


Figure 3.5 Horizontal deflection in  $y$ -direction (perpendicular to plate) for the elasto-plastic plate  $\lambda_p = 1.00$



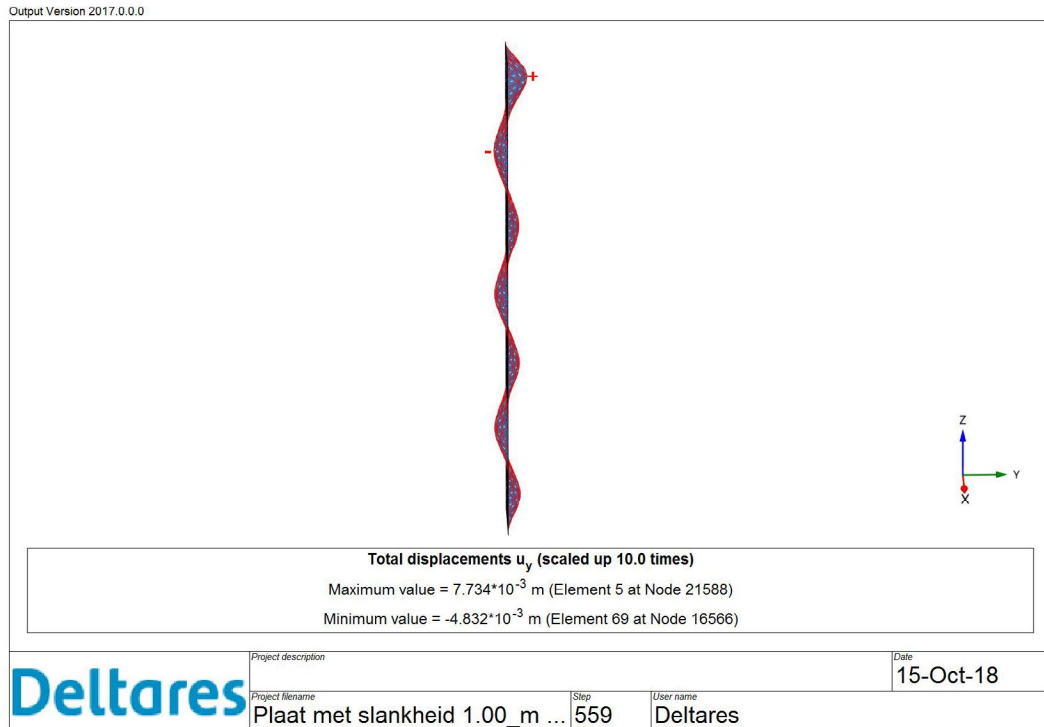


Figure 3.6 Horizontal deflection in y-direction (perpendicular to plate) for the elasto-plastic plate  $\lambda_p = 1.00$

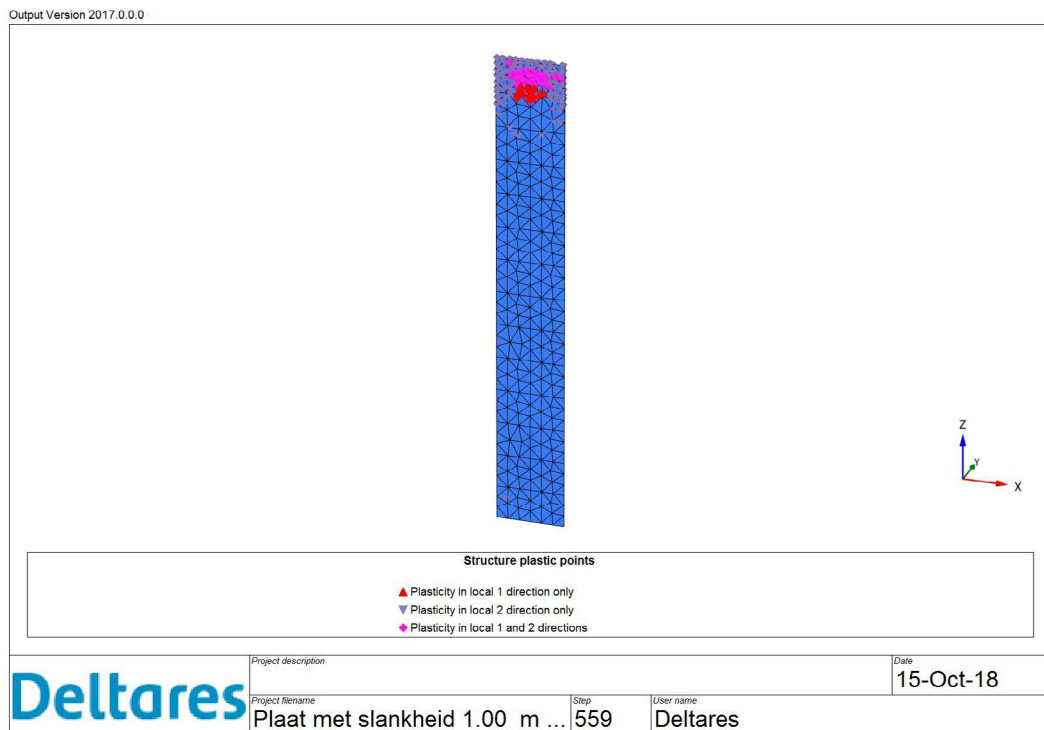


Figure 3.7 Structural plastic points for the elasto-plastic plate  $\lambda_p = 1.00$

The load displacement curves for the elastic and elasto-plastic calculation have been plotted against the results in Tjepkema and Maljaars [1] in Figure 3.8.

In general it is concluded that PLAXIS 3D using plate elements is able to reproduce the behavior of a compressed internal plate reasonably well. As such this calculation can serve as a first reference to further quantify the effect of soil embedment in this preliminary investigation.

The following additional comments can be made with the general conclusion:

- By applying an initial eccentricity in line with the expected buckling shape a smooth load-displacement curve is found. However still the eccentricities in PLAXIS are applied in a simplified manner as compared to the reference calculation causing some differences between both solutions.
- PLAXIS is not able at this moment to accurately model all combinations of bending moment and normal force with one parameter set (see discussion in Appendix D). This also causes some differences between both solutions.
- For the elastic plate solution the differences between the reference calculation and the PLAXIS solution tend to become bigger for larger deflections. This is caused by the fact that the reference elastic calculation is a geometrical linear calculation while the PLAXIS solution is taking geometrical non-linear behavior into account.
- The ideally compressed internal plate element is analysed with PLAXIS 3D. This situation has resemblance with the compressed flange of a U-type sheet pile in bending, also see Appendix C. As such it seems reasonable that conclusions for the ideally compressed plate element are also relevant for sheet piles.

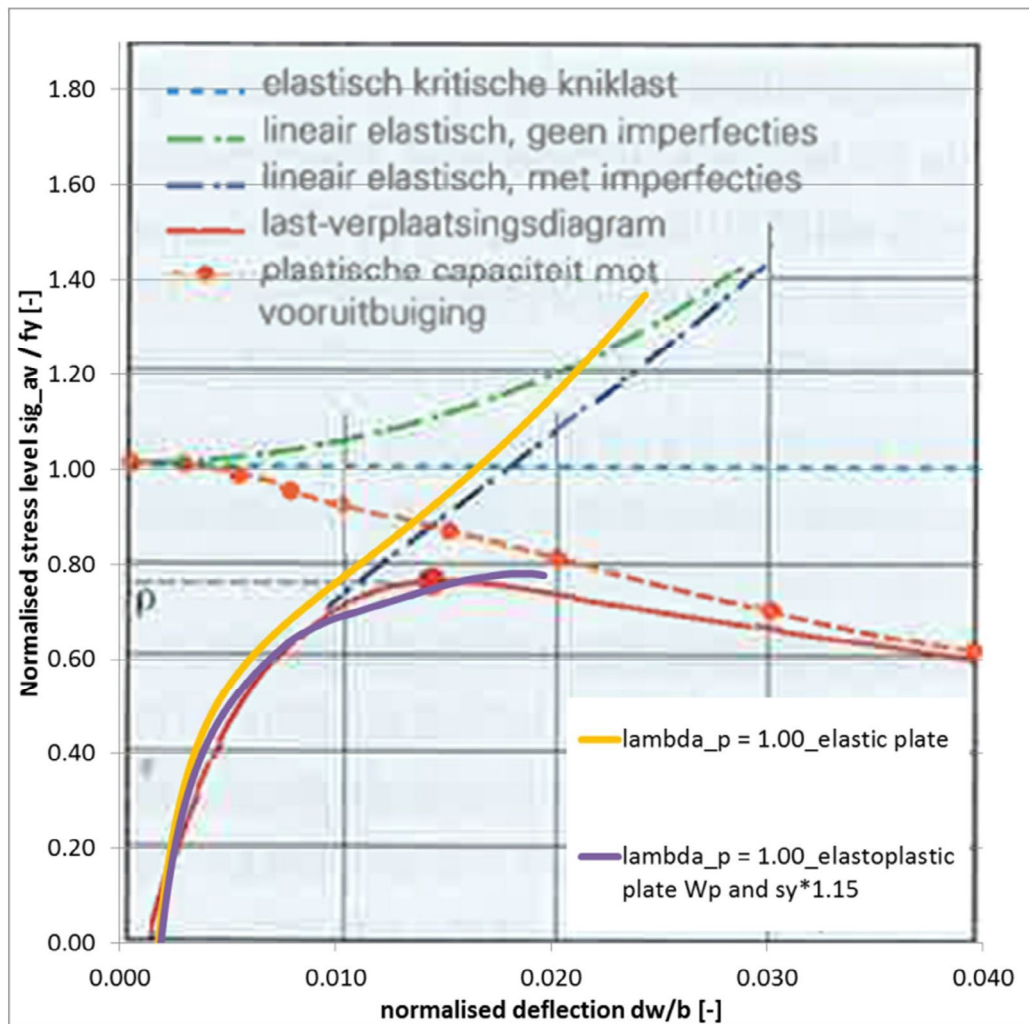


Figure 3.8 Comparison of the PLAXIS results with the reference calculation for  $\lambda_p = 1.00$ . The yellow continuous line should be compared with the dashed black line (PLAXIS versus reference for the linear elastic situation). The purple continuous line should be compared with the red continuous line (PLAXIS versus the reference for the elasto-plastic situation)

Final remarks:

- The analyses presented here have been performed in a load-controlled manner. This approach was deemed acceptable since first focus in this preliminary analysis was on the peak strength and not so much on post-peak behavior. It has however been verified that a displacement controlled manner generates the same results.
- Mesh size has been varied within the analyses and the impact on results investigated. The mesh size used in the presented calculations was sufficiently small such that no significant influence on the results is present.

## 4 Effect of soil embedment

### 4.1 Introduction

To gain more insight in the effect of soil embedment on the load capacity the elasto-plastic plate element with a slenderness of 1.00 from the previous chapter is analysed again. The behavior of this model without soil embedment has been verified against a reference solution, as discussed in chapter 3. In this chapter a “soil embedment” is added to this model. The way the soil embedment is modelled is done in a simplified manner with a number of different approaches. In Table 4.1 the different approaches are shown.

Approach	Comment
0 Only an elasto-plastic plate element	Base model, verified against reference solution from literature [1]
1 Using a linear elastic medium on both sides of the plate;	Plate element with elastic medium on both sides of the plate.
2 Using a linear elastic medium on only one side of the plate;	To gain more insight in the effect of a one or two sided soil support, the soil is only applied on one side.
3 Using a linear elastic medium on one side of the plate and using an interface element with tension cut off;	By applying an interface one can take soil structure interaction into account, i.e. allowing the soil to slide along the plate. By setting a tension cut off in the interface the soil cannot exert tensile forces on the plate.
4 Using an elasto-plastic (Mohr Coulomb) medium on one side of the plate and using an interface element with tension cut off	By switching to a MC material one can limit the amount of compressive stress the soil can sustain.

Table 4.1 Different ways of modelling a soil embedment in PLAXIS 3D.

The described stepwise approach in Table 4.1 was aimed at gaining more insight in the following aspects:

- Soil is a stress dependent material, i.e. without any stress the material has no strength and no stiffness. So in a FE model this requires setting up a large model with sufficient volume to generate realistic stress levels or alternatively apply external loads on a small soil volume to generate the desired stress level. Both approaches are possible but will result in a more complex model. Applying a linear elastic medium directly around the plate allows for a relatively simple model and low calculation times. For this preliminary phase the latter approach was chosen. However a number of (possibly unrealistic) effects take place in this approach:
  - An elastic “soil” is able to support the plate by means of compressive and tensile stresses on both side of the plate, which does not seem realistic because soil is not able to generate significant tensile stresses over a longer period. On the other hand it is known that in the soil a certain horizontal compressive stress (e.g. active, neutral (K0) or passive) is present. This stress will act on one side or both sides of the plate (depending on the exact situation). If the plate wants to buckle

this means that on one part of the plate the compressive soil stress will increase while on another part the compressive soil stress will decrease. The latter situation may be modelled to some extent using an elastic material. It is not directly clear to what extent this is realistic.

- The “soil” is not able to slide along the plate, generating more support than in reality.
- By adding a so called interface to the plate the soil is able to slide in vertical sense along the plate, thus accounting for the soil-structure interaction which is more realistic.
- By setting the tensile stress of the interface to (an almost) zero value one can get rid of tensile stresses. This way a situation is simulated where the soil can only exert compressive stresses to the plate. Whether this is more realistic cannot directly be said, it is dependent on the situation.
- By applying a Mohr Coulomb material instead of a linear material one can limit the amount of compressive stress the soil can sustain which is more realistic.

It is noted that all calculations have been made in a drained manner, so no excess porewater pressures are generated during loading. Whether this is more realistic cannot directly be said, it is dependent on the situation.

#### 4.2 Approach 1 Linear elastic medium

A linear elastic medium is added on both sides of the plate element, see Figure 4.1. In total three different stiffness values have been evaluated representing roughly three different types of soil (under a drained loading):

- $E = 100$  kPa, representing extremely soft cohesive soils.
- $E = 1,000$  kPa, representing normally consolidated soft cohesive soils
- $E = 10,000$  kPa, representing overconsolidated clays or loose sands.

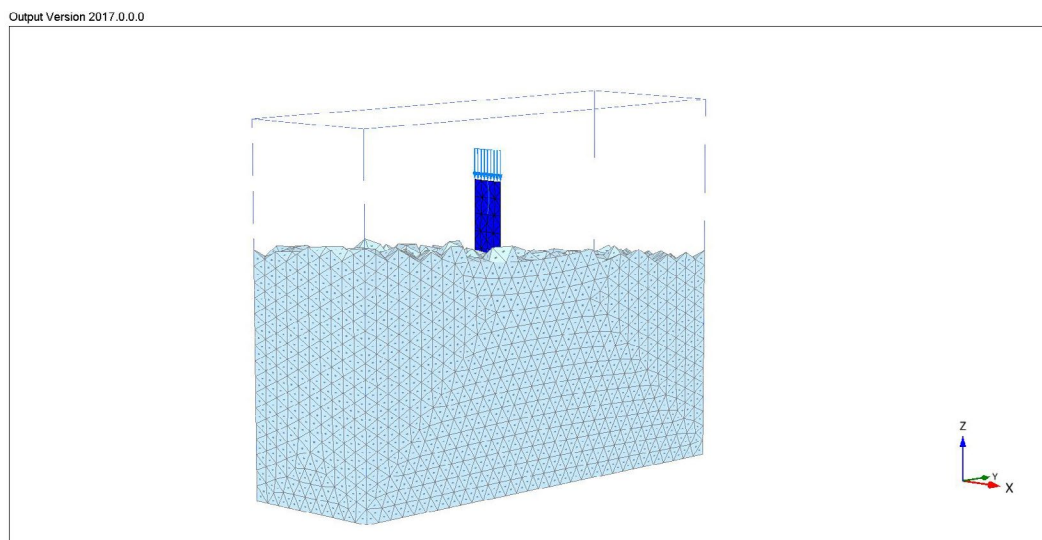


Figure 4.1 Model set up with linear elastic medium on both sides of the plate (top of soil hidden to show plate element)

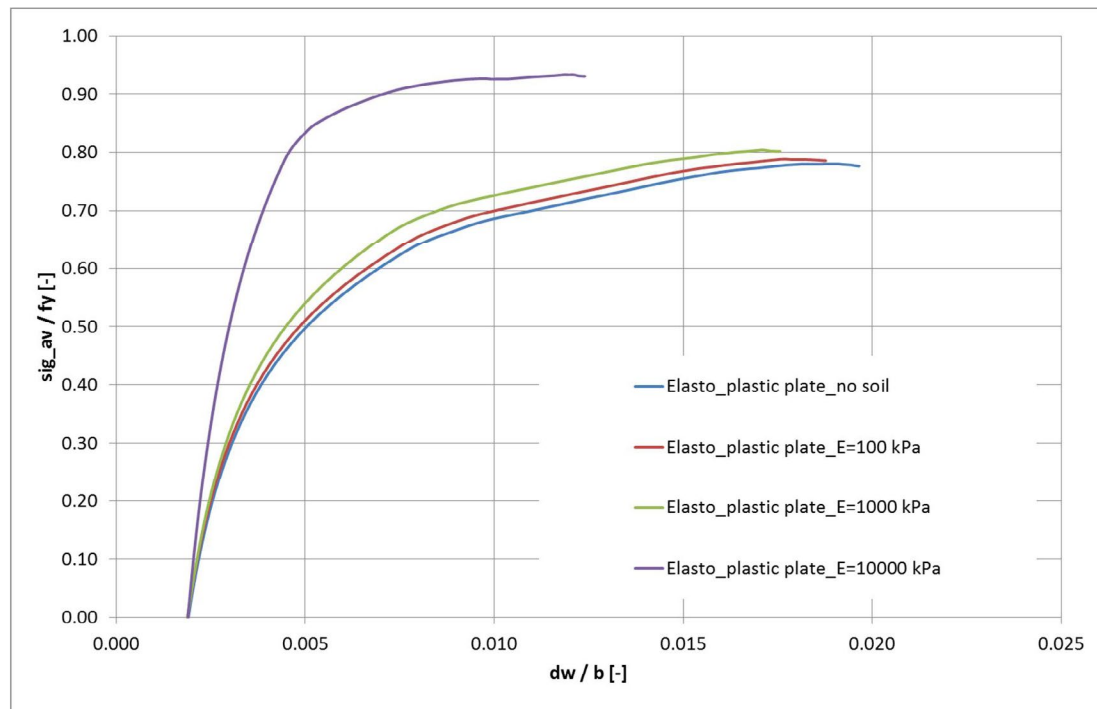


Figure 4.2 Results of analysis with linear elastic medium on both sides of plate

From the in Figure 4.2 presented results it is concluded that the influence of a soil embedment with a stiffness of 100 kPa is minor and for 1000 kPa is small. For a stiffness of 10,000 kPa there is a significant influence.

#### Additional remark

In Figure 4.3 (and some of the other figures in this chapter) it may be noted that at the end of some of the load-displacement curves a small amount of “softening” is observed, i.e. a lower load capacity with ongoing deformations. This behaviour is the result of the use of the so-called arc-length control in PLAXIS. Due to the arc-length control unloading is possible to more accurately determine the failure load. The “softening” behaviour is therefore more a numerical than a physical effect.

### 4.3 Approach 2 Linear elastic medium, one sided

Applying the elastic medium now only on one side, see Figure 4.3, prevents an unrealistic effect of the elastic support (medium supports plate by compression and tension). By applying a linear elastic medium on only one side one can simulate the effect of soil on both sides that can only provide support by means of increase of compressive stress.

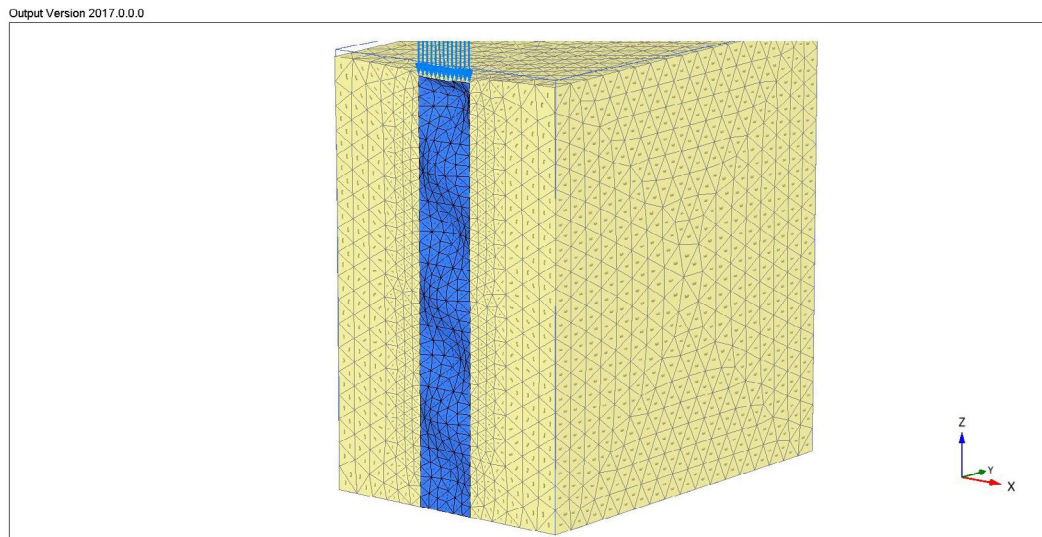


Figure 4.3 Model set up with linear elastic soil on only one side of the plate (deformations on exaggerated scale)

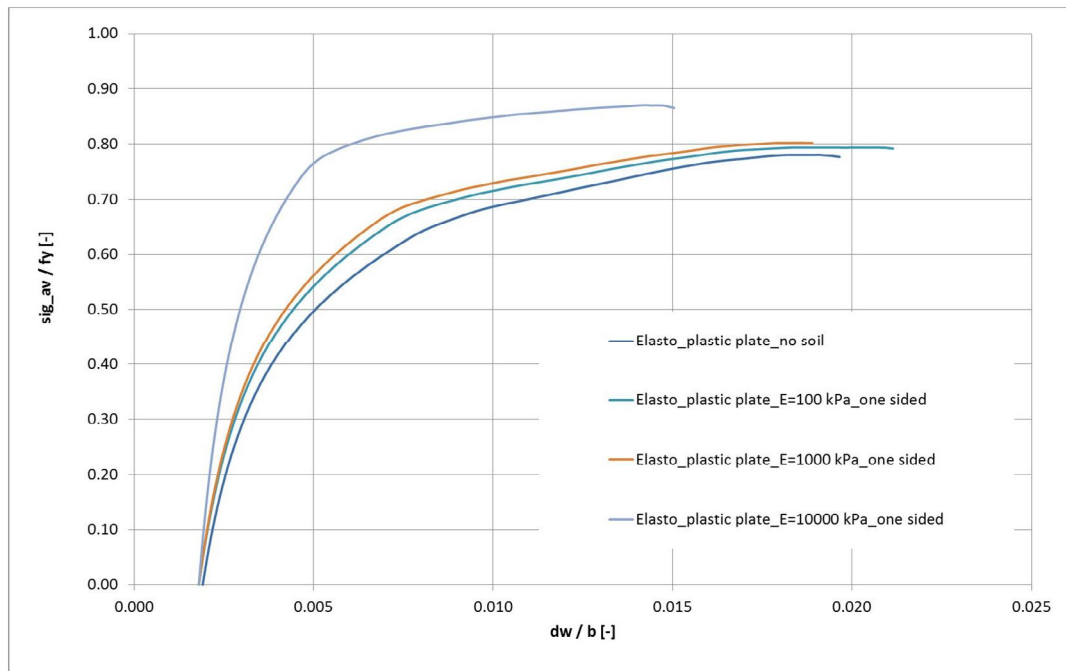


Figure 4.4 Results of analysis with linear elastic medium on only one side of plate

From the in Figure 4.4 presented results it is concluded that the influence of a soil embedment with  $E = 10,000$  kPa has reduced compared to elastic soil on both sides.

#### 4.4 Approach 3 Linear elastic medium, one sided, with interface (no tension)

In some cases it may be considered that the soil only connects to the plate on one side. In this case one also should not allow for the tensile stresses in our soil. By applying an interface with tension cut off one can do so. Additionally the interface allows for sliding between soil and plate which is more realistic. The interface is modelled as a MC material model with  $c = 1$  kPa,  $\phi = 30^\circ$  and  $R_{inter} = 0.67$  and tension cut off is 1 kPa.

In Figure 4.5 can be seen that only at the locations where the plate wants to move laterally into the soil compressive stresses are generated, hence only at those locations the soil provides support.

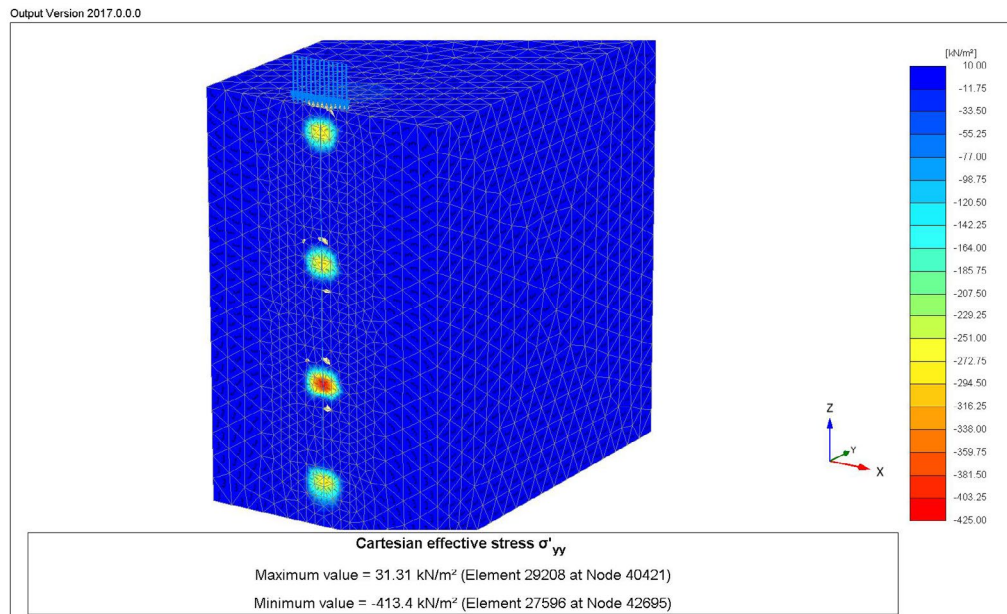


Figure 4.5 Model set up with linear elastic soil on only one side of the plate with interface (no tension)

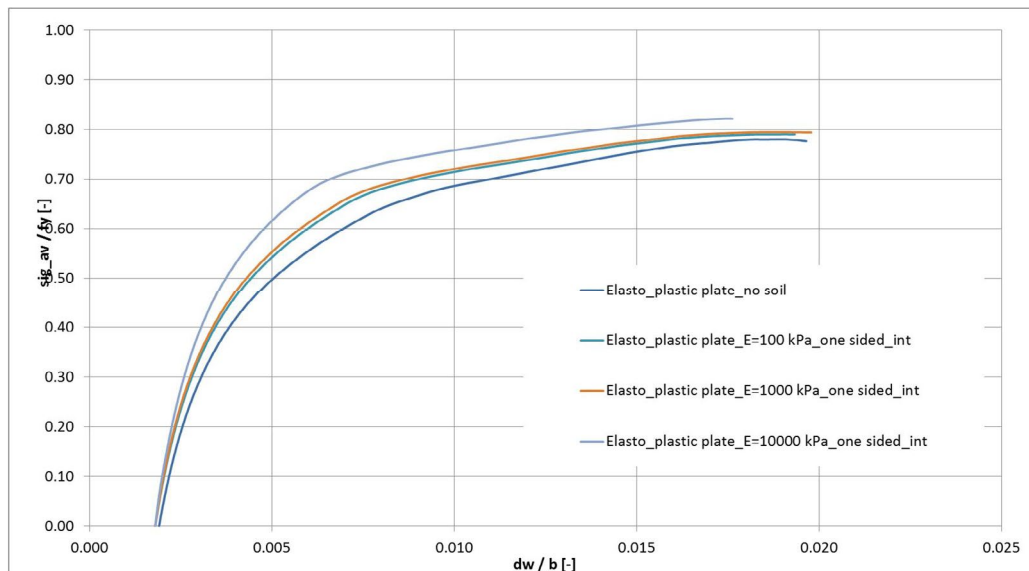


Figure 4.6 Results of analysis with linear elastic medium on only one side of plate with interface (no tension)

From the in Figure 4.6 presented results it is concluded that the influence of a soil embedment with  $E = 10,000$  kPa and with interface without tension has reduced compared to elastic soil on only one side.



**4.5 Approach 4 Mohr Coulomb soil, one sided, with interface (no tension)**

In the previous run with elastic soil quite high compressive stresses in the elastic medium are found. The elastic medium is infinitely strong, real soil of course is not. To investigate the influence the elastic soil with  $E = 10,000 \text{ kPa}$  is replaced with an elasto-plastic (MC) soil with the same stiffness but now a cohesive strength of  $50 \text{ kPa}$  ( $\phi$  is zero), see Figure 4.7.

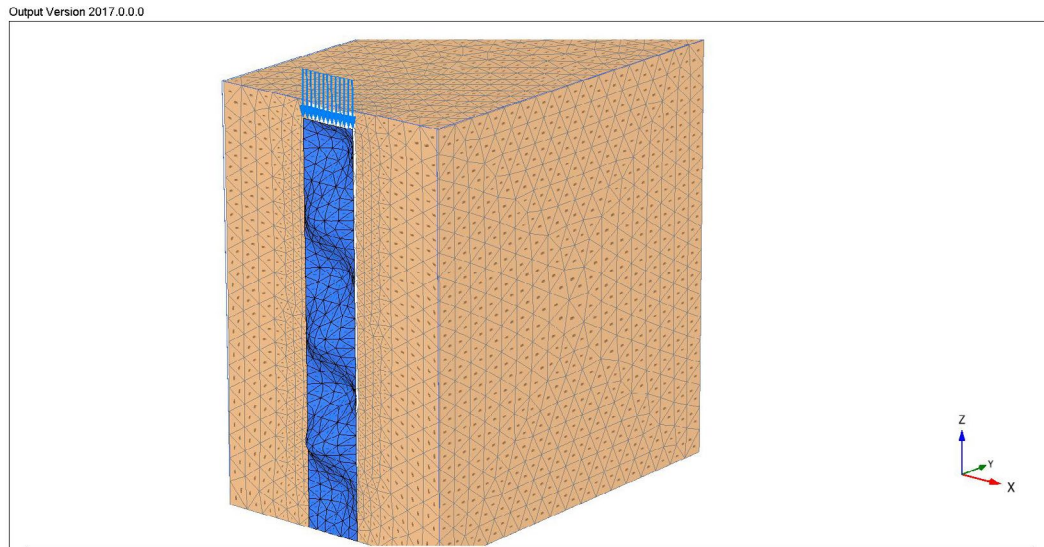


Figure 4.7 Model set up with MC soil on only one side of the plate with interface (no tension) (deformations on exaggerated scale)

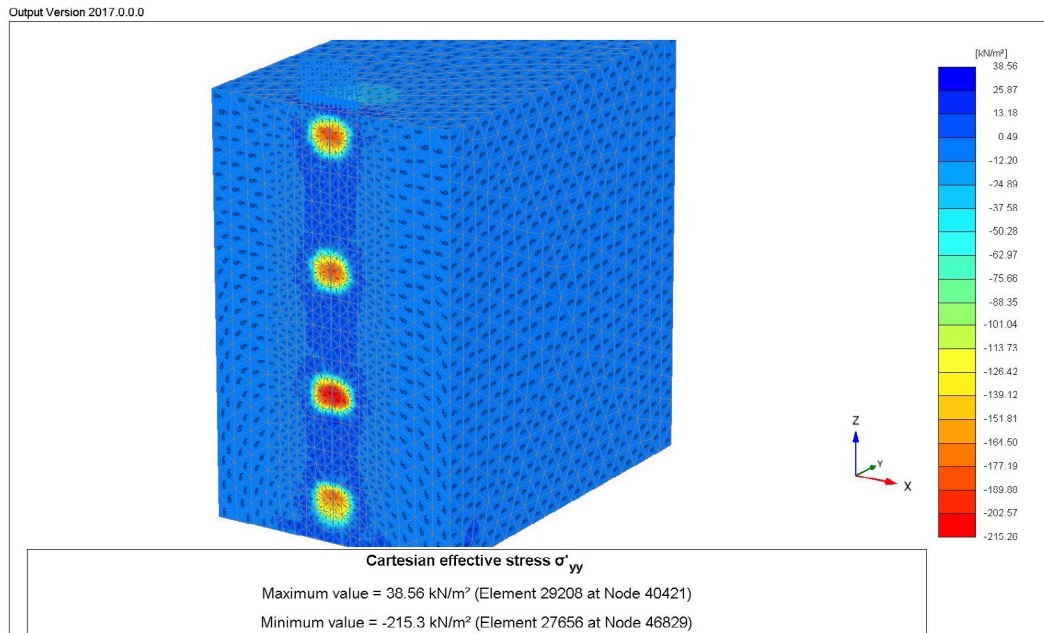


Figure 4.8 Horizontal stresses with MC soil on only one side of the plate with interface (no tension)

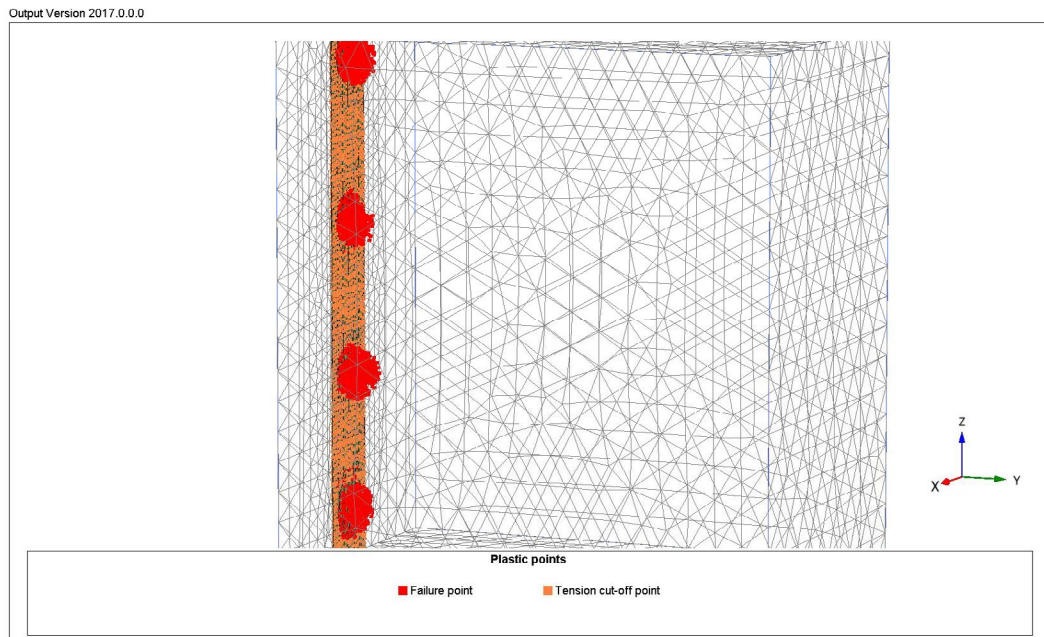


Figure 4.9 Plastic points in the soil with MC soil on only one side of the plate with interface (no tension)

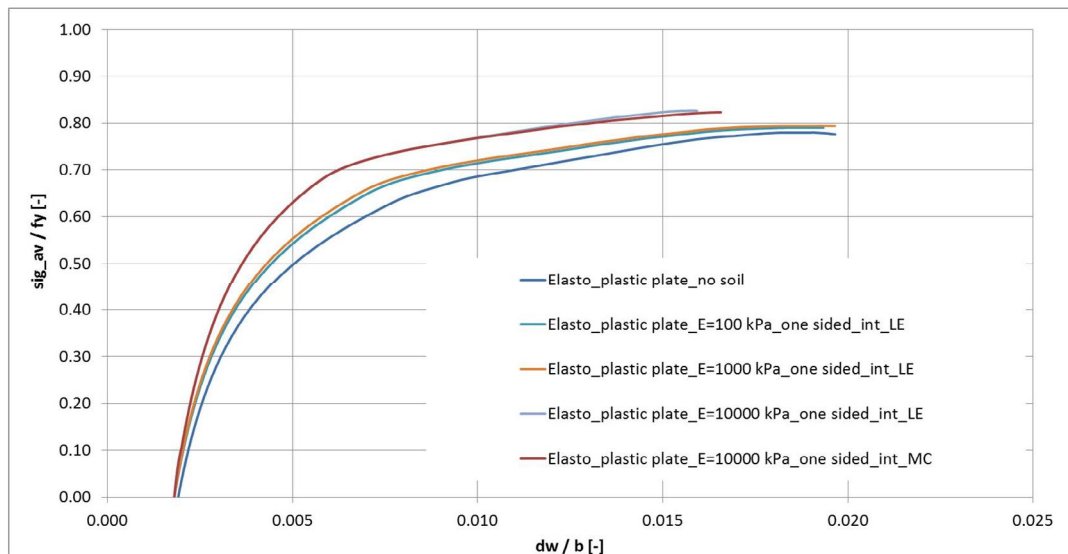


Figure 4.10 Results of analysis with MC soil on only one side of the plate with interface (no tension)

As can be seen from Figure 4.8 and Figure 4.9 indeed the compressive stress on the soil is reduced. This is caused by the fact that the soil is becoming plastic locally and thus less stiff, giving less support to the plate. The additional effect in the in Figure 4.10 presented results of an elasto-plastic soil however seems small compared to the result of the previous run with linear elastic soil with  $E = 10,000$  kPa stiffness.

#### 4.6 Comparison of all results for E = 10,000 kPa

It is interesting to further compare the results for all runs with a stiffness of  $E = 10,000$  kPa, see Figure 4.11, as for these cases the most significant effect was present.

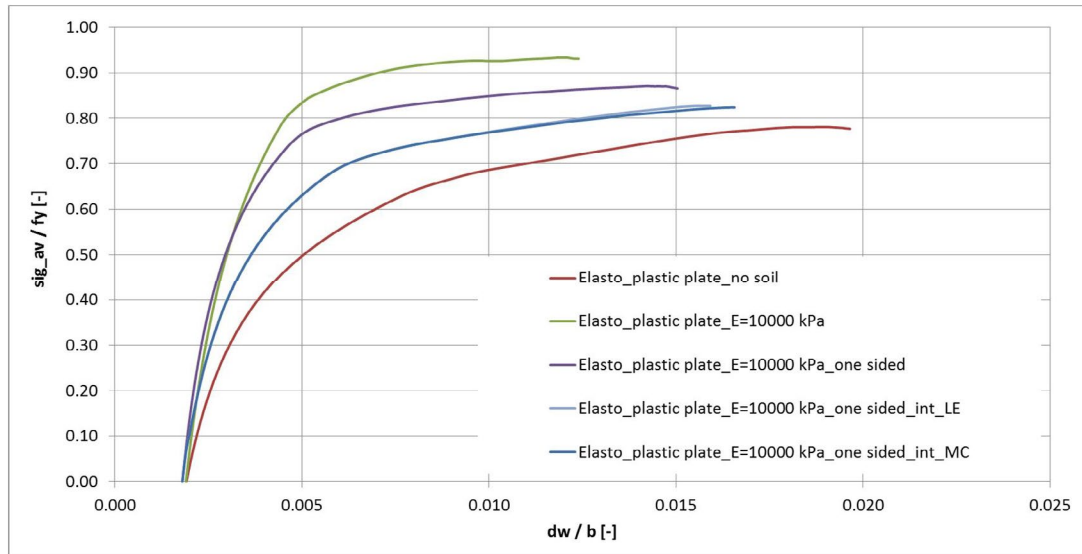


Figure 4.11 Comparison of all results for a soil with stiffness  $E = 10,000$  kPa

When comparing the results it becomes clear that the overall (strength and stiffness) behavior of a plate embedded in soil is a function of at least:

- The stiffness of the soil.
- The strength of the soil.
- The initial horizontal stresses of the soil (the  $K_0$  state) on the sheet pile.
- Whether the soil is in contact with the plate on one or two sides.
- Whether the soil can slide along the plate (which in general it can).

The results of the analyses made here for a plate with a slenderness of 1.00 suggest the following:

- Soils with a stiffness of 100 to 1000 kPa have minor positive influence on the peak strength of a compressed plate element.
- Soils with a stiffness of 10,000 kPa have a more significant positive influence on the peak strength. The gain in peak strength is 5% ( $= 0.82/0.78$ ) for the approach with one sided MC material, interface and a tension cut off.
- The approach with one sided MC material, interface and a tension cut off is expected to be on the conservative side as for example the positive effect of initial horizontal soil stresses is not included in this approach.
- The positive influence (suppressed softening) of soil support on post peak buckling behavior has not yet been investigated.
- For plates with a higher slenderness (lower thickness with the same width) the relative effect of the soil embedment will increase.

## 5 Conclusions and recommendations

### 5.1 Conclusions

#### *Verification*

PLAXIS 3D has (at least some) possibilities to evaluate local buckling effects and the influence of soil embedment.

In this report the case of the “ideally compressed internal plate element” with a slenderness of 1.00 is used for the verification of PLAXIS 3D. This situation has resemblance with the compressed flange of a U-type sheet pile in bending. As such it seems reasonable that conclusions for the ideally compressed plate element are also relevant for sheet piles.

#### *Quantification*

The influence of the soil embedment is analysed in a simplified manner for a plate with a slenderness of 1.00 in this preliminary phase. The results of these analyses suggest the following:

- A large number of variables play a role (soil stiffness, plate stiffness, one/two sided support, interface, soil stresses, soil strength, drained/undrained, etcetera).
- Soft NC soils as peat and soft clay have minor positive influence on peak buckling strength of Class 4 profiles. The gain of soil support is less than 5%.
- Stiff clays and loose sands have a more significant positive influence on peak buckling strength of Class 4 profiles as compared to NC peat and soft clay. The gain of soil support is more than 5%.
- For plates with a slenderness larger than 1.00 the impact of the soil embedment will be larger.

The positive influence (suppressed softening) of soil embedment on post peak buckling behavior has not yet been investigated.

### 5.2 Recommendations

Further insight in the soil structure interaction for thin walled sheet piles is expected to be useful for practical (deterministic) designs and assessments but also for the next generation (probabilistic) assessment tools. Based on the positive results of this preliminary investigation, further research on the effects of soil embedment on structural strength of thin walled sheet piles is therefore recommended.

**Illustration**

To further illustrate the potential of soil embedment on thin walled sheet piles use is made of Figure 5.1. As mentioned in the conclusions the influence of soil support will increase with increasing slenderness. This effect is sketched in Figure 5.1 with a yellow band on top of the theoretical unsupported buckling capacity (red dashed line). The height of this band is subject of further research.

Note that Figure 5.1 is the same figure as presented in appendix B. This figure shows the capacity of an ideally compressed internal plate as function of the full plastic capacity (dashed red line) without soil support. The Class definitions shown are slightly different from those in Appendix B and are now based on those for a U-type sheet pile as discussed in appendix C. Furthermore it can be noted that the (in this report) analysed, situation for a plate with a slenderness of  $\lambda_p = 1.00$  is close to the boundary between Class 3 and 4.

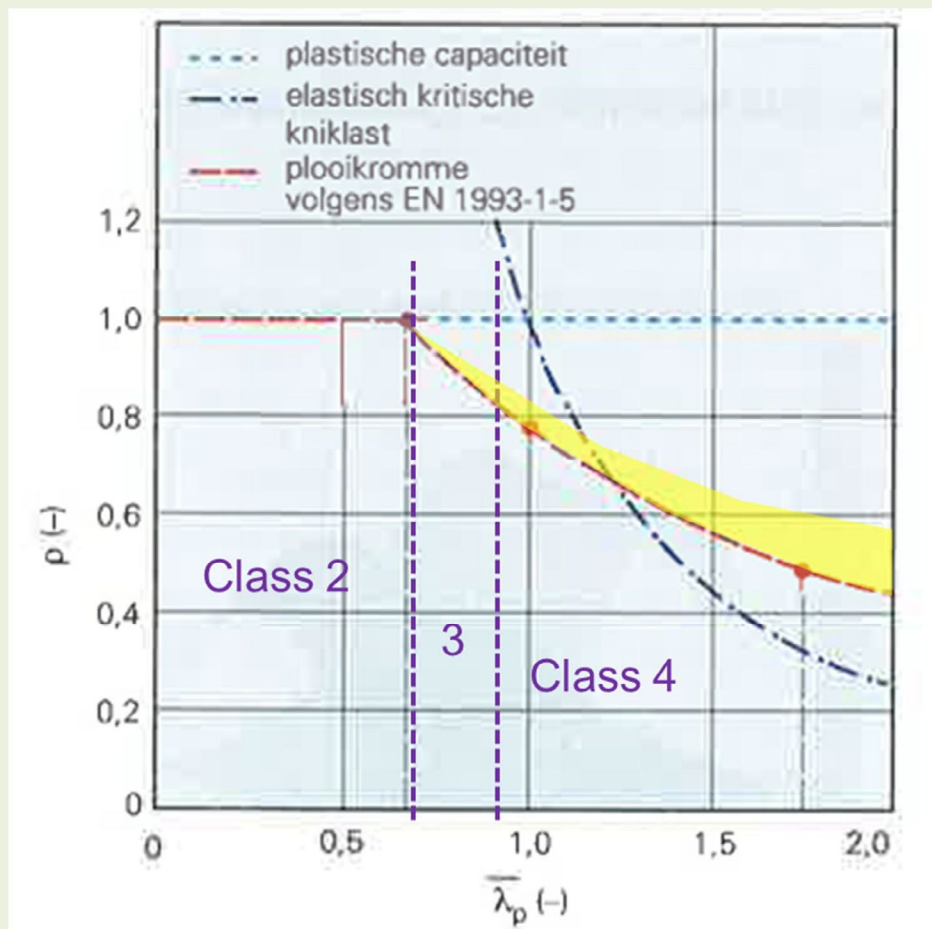


Figure 5.1 Illustration of the idea how the positive effect of a soil embedment on the capacity of thin walled Class 4 sheet piles could look like

## A Tjepkema and Maljaars “Verschil in toetsmethoden plooigevoelige elementen”

In PLAXIS 3D verification is made of the plate buckling based on the examples for internal compressed elements as shown in the article by Tjepkema and Maljaars [1].

### *Abstract of article*

Plate fields with a large width to thickness ratio, such as the web of a slender high beam may be sensitive to local buckling. For a structural engineer it is important to be able to determine the resistance of such plate fields. The Dutch TGB1990 series distinguishes two methods to analyse such plate fields (i.e. Class 4 sections). Eurocode 3 [2] also distinguishes two methods. Despite the same name two of these methods have different theoretical backgrounds. All four methods have been compared for a large range of I and T profiles. The differences in resistance appear significant, especially for unsupported plate fields.

The article consecutively describes:

- Theory of a single plate field.
- The different methods of analysis.
- Comparison between different methods.
- Verification with FEM analysis.
- Conclusions.

In this report use is made of the description of the theory of a single plate field.

A FE model is set up in DIANA using the following parameters:

- An internal compressed plate field with length/width ratio of 7/1.
- Material behavior is elasto-plastic with a yield strength ( $f_y$ ) of 355 N/mm<sup>2</sup>.
- The boundaries of the plate are hinged supported.
- Three plates are analysed with slenderness ratios ( $\lambda_p$ ) of 0.67, 1.0 and 1.75.
- Results are presented for load against deformation.
  - Load is normalised  $\sigma_{av} / f_y$  in which  $\sigma_{av}$  is the average normal stress in the plate.
  - Deformation is normalized as maximum out of plane deformation ( $d_w$ ) against the width of the plate ( $b$ ).

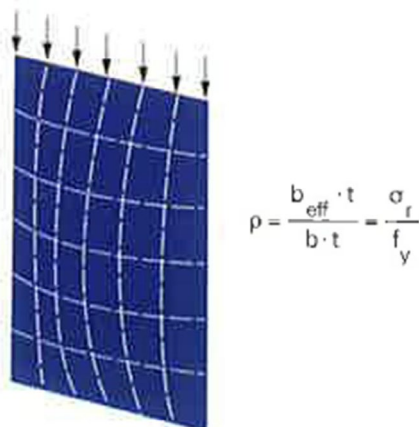


Figure A.1 Principle sketch of the compressed internal plate element, taken from [1]

In Figure A.2 and Figure A.3 the results of the different FE analyses are shown:

- Horizontal blue dotted lines are the (theoretical) elastic critical buckling loads
- Green dotted lines represent the post-buckling behavior of a plate with linear elastic material behavior without initial imperfections. Note that this line goes upward can be explained by the fact that after buckling the supported edges of the plate can sustain more load than the middle of the plate.
- The dark blue dotted lines are valid for a plate with linear elastic material behavior with initial imperfections. The applied initial imperfection, according to the 1<sup>st</sup> buckle shape with an amplitude of  $d_{w,i} / b = 0.002$ , is in accordance with table C2 from EN1993-1-5. The influence of the imperfections shows as the difference between the green and blue lines.
- The orange curves with bigger dots show the plastic capacity of the plates for different values of the initial imperfection. In contrast to the other curves the orange curves are the result of multiple calculations (each larger dot represents one calculation). In each analysis the plate has elastic-plastic material behavior. The calculation however is geometrically linear, so the effect of an increasing deformation is not taken into account in the calculated stresses. The orange curve shows that with an increasing initial deflection the capacity decreases, this is the effect of the increasing initial bending moment in the plate.
- Finally the red continuous curves show the result of an elasto-plastic and geometrical non-linear analysis including the effect of an initial imperfection. Such a type of analysis is the best approximation of reality. It is clear that the red line is “confined” by the blue and orange lines.

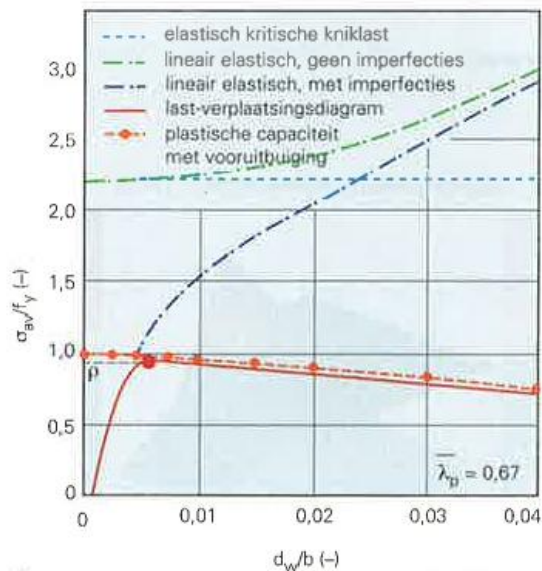


Figure A.2 Results of FE analysis for  $\lambda_p = 0.67$

The buckling of a plate is comparable to the buckling of a column. An important difference however is that the plate will show a positive post-buckling behavior, meaning that (for very slender plates) the resistance will be larger than the critical elastic load. Also see Figure A.4 below.

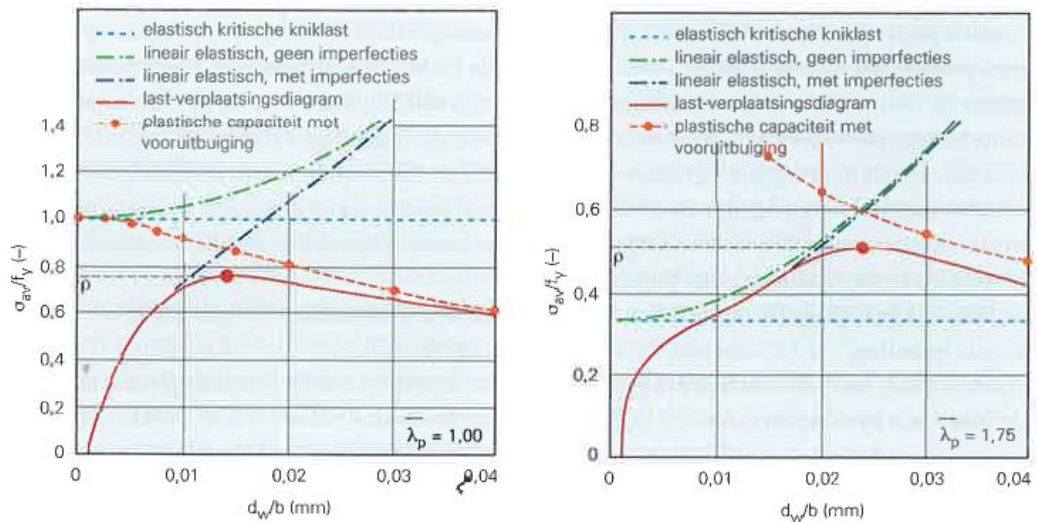
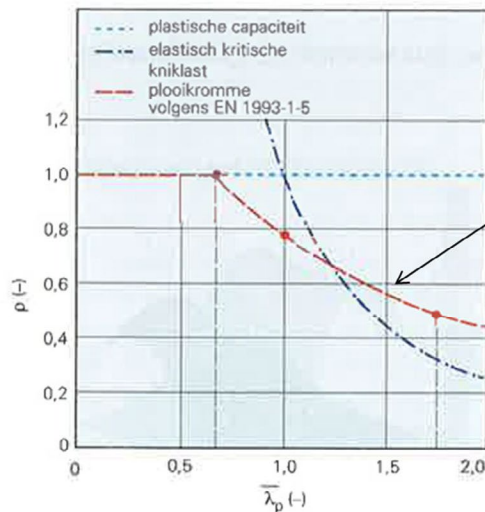


Figure A.3 Results of FE analysis for  $\lambda_p = 1.00$  (left) and for  $\lambda_p = 1.75$  (right)



1. Instabiliteitskromme volgens EN 1993-1-5 voor een op druk belaste interne plaat.

#### 4.4 Plate elements without longitudinal stiffeners

(1) The effective<sup>e</sup> areas of flat compression elements should be obtained using Table 4.1 for internal elements and Table 4.2 for outstand elements. The effective<sup>e</sup> area of the compression zone of a plate with the gross cross-sectional area  $A$ , should be obtained from:

$$A_{e,eff} = \rho A; \quad (4.1)$$

where  $\rho$  is the reduction factor for plate buckling.

(2) The reduction factor  $\rho$  may be taken as follows:

- internal compression elements:

$$\rho = 1,0 \quad \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (4.2)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(1 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{for } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (4.2)$$

- outstand compression elements:

$$\rho = 1,0 \quad \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{for } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (4.3)$$

where  $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 e \sqrt{k_\sigma}}$

$\psi$  is the stress ratio determined in accordance with 4.4(3) and 4.4(4)

$\bar{b}$  is the appropriate width to be taken as follows (for definitions, see Table 5.2 of EN 1993-1-1)

- $b_w$  for webs;
- $b$  for internal flange elements (except RHS);
- $b - 3t$  for flanges of RHS;
- $c$  for outstand flanges;
- $h$  for equal-leg angles;
- $h$  for unequal-leg angles;

$k_\sigma$  is the buckling factor corresponding to the stress ratio  $\psi$  and boundary conditions. For long plates  $k_\sigma$  is given in Table 4.1 or Table 4.2 as appropriate;

$t$  is the thickness;

$\sigma_{cr}$  is the elastic critical plate buckling stress see equation (A.1) in Annex A.1(2) and Table 4.1 and Table 4.2;

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

Figure A.4 Instability curve for a compressed internal plate (left) and theory from EN1993-1-5 [3] (right)

In Figure A.4 the following symbols are used:

- $\rho$  = reduction factor on the plastic capacity due to plate buckling
- $\lambda_p$  = slenderness of a plate

In Figure A.4 the bigger red dots are the maximum plastic resistances as found from the FE analyses shown in Figure A.2 and Figure A.3. The calculated plastic resistances (i.e.  $\rho$ ) correspond very well with the instability curve found with the analytical cross-section reduction method as described in EN1993-1-5 [3].



## B Slenderness versus Class definition

The article by Tjepkema and Maljaars [1] discusses the case of a purely compressed internal element. The article also talks about the slenderness of an element and does not specifically indicate what type of Class the analyzed plate falls into. In this appendix the connection is made between the slenderness of an element and the Class type as defined in the Eurocode 3 [3] for purely compressed internal elements.

c	300 mm		For internal compression elements			
t	8.8 mm		class	t	c/t/eps	$\lambda_p$
fy	355 N/mm2					
eps	0.813617 -		1	11.2	33	0.58
k_sigma	4 -		2	9.7	38	0.67
			3	8.8	42	0.74
$\lambda_p$	0.74 -		4	< 8.8	> 42	> 0.74

Table B.1 Relation between Class type and slenderness of an internal compressed element

The ratio of c/t/eps as used for the different classes for internal compressed parts (i.e. 33, 38, 42) is taken from Figure C.1 in Appendix C. The other formulas used in the table above have been explained below.

$$\text{where } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b} / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$\psi$  is the stress ratio determined in accordance with 4.4(3) and 4.4(4)

$\bar{b}$  is the appropriate width to be taken as follows (for definitions, see Table 5.2 of EN 1993-1-1)

$b_w$  for webs;

$b$  for internal flange elements (except RHS);

$b - 3 t$  for flanges of RHS;

$c$  for outstand flanges;

$h$  for equal-leg angles;

$h$  for unequal-leg angles;

$k_\sigma$  is the buckling factor corresponding to the stress ratio  $\psi$  and boundary conditions. For long plates  $k_\sigma$  is given in Table 4.1 or Table 4.2 as appropriate;

$t$  is the thickness;

$\sigma_{cr}$  is the elastic critical plate buckling stress see equation (A.1) in Annex A.1(2) and Table 4.1 and Table 4.2;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

Figure B.1 Formula for calculation of the slenderness, taken from [3]

**Table 4.1: Internal compression elements**

Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>1)</sup> width $b_{eff}$	
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{c2} = 0,5 b_{eff}$	
				$1 > \psi > 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{c2} = b_{eff} - b_{c1}$	
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{c1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{c2} = 0,6 b_{eff}$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	$-1 < \frac{\sqrt{E\sigma_1}}{E\sigma_1} - 1 > \psi > -3 \frac{\sqrt{E\sigma_1}}{E\sigma_1}$
Buckling factor $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	$23,9 - 5,98(1 - \psi)^2$

Figure B.2 Definition for eta and buckling factor  $k_{\sigma}$ , taken from [3]

In the figure below the “instability curve” as discussed in Appendix A is again shown. In the figure also now it is indicated in which Class a certain slenderness falls. The article by Tjepkema and Maljaars [1] discusses slenderness’s of 0.67, 1.00 and 1.75. As can be seen in the figure the slenderness of 1.00 and 1.75 are Class 4 profiles.

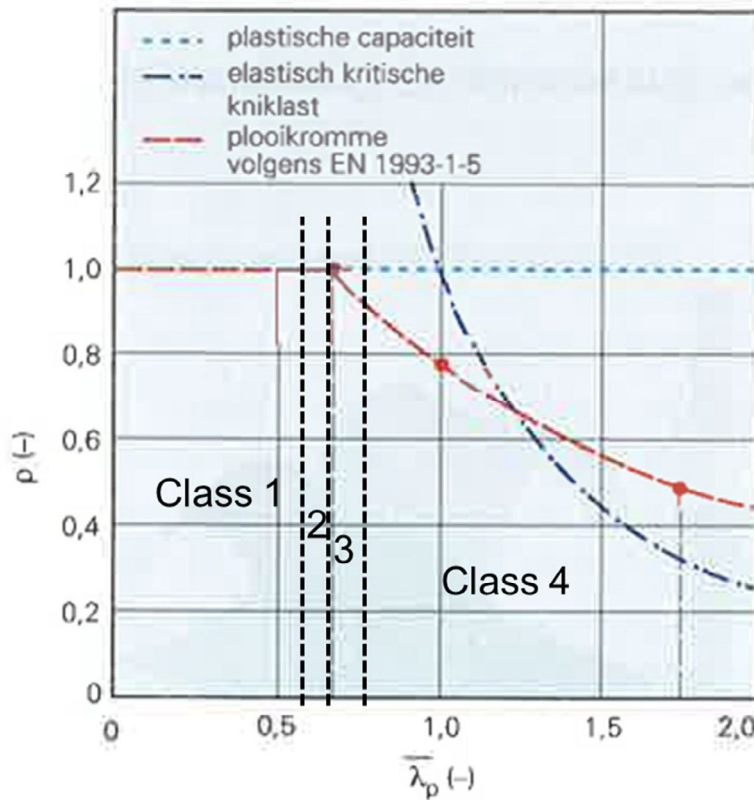


Figure B.3 Slenderness and Class definition for a compressed internal element

## C Class definition for compressed internal plate versus sheet pile profile

In this report the internal compressed plate is analysed. In this appendix it argued that the internal compressed plate is a good first approximation of the compressed flange of a sheet pile. Especially for an U-profile, where the interlocks are placed in the web of the profile (instead of in the flange as for the Z profiles).

Internal compression parts						
					Axis of bending	
					Axis of bending	
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^{*)}$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_v$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  applies where either the compression stress  $\sigma \leq f_y$  or the tensile strain  $\varepsilon_y > f_y/E$

Figure C.1 Class definitions of compressed internal parts based on the maximum width to thickness ratios according to EN 1993-1-1:2005 [2]

**Table 5-1: Classification of cross-sections**

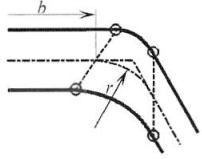
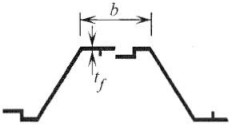

Classification	Z-profile	U-profile
		
Class 1	- the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out	
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240    270    320    355    390    430
	$\epsilon$	0,99    0,93    0,86    0,81    0,78    0,74
<b>Key:</b> <i>b</i> : width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio <i>r/t<sub>f</sub></i> is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used; <i>t<sub>f</sub></i> : thickness of the flange for flanges with constant thickness; <i>r</i> : midline radius of the corners between the webs and the flanges; <i>f<sub>y</sub></i> : yield strength.		
<b>Note:</b> For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.		

Figure C.2 Class definition of Z- and U sheet piles according to EN 1993-5:2007 [4]

In Figure C.1 and Figure C.2 use is made of a formula that states that the ratio between width and thickness of a compressed part has to be smaller than a certain value to be considered a certain Class type. The larger this value the larger the width over thickness ratio may be to still be considered a certain Class type. In the table below the values belonging to class 2 and 3 are shown for a compressed internal element and a U sheet pile. It is concluded that the analysis of a compressed internal element may be considered a reasonable first estimate of a U type sheet pile.

Class	Compressed internal element	U sheet pile
2	38	37
3	42	49

Table C.1 Maximum allowable width over thickness ratios

## D PLAXIS elasto-plastic plate properties

When working with the elasto-plastic plate elements in PLAXIS a set of input properties has to be chosen corresponding to the loading situation. A choice has to be made by the user for the yield stress  $\sigma_y$  and the plastic section modulus  $W_p$ . PLAXIS mentions in the manual [5] that two extreme choices can be made, depending on whether the plate is primarily subjected to bending moments of normal forces. Also see Figure D.1 below.

For the case of a rectangular cross section (as is the case for a compressed plate element) PLAXIS indicates that the capacity becomes:

- For a plate primarily subjected to bending moments:
  - $M_p = \sigma_y * W_{plastic}$
  - $N_{p,eq} = (\sigma_y / \sqrt{3}) * d$
- For a plate primarily subjected to normal forces:
  - $M_{p,eq} = \sigma_y * \sqrt{3} * W_{plastic}$
  - $N_p = \sigma_y * d$

In effect this means that the plate elements implemented in PLAXIS cannot predict the real strength of the plate for all possible combinations of  $M$  and  $N$  with one parameter set. The user has to make a choice for the situation at hand.

*The above correction is not further elaborated in the PLAXIS manual but is most likely related to the distance of the stress points to the plate centre line, this distance is  $\sqrt{3} * d / 6$ . In effect this means that the stress point lies at a distance ratio relative to the outer fibre of:  $\sqrt{3} * d / 6$  to  $d/2$  or written differently a distance ratio of  $1/\sqrt{3}$  to 1.*

**Hint:** If the plate is primarily subjected to bending moments (or it is expected to fail in bending), the plastic bending moment  $M_p$  is the most important parameter and it should be properly evaluated using the real  $\sigma_y$  and  $W$  values as input parameters. In this case, the plastic axial force  $N_p$  is calculated based on the equivalent yield stress  $\sigma_{y,eq}$  and will not match the real  $N_p$  of the plate:  
 $N / N_{p,eq} = (N / N_p) * (\sqrt{3} d^2) / (6W)$  (Figure 6.4.2).

» If the plate is primarily subjected to axial forces (or it is expected to fail in tension/compression), the plastic axial force  $N_p$  should be properly evaluated by scaling the yield stresses such that  $N_{p,eq}$  will be equal to the real  $N_p$  of the plate cross section. In this case, the plastic bending moment resulting from this operation  $M_{p,eq}$  will not match the real plastic bending moment  $M_p$  of the plate:  $M / M_{p,eq} = (M / M_p) * (\sqrt{3} d^2) / (6W)$  (Figure 6.4.2).

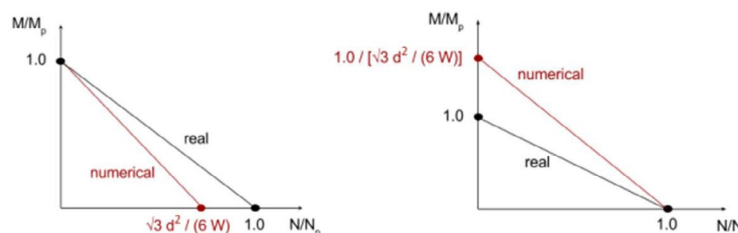


Figure 6.4.9 Plate primarily subjected to: bending moments (on the left) and axial forces (on the right)

Figure D.1 M – N plane for an elasto-plastic plate element in PLAXIS [5]

For the situation analysed in this report (slenderness of 1.00) it is clear that normal forces play a significant role. To get a feeling for the impact of both normal forces and bending moments two situations have been analysed:

- Using  $W_p$  and the yield stress
- Using  $W_p$  and the yield stress  $\cdot \sqrt{3}$

It is concluded that the results of the article by Tjepkema and Maljaars [1] are somewhere in between for this case. Apparently there is an influence of both normal forces and bending moments for this situation. In an iterative way a value for the PLAXIS yield stress has been found that gives a reasonable fit on the results of the article by Tjepkema and Maljaars [1]. The PLAXIS yield stress value found is  $1.15 \cdot \sigma_y = 408 \text{ N/mm}^2$ . Also see the figure below.

Note that when the influence of the soil embedment is included in the calculation the effect of the bending moment will become less and as such the PLAXIS yield stress to be used can be increased. This effect is however not included in this report.

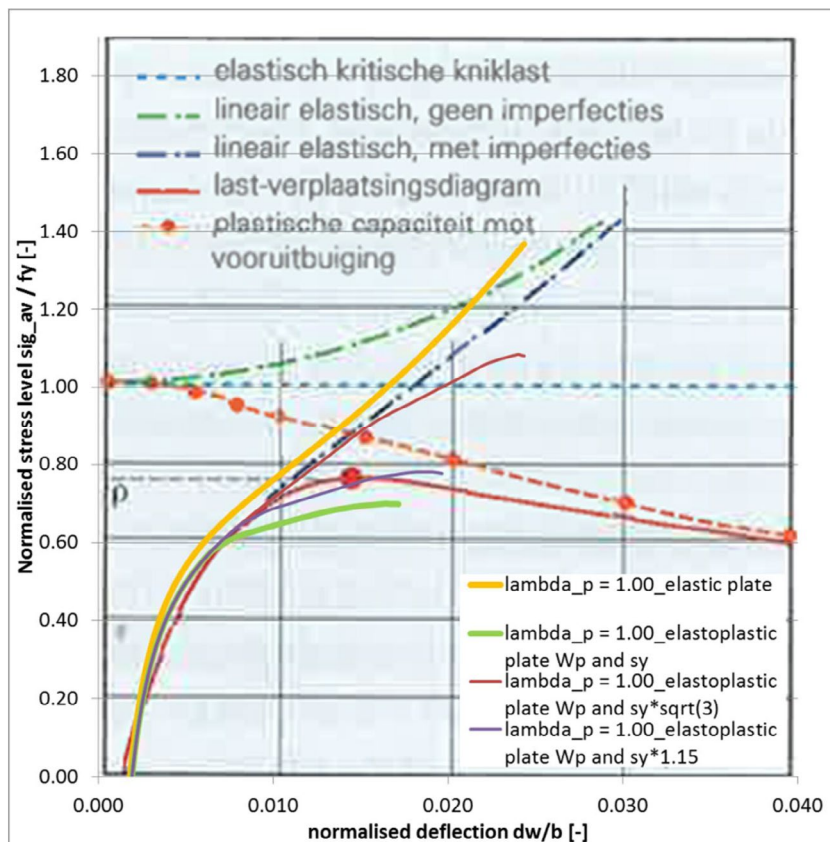


Figure D.2 Influence of PLAXIS input parameter yield stress ( $f_y$  or  $\sigma_y$ )



Verkennd onderzoek naar de toepasbaarheid van het concept van reliability updating (bijstellen van faalkansen met extra informatie uit geschiedenis en inspecties) bij natte kunstwerken. Case weerstand tegen onderloopsheid.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2018*

# **Probabilistische tools grond-constructie interactie**

Gebruik performance data  
via reliability updating

Mark van der Krogt (Deltares)  
Ana Teixeira (Deltares)  
Arjan Grashuis (Rijkswaterstaat)

Kenmerk : KpNK-2018-BKW-03b002  
Versie : 1.0  
Datum publicatie : 20 september 2019







In het **Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK)** werken Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO samen aan de kennisontwikkeling om de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken (stuwen, sluizen, gemalen en stormvloedkeringen) efficiënt en kostenbesparend aan te pakken.

**Deltares**

**MARIN**



**TNO**

Voor het kennisprogramma wordt er jaarlijks een inhoudelijk **Kennisplan** inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld. Andere partijen (zoals waterschappen en marktpartijen) worden nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen.

Meer informatie over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt op [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl) waar ook de onderzoeksresultaten ter beschikking worden gesteld.

**NKWK**

De samenwerking binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vormt de uitwerking van de onderzoekslijn "Toekomstbestendige Natte Kunstwerken" binnen het **Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK)**. Dit kennisplatform brengt Nederlandse overheden, kennisinstellingen en bedrijven bij elkaar om samen te werken aan pilots, actuele vraagstukken en lange termijnontwikkelingen op gebied van water- en klimaatvraagstukken.

Meer informatie staat op [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl).

Voor vragen met betrekking tot het rapport kunt u terecht bij de auteurs:

Mark van der Krogt - [mark.vanderkrogt@deltares.nl](mailto:mark.vanderkrogt@deltares.nl)

Ana Texeira - [ana.texeira@deltares.nl](mailto:ana.texeira@deltares.nl)

Arjan Grashuis - [arjan.grashuis@rws.nl](mailto:arjan.grashuis@rws.nl)

Voor vragen over Kennisprogramma Natte Kunstwerken en Kennisplan 2018 kunt u terecht bij:

Maarten van der Vlist - [maarten.vander.vlist@rws.nl](mailto:maarten.vander.vlist@rws.nl)

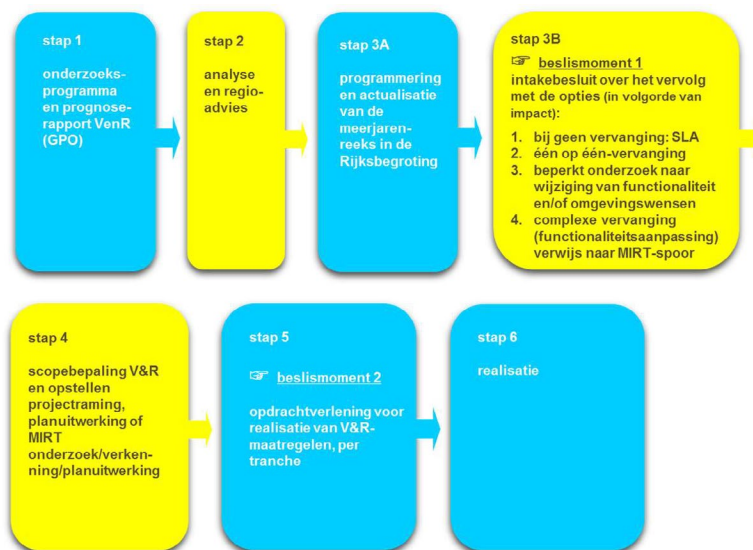




## Voorwoord

Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets van beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen. Een groot deel van deze natte kunstwerken bereikt komende decennia het einde van de (technische) levensduur waarvoor het is ontworpen. Er dient zich dan ook een aanzienlijke vervangings- en renovatieopgave van deze kunstwerken aan.

De laatste jaren wordt steeds meer gezocht naar mogelijkheden om levensduur van kunstwerken te verlengen, en om bij einde levensduur (noodzakelijke) ingrepen aan gebiedsontwikkelingen en/of functionele/netwerk ontwikkelingen te koppelen. Rijkswaterstaat heeft daartoe als asset manager een vernieuwde werkwijze voor het Vervanging en Renovatie (VenR) proces opgesteld, welke de basis vormt voor de inrichting van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (zie Figuur 1).



Figuur 1. Vernieuwde RWS-werkwijze Vervanging en Renovatie.

In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt kennis ontwikkeld die bijdraagt aan de verschillende stappen binnen deze vernieuwde VenR-werkwijze, met als focuspunten stap 1 (prognoserapport) en stap 2 (regio-analyse en -advies). Het prognoserapport richt zicht op de (einde) technische levensduur, het regio-advies brengt met name de relatie object-netwerk-gebied in kaart.

Het onderzoek in het Kennisprogramma Natte Kunstwerken vindt plaats langs de onderstaande 3 onderzoekssporen en heeft tot doel om een effectieve en efficiënte aanpak van de vervanging- en renovatie-opgave en nieuwbouw van natte kunstwerken mogelijk te maken:

- bestaand object
  - inzicht in (einde) technische levensduur
  - levensduurverlenging
- object-systeem
  - inzicht in (einde) functionele levensduur en object-systeemrelaties
- nieuw(e) object/objectonderdelen
  - toepassen innovaties
  - inspelen op toekomstige ontwikkelingen.



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken *Kennisplan 2018*

Sinds enkele jaren is er het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Hieronder lopen diverse onderzoekslijnen. Eén van de onderzoekslijnen is “Toekomstbestendige Natte Kunstwerken”. Voor het praktisch laten functioneren van deze onderzoekslijn is er een Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en een Kennisprogramma Natte Kunstwerken opgesteld:

- Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken. De partijen die momenteel binnen deze overeenkomst samenwerken aan onderwerpen rondom de vervangings- en renovatieopgave bij natte kunstwerken zijn Deltares, MARIN, Rijkswaterstaat en TNO.
- In het kader van de bovengenoemde Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en de 3 onderzoekssporen van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt er jaarlijks een inhoudelijk Kennisplan inclusief bijbehorend financieringsplan opgesteld.

Naast de genoemde partijen zijn en worden andere partijen nadrukkelijk uitgenodigd om deel te nemen aan de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken en/of het Kennisplan. Inzet kan zowel in kind en/of financieel zijn. In het Kennisplan 2018 is er binnen het kader van Kennisprogramma Natte Kunstwerken samengewerkt met Acotec BV, Arcadis en ArcelorMittal.

Resultaten uit het Kennisprogramma Natte Kunstwerken worden gedeeld met de gehele sector, onder andere via de website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).

De hierop volgende samenvatting heeft betrekking op de onderliggende onderzoeksmemo “Grondconstructie interactie model – onderdeel Gebruik performance data via reliability updating”. Dit onderzoek is geleid door Deltares in het kader van het Kennisplan 2018. In verband met de Algemene Verordening Gegevensbescherming is het originele Deltares rapport ten behoeve van het publiceren op de website alleen qua persoonsgegevens, maar niet qua inhoud aangepast.



## Samenvatting

# Grond-constructie interactie model - Gebruik performance data via reliability updating

### Aanleiding

Veel natte kunstwerken in Nederland zijn aan het einde van hun technische levensduur en moeten op termijn vervangen worden. Hiervoor wordt bestaande bouw bij voorkeur zo scherp mogelijk beoordeeld. In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt onder meer onderzoek gedaan naar het toepasbaar maken van technieken en tools om de technische levensduur van natte kunstwerken te verlengen.

Bij de beoordeling van bestaande kunstwerken leiden grote onzekerheden vaak tot onrealistisch slechte beoordelingsresultaten, waardoor de technische levensduur onterecht verkort kan worden. Reliability updating – het bijstellen van faalkansen met extra informatie – kan helpen in het verkleinen van onzekerheden en daarmee in het potentieel verlengen van de levensduur. Het principe is dat door het toevoegen van performance data uit verschillende bronnen (zoals bewezen sterkte, proefbelastingen en inspectie en monitoring) onzekerheden kunnen worden gereduceerd en faalkansschattingen kunnen worden bijgesteld. Dat betekent ook dat beoordelingsresultaten kunnen worden bijgesteld, zeker als grote onzekerheden in grondeigenschappen doorgaans leiden tot hoge a-priori faalkansen.

Deze innovatieve methode is de laatste jaren doorontwikkeld voor praktijktoepassing bij waterkeringen en inmiddels verkend en toegepast bij meerdere dijkversterkingsprojecten<sup>1</sup>. De methode heeft vergelijkbare potentie voor levensduurverlenging van kustwerken. De ambitie is dan ook om te komen tot een goed onderbouwde, goed toepasbare en gevalideerde en geteste methode om reliability updating toe te passen bij kunstwerken (met focus op geotechnische aspecten).

### Onderzoeksvraag en -opzet (WAT)

Het doel van deze (beperkte) studie is om door middel van een korte verkenning op een fictief maar realistisch voorbeeld de toepasbaarheid van het concept voor natte kunstwerken aan te tonen en een indruk van de potentiële impact te verkrijgen.

---

<sup>1</sup> zie bijvoorbeeld Schweckendiek, T., Van der Krogt, M.G., Rijneveld, B., Teixeira, A. (2017). *Handreiking Faalkansanalyse Macrostabieliteit Groene Versie. Deltares rapport 11200575-016*;



### Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)

Om de doelen te bereiken is de volgende aanpak gevolgd:

1. Keuze casus en faalmechanisme
2. A-priori faalkans en identificeren belangrijkste onzekerheden
3. Keuze observatie(s) en reliability updating analyse
4. Duiding van resultaten en impact op vervangingsopgave

### Onderzoeksresultaten en synthese

Voor een fictief voorbeeld op een daadwerkelijke case is gedemonstreerd dat de faalkans bijgesteld kan worden door een overleefde belastingsituatie mee te nemen. Reliability updating heeft dus potentie voor het bijstellen van faalkansen bij natte kunstwerken. Voor de gekozen (eenvoudige) modellen Bligh en Lane is gedemonstreerd dat de faalkans met een factor 3 tot 10 naar beneden kan worden bijgesteld, wanneer een 1/5 jaar belastingsituatie overleefd zou zijn. De gepresenteerde uitkomsten van de (bijgestelde) faalkansen (a posteriori betrouwbaarheidsindices) zijn hierbij wel sterk afhankelijk van het gekozen model en de invoerparameters.

### Evaluatie en vooruitblik

Voor bestaande kunstwerken die aan het einde van hun levensduur zijn, zou op basis van maatwerk analyses kunnen worden aangetoond dat de kunstwerken nog steeds voldoen aan de gestelde betrouwbaarheidseisen, zoals gedefinieerd in de Eurocode of Waterwet. Het bijstellen van faalkansen heeft praktisch gezien vooral nut, wanneer door een beperkte extra inspanning aangetoond kan worden dat een constructie/kunstwerk voldoet aan de gestelde veiligheidseisen. Dat betekent dat de methode vooral voordelen heeft bij constructies waar de berekende faalkans ongeveer een orde (factor 10) afligt van de vereiste veiligheid (bijvoorbeeld  $\beta$  4,3 voor Eurocode gevolgklasse 3) voor een faalmechanisme. In andere gevallen is het waarschijnlijk doelmatiger om eerst te focussen op andere dominante onzekerheden.



## Memo

<b>Datum</b>	<b>Ons kenmerk</b>	<b>Aantal pagina's</b>
12 december 2018	11200741-032-HYE-0001	17
<b>Contactpersoon</b>	<b>Doorkiesnummer</b>	<b>E-mail</b>
Mark van der Krogt	+31(0)88 335 7268	Mark.vanderKrogt@deltares.nl

**Onderwerp**  
Grond-constructie interactie model - onderdeel Gebruik performance data via reliability updating

---

## 1 Inleiding

### 1.1 Aanleiding en doel

Veel natte kunstwerken in Nederland zijn aan het einde van hun technische levensduur en moeten op termijn vervangen worden. Hiervoor wordt bestaande bouw bij voorkeur zo scherp mogelijk beoordeeld. In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken wordt onder meer onderzoek gedaan naar het toepasbaar maken van technieken en tools om de technische levensduur van natte kunstwerken te verlengen.

Bij de beoordeling van bestaande kunstwerken leiden grote onzekerheden vaak tot onrealistisch slechte beoordelingsresultaten, waardoor de technische levensduur onterecht verkort kan worden. Reliability updating – het bijstellen van faalkansen met extra informatie – kan helpen in het verkleinen van onzekerheden en daarmee in het potentieel verlengen van de levensduur. Het principe is dat door het toevoegen van performance data uit verschillende bronnen (zoals bewezen sterkte, proefbelastingen en inspectie en monitoring) onzekerheden kunnen worden gereduceerd en faalkansschattingen kunnen worden bijgesteld. Dat betekent ook dat beoordelingsresultaten kunnen worden bijgesteld, zeker als grote onzekerheden in grondeigenschappen doorgaans leiden tot hoge a-priori faalkansen.

Deze innovatieve methode is de laatste jaren doorontwikkeld voor praktijktoepassing bij waterkeringen en inmiddels verkend en toegepast bij meerdere dijkversterkingsprojecten (Schweckendiek en Kanning, 2016; Schweckendiek et al, 2016; Schweckendiek et al, 2017; Kanning en Schweckendiek, 2017). De methode heeft vergelijkbare potentie voor levensduurverlenging van kustwerken. De ambitie is dan ook om te komen tot een goed onderbouwde, goed toepasbare en gevalideerde en geteste methode om reliability updating toe te passen bij kunstwerken (met focus op geotechnische aspecten).

Het doel van deze (beperkte) studie is om door middel van een korte verkenning op een fictief maar realistisch voorbeeld de toepasbaarheid van het concept voor natte kunstwerken aan te tonen en een indruk van de potentiële impact te verkrijgen. Hiervoor is de volgende aanpak gevolgd:

1. Keuze casus en faalmechanisme
2. A-priori faalkans en identificeren belangrijkste onzekerheden
3. Keuze observatie(s) en reliability updating analyse
4. Duiding van resultaten en impact op vervangingsopgave



De bovenstaande elementen komen achtereenvolgens in dit memo aan de orde.

## 1.2 Reliability updating

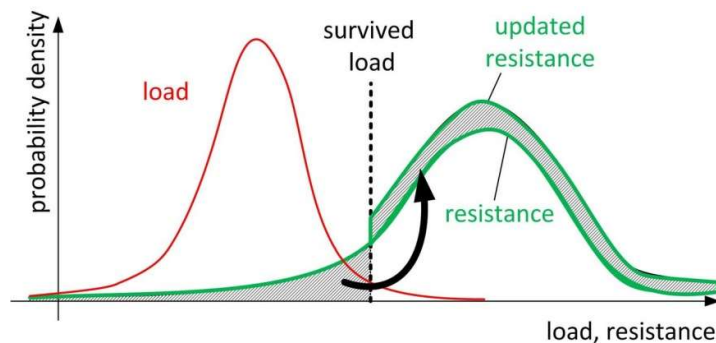
Het updaten van faalkansen vormt een uitbreiding op standaard faalkansanalyses (a-priori analyse). Wat nodig is voor een faalkansanalyse is een beschrijving van het (faal)mechanisme en kansverdelingen voor de invoer parameters. Op basis hiervan kan berekend worden hoe groot de kans is dat een bepaalde combinatie van parameters ( $X$ ) leidt tot het overschrijden van een vooraf gestelde grenstoestand  $g$ :

$$P(F) = P(g(X) < 0)$$

Faalkans updaten komt in de basis neer op het toepassen van de stelling van Bayes, waarbij de kans op falen ( $P(F)$ ) wordt geconditioneerd op basis van een observatie ('evidence'  $\varepsilon$ ), zodat de a-posteriori faalkans berekend wordt als volgt:

$$P(F|\varepsilon) = \frac{P(F \cap \varepsilon)}{P(\varepsilon)}$$

Het principe is weergegeven in Figuur 1.1: voor alle parameterrealisaties die lager zijn dan de overleefde belasting wordt de kansmassa gelijkgesteld aan nul; deze hadden immers moeten falen, maar zijn overleefd. De kansmassa wordt herverdeeld over de kansverdeling die wel aan de observatie voldoet. Voor verdere informatie wordt verwezen naar relevante bronnen, zoals Straub (2014) en Schweckendiek (2014).



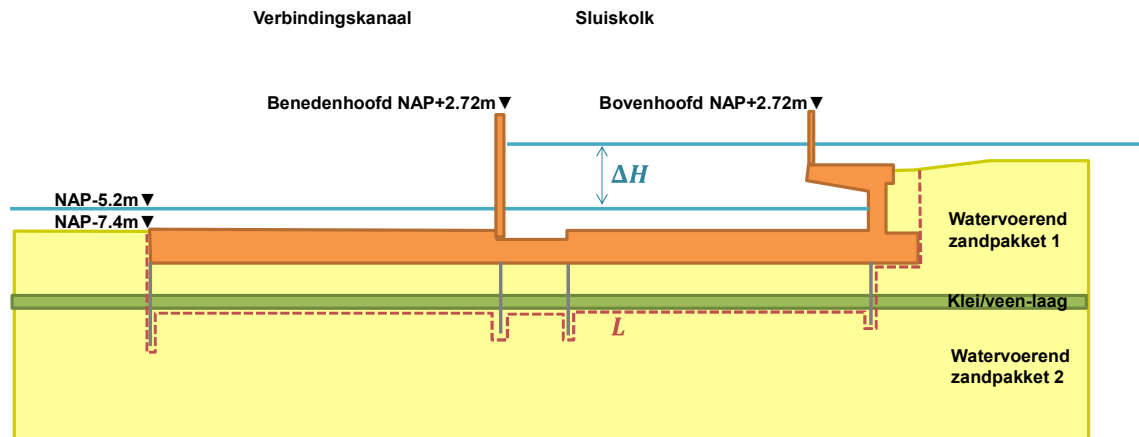
Figuur 1.1 Principe faalkansupdating

## 1.3 Casusbeschrijving

Als voorbeeld om reliability updating toe te passen is gekozen voor een casus van onderloopsheid bij sluizen. Onderloopsheid bij sluizen is een van de faalmechanismen waarop huidige kunstwerken momenteel als onvoldoende worden beoordeeld. Het faalmechanisme betreft de erosie van zand in kanaaltjes onder de constructie als gevolg van kwel, waardoor de stabiliteit van het kunstwerk ondermijnd wordt. De erosie wordt voorkomen door stalen damwanden toe te passen welke de kwelengte verlengen en de (lokale) gradiënt verlagen.

Voor het voorbeeld wordt een fictieve casus opgesteld, welke gebaseerd is op de bestaande sluis De Blauwe Dromer in Zeewolde. Vanwege kwelproblematiek op deze locatie is voldoende achtergrondinformatie aanwezig, zie Sman en Forster (2012). In Figuur 1.2 is een principeschets van de sluis getekend.

Om kwel en onderloopsheid te voorkomen zijn op diverse plaatsen damwandschermen die de kwelweglengte verlengen geplaatst. Van de getekende Klei/veen laag is onduidelijk of deze het watervoerend pakket 1 en 2 (nog) volledig van elkaar afsluit. Omdat niet uit te sluiten is dat er zandtransport langs de damwand kan plaatsvinden, is onderloopsheid mogelijk.



Figuur 1.2 Principeschets sluis De Blauwe Dromer

## 2 Faalkansanalyse

Allereerst wordt een faalkansanalyse gemaakt voor onderloopsheid op basis van een eenvoudig model en beschikbare informatie uit Baars-CIPRO (2008).

### 2.1 Model

Als modellen voor onderloopsheid bij sluizen worden in deze studie gangbare modellen gebruikt: Bligh voor zuiver horizontale kwelengtes, en Lane indien er sprake is van een verticale kwelengte. Ten behoeve van dit voorbeeld worden de formuleringen conform Deltares (2015) overgenomen.<sup>1</sup> Opgemerkt wordt dat toepassing van de methode hangt niet afhankelijk is van het specifiek gekozen model, maar dat in principe voor ieder faalmechanisme met een model de methode worden toegepast. Wel kan de impact van faalkans updating verschillend zijn bij verschillende methoden. Voor het demonstreren van de potentiële impact van reliability updating in dit beknopte voorbeeld gaan we uit van onderstaande eenvoudige modellen voor onderloopsheid.

Bligh:

$$g_{Bligh} = L_{Bligh} - L_{crit,Bligh} = m_L \cdot L_h - m_{c,B} \cdot c_B \cdot \Delta H \quad \text{falen indien } g < 0$$

Lane:

$$g_{Lane} = L_{Lane} - L_{crit,Lane} = m_L \cdot \left(\frac{1}{3}L_h + L_v\right) - m_{c,L} \cdot c_L \cdot \Delta H \quad \text{falen indien } g < 0$$

### 2.2 Stochastische parameters

De onzekere parameters in de bovenstaande formules zijn de horizontale en verticale kwelweglengte, het optredende verval en de modelonzekerheid op de doorlatendheidsfactoren ( $c$ ) en de kwelweglengte ( $L$ ), zie Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameters en kansverdelingen in de gebruikte modellen,  $\mu$  is de gemiddelde waarde,  $VC$  de variatie coëfficiënt en  $\sigma$  de standard afwijking.

Symb.	Beschrijving	Eenh.	Kansverdeling	Kansverdeling parameters
$\Delta H$	Verval over de sluis	m	Gumbel	Shift = 5.1 Scale = 0.145
$L_h$	Horizontale kwelweglengte	m	Normaal	$\mu = 68; VC = 0.05$
$L_v$	Verticale kwelweglengte	m	Normaal	$\mu = 24; VC = 0.05$
$c_B$	Doorlatendheidsfactor Bligh	-	Normaal	$\mu = 18; VC = 0.1$
$c_L$	Doorlatendheidsfactor Lane	-	Normaal	$\mu = 8.5; VC = 0.1$
$m_L$	Modelonzekerheid aanwezige kwelweglengte	-	Lognormaal	$\mu = 2.2; \sigma = 0.27$
$m_{c,B}$	Modelonzekerheid doorlatendheidsfactor Bligh	-	Lognormaal	$\mu = 1.0; \sigma = 0.1$
$m_{c,L}$	Modelonzekerheid doorlatendheidsfactor Lane	-	Lognormaal	$\mu = 1.0; \sigma = 0.1$

<sup>1</sup> In Schweckendiek (2014) wordt een andere grenstoestandsfunctie met andere modelonzekerheden beschreven. Het verschil is op dit moment niet duidelijk, maar wordt buiten beschouwing gelaten.

### 2.3 A priori analyse (faalkansanalyse)

Met behulp van de hierboven beschreven modellen (faalmechanisme en onzekerheden), wordt de faalkans voor onderloopsheid berekend. Er worden twee verschillende methoden gebruikt: Monte Carlo Simulatie (MC) en de First Order Reliability Method (FORM). MC is een simulatie methode en is exact wanneer een oneindig aantal willekeurige trekkingen word gedaan. FORM is een benaderingsmethode op basis van een linearisatie in het zogenoemde ontwerppunt. Het voordeel van FORM is dat (op basis van de invloedscoëfficiënten) een indruk gekregen kan worden van de onzekerheden met de grootste faalkansbijdrage. Deze onzekerheden zijn dus dominant in het bepalen van de faalkans (en dus op een lage verwachte levensduur). Omdat het model voor onderloopsheid rekenkundig niet zwaar is, kan ook een Monte Carlo Simulatie worden uitgevoerd om de resultaten van de FORM analyse te verifiëren.

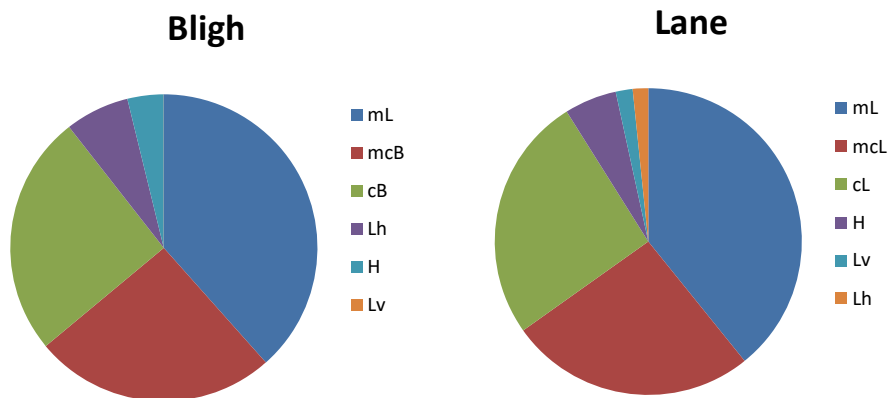
In Tabel 2.2 en Tabel 2.3 zijn de resultaten van de analyses weergegeven. In Figuur 2.1 zijn de gekwadrateerde invloedsfactoren uit de FORM analyse weergegeven.

Tabel 2.2 A-priori faalkansanalyse o.b.v. FORM

	Faalkans $P(F)$ [-]	Betrouwbaarheidsindex $\beta$ [-]
Bligh	7.3e-03	2.44
Lane	5.2e-06	4.41

Tabel 2.3 A-priori faalkansanalyse o.b.v. MC (Importance Sampling)

	Faalkans $P(F)$ [-]	Betrouwbaarheidsindex $\beta$ [-]
Bligh	8.8e-03	2.37
Lane	5.9e-06	4.38



Figuur 2.1 Gekwadrateerde invloedsfactoren uit FORM berekening.

### 2.4 Duiding resultaten

De resultaten van de faalkansanalyse laten zien dat de faalkans betrekkelijk hoog is voor het model van Bligh. Voor het model van Lane wordt in dit geval een relatief lage faalkans gevonden. Ter vergelijking zijn in Tabel 2.4 voor enkele faalkansen de bijbehorende betrouwbaarheidsindices weergegeven. Voor constructies worden vaak eisen aan de betrouwbaarheidseis in de orde van  $\beta$  tussen 3 en 4,5 gesteld. Voor primaire waterkeringen zijn de eisen soms nog hoger.

Tabel 2.4 Relatie tussen betrouwbaarheidsindex en faalkans

$\beta$	0	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2
$P(F)$	0,5	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$

In de beide analyses zijn de modelonzekerheden in de aanwezige kwelweglengte  $m_L$  dominant, maar ook de doorlatendheidsfactoren ( $c_B$  en  $c_L$ ) en de modelonzekerheden voor de doorlatendheidsfactoren ( $m_{c,B}$  en  $m_{c,L}$ ) dragen voor een groot deel bij aan de berekende faalkansen. Bij elkaar dragen deze onzekerheden voor meer dan 80% bij aan de totale faalkans. De aanwezige kwelweglengte ( $L$ ) en de onzekerheid in het verval ( $H$ ) hebben in de analyses een betrekkelijk kleine invloed op de faalkans.

De grootste onzekerheden in het beschouwde probleem zijn dus de modelonzekerheden, zowel in de zogenoemde doorlatendheids-factoren voor Bligh en Lane maar vooral in de benodigde kwelweglengte. Deze modelonzekerheid neemt mee dat de berekende kwelweglengte volgens Bligh of Lane niet gelijk is aan de werkelijk benodigde kwelweglengte. Modelonzekerheid heeft doorgaans zowel een kennisonzekerheidscomponent (gecorrigeerd in plaats en tijd) als een inherent onzekere component (ongecorrigeerd in plaats en tijd). Vaak wordt verondersteld dat modelonzekerheid volledig uit kennisonzekerheid bestaat, zeker als modelonzekerheid geen dominante rol speelt in de beschouwing. In het beschouwde voorbeeld heeft de modelonzekerheid een significante bijdrage in de faalkans en moet goed worden doordacht of de modelonzekerheid intrinsiek variabel is, opdat de faalkans niet (mogelijk) onterecht wordt bijgesteld (en er te veel faalkans updating wordt berekend). Zie Schweckendiek en Kanning (2016) voor meer details hierover. In het huidige voorbeeld gaan we ervanuit dat de onzekerheid voor dezelfde constructie constant in de tijd is, wat niet met zekerheid te zeggen valt.

Epistemische (of kennisonzekerheden) zijn reduceerbaar door extra informatie toe te voegen, zoals extra monitoring of een overleefde belastingsituatie. Dit is in tegenstelling tot aleatorische onzekerheden, welke wel intrinsiek variabel zijn in plaats of tijd, zoals bijvoorbeeld ruimtelijke variabiliteit in een grondparameter of de maximale jaarlijkse waterstand, welke ieder jaar verschillend kan zijn. De epistemische onzekerheid is dus alleen reduceerbaar wanneer de waarde tijds-invariant is, d.w.z. dat de 'echte' waarde constant blijft tussen de beschouwde situaties, bijvoorbeeld ten tijde van overleven en ten tijde van de beoordeling. Zie ook Schweckendiek en Kanning (2016) en Kanning en Schweckendiek (2017) voor meer informatie.

### 3 Faalkans updating (Reliability updating)

#### 3.1 Observaties

Observaties van ‘performance’ kunnen grofweg worden ingedeeld in twee categorieën: zgn. ‘equality’ en ‘inequality’ performance data. Het verschil is dat de eerste gaat over een getalsmatige meting van een bepaalde prestatie, zoals bijvoorbeeld de vervorming van een damwand, terwijl de tweede gaat over het al dan niet overschrijden van een grenstoestand, zoals bijvoorbeeld overleefde proefbelastingen, bijvoorbeeld geen zandtransport of onderloopsheid geobserveerd onder een sluis.

In het huidige voorbeeld over onderloopsheid is performance data van het ‘equality’ type niet relevant; er is niet zoiets als een  $x$  hoeveelheid onderloopsheid. Daarnaast zijn de gekozen modellen ook niet in staat om (bijvoorbeeld) een bepaalde hoeveelheid zakking van de constructie ten gevolge van de hoeveelheid onderloopsheid te voorspellen. Daarom focussen we nu alleen op overleefde situaties (dus ‘inequality’ performance data). We definiëren overleven (d.w.z. het niet optreden van piping) als de situatie waarin geen zand uitspoelt.

Eerst zullen we een (fictieve) observatie van het overleven van het dagelijkse verval toevoegen om de impact op de faalkans te demonstreren. Omdat de dagelijkse belasting niet significant is, ten opzichte van mogelijk extreem hogere waterstanden, bekijken we ook een situatie waarin de overleefde waterstand een waterstand betreft, welke gemiddeld eens per 5 jaar voorkomt. Op basis van metingen en veldobservaties zou kunnen worden aangetoond dat deze waterstand in de afgelopen jaren is voorgekomen en niet heeft geleid tot problemen met onderloopsheid.

Vervolgens zullen we de impact op de faalkans demonstreren wanneer er een proefbelasting zou worden uitgevoerd. In dit geval zou kunstmatig (en gecontroleerd) een groter verval aangebracht kunnen worden om op deze manier onzekerheden te verkleinen.

Voor het verval ( $\Delta H$ ) worden de volgende overleefde situaties aangehouden:

- Overleven van een dagelijkse belastingsituatie: verval 5.1m
- Overleven van een 1/5 jaar belastingsituatie: verval 5.3m
- Overleven van een proefbelasting: verval in stappen verhogen van 5.1m naar 6.1m

#### 3.2 Resultaten faalkans update

Zoals al eerder beschreven is faalkans updating een aanvulling op een standaard faalkans analyse. Het verschil is dat in de posterior analyse alleen (combinaties van) realisaties van parameters worden meegeteld die ook voldoen aan hetgeen dat overleefd is. In feite wordt de onzekerheid (van de reduceerbare parameters/onzekerheden) geconditioneerd aan de overleefde situatie. In dit voorbeeld betekent dit:

$$P(F|\varepsilon) = \frac{P(F \cap \varepsilon)}{P(\varepsilon)}$$

Waarbij

$$F := g(\mathbf{X}, \Delta H) < 0 \text{ en } \varepsilon := g_{obs}(\mathbf{X}, \Delta H_{obs}) > 0$$

Waarin  $\mathbf{X}$  alle sterkteparameters (alle parameters behalve het verval) bevat.

In onderstaande tabellen Tabel 3.1, Tabel 3.2 en Tabel 3.3 zijn de resultaten van de a-posteriori analyse weergegeven.

De gepresenteerde uitkomsten van de a-priori en a-posteriori faalkansen (en betrouwbaarheidsindices) zijn sterk afhankelijk van het gekozen model en de kansverdelingen van de invoerparameters. Zodoende zegt dit fictieve voorbeeld weinig over de faalkans van de daadwerkelijke sluis, omdat er ook andere onzekerheden een rol spelen, welke niet met het huidige model (of modelonzekerheid) gemodelleerd zijn, zoals de vraag of de damwand wel zanddicht is. Hier wordt in dit fictieve voorbeeld niet op ingegaan, omdat de focus ligt op het demonstreren van reliability updating en de relatieve impact in termen van faalkansafname factoren.

Tabel 3.1 Overleven dagelijks verval  $\Delta H_{obs}=5.1m$ .

	A-priori faalkans $P(F)$ [-]	A-posteriori faalkans $P(F)$ [-]	Factor afname faalkans
Bligh	8.8e-03 ( $\beta=2.37$ )	3.0e-03 ( $\beta=2.75$ )	3
Lane	5.9e-06 ( $\beta=4.38$ )	2.8e-06 ( $\beta=4.54$ )	2

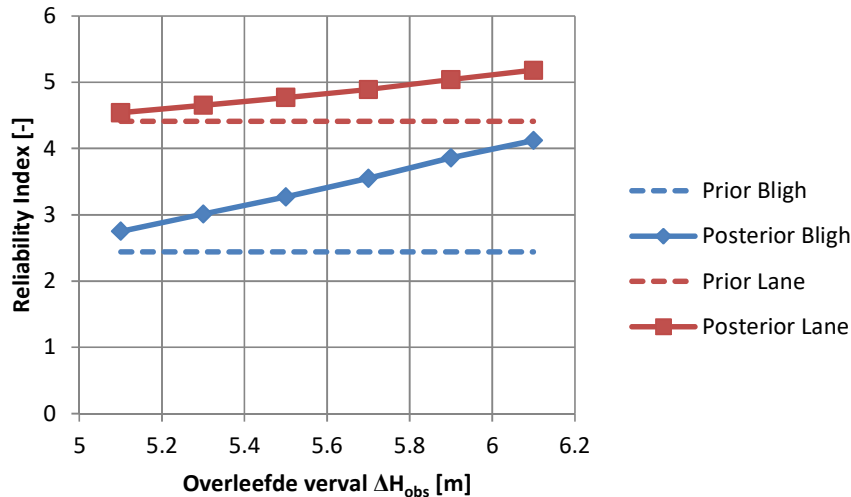
Tabel 3.2 Overleven 1/5 jaar verval  $\Delta H_{obs}=5.3m$

	A-priori faalkans $P(F)$ [-]	A-posteriori faalkans $P(F)$ [-]	Factor afname faalkans
Bligh	8.8e-03 ( $\beta=2.37$ )	1.3e-03 ( $\beta=3.01$ )	7
Lane	5.9e-06 ( $\beta=4.38$ )	1.7e-06 ( $\beta=4.65$ )	3

Tabel 3.3 Proefbelasting, verval in stappen verhogen van  $\Delta H_{obs}=5.1m$  naar 6.1m

Bligh			Lane		
$\Delta H$ [-]	A-posteriori faalkans $P(F)$ [-]	Factor afname faalkans	$\Delta H$ [-]	A-posteriori faalkans $P(F)$ [-]	Factor afname faalkans
	Bligh			Lane	
5.5	5.4e-04 ( $\beta=3.27$ )	14	5.5	9.2E-07 ( $\beta=4.77$ )	6
5.7	1.9e-04 ( $\beta=3.55$ )	38	5.7	5.0E-07 ( $\beta=4.89$ )	10
5.9	5.7e-05 ( $\beta=3.86$ )	130	5.9	2.3E-07 ( $\beta=5.04$ )	22
6.1	1.9e-05 ( $\beta=4.12$ )	388	6.1	1.1E-07 ( $\beta=5.18$ )	47

De resultaten van de faalkans (reliability) update als functie van het overleefde verval (bijvoorbeeld aangebracht door een proefbelasting) is in onderstaand figuur weergegeven.



Figuur 3.1 Faalkans update (betrouwbaarheid) als functie van overleefde verval.

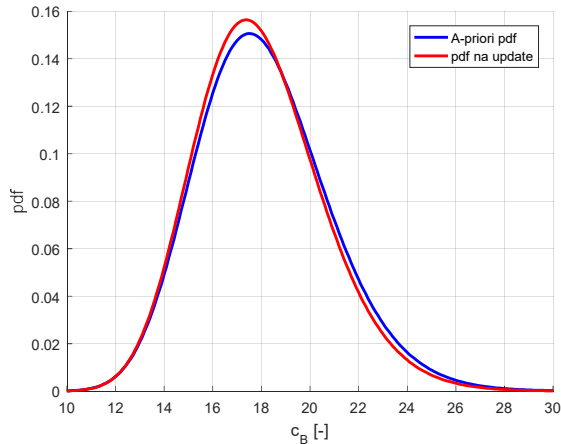
### 3.3 Duiding resultaten

Om iets te kunnen zeggen over de impact van het meenemen van een overleefde situatie, is in Tabel 3.1, Tabel 3.2 en Tabel 3.3 naast de posterior faalkans en betrouwbaarheid ook de factor van faalkansafname weergegeven. We zien dat de faalkansafname groter is bij het gebruik van Bligh dan bij Lane, wat te verklaren valt door het feit dat de a-priori faalkans van Lane al hoger was, waardoor de kans op overleven al hoger was en de update minder groot is.

Bij het overleven van een dagelijkse belasting ( $\Delta H_{obs}=5.1\text{m}$ ) is de impact op de faalkans niet heel groot. Dit komt overeen met wat gevonden is door Schweckendiek (2014), dat het overleven van een belasting vooral impact heeft op de faalkans wanneer het gaat om een significante belasting van een dominante belasting parameter (d.w.z. een parameter waarvan de onzekerheid een grote bijdrage in de faalkans heeft). Het verval is wel een dominante belastingparameter, maar het dagelijks verval is niet echt een significante belasting. Als de (fictief) overleefde belasting hoger wordt, wordt ook de faalkansafname groter.

In Figuur 3.2 is te zien dat de faalkansupdate ertoe leidt dat de hele slechte realisaties van bijvoorbeeld de doorlatendheidsfactor van Bligh (hoge waarden van  $c_B$ ) weggefilterd worden. De blauwe lijn geeft namelijk de originele (a-priori) kansverdeling van de parameter aan, de rode lijn geeft de kansverdeling aan waarbij de onmogelijke realisaties (die niet voldoen aan  $g$ ) zijn weggefilterd. Zoals te zien is, is het effect op een individuele parameter niet heel groot; de update zit vooral in het wegfilteren van combinaties van parameters (i.e. combinaties, per model, van  $m_L$ ,  $c_B$ ,  $c_L$ ,  $m_{c,B}$  en  $m_{c,L}$ ) die niet voldoen aan de observatie.





*Figuur 3.2 Parameter update van de doorlatendheidscoëfficiënt in de formule van Bligh, na wegfilteren van realisaties die niet aan de overleefde situatie voldoen.*

### 3.4 Aanbevelingen

In de faalkans update, in het hierboven beschreven voorbeeld, is uitgegaan van perfecte informatie tijdens de overleefde observatie. Deze benadering is acceptabel, omdat de onzekerheid in het opgetreden verval waarschijnlijk klein is.

Er kunnen echter ook condities tijdens de observatie anders zijn dan tijdens de toekomstige beoordeling. Indien het mogelijk is, moeten deze verschillen expliciet meegenomen worden als verschil tussen modelinvoer tijdens de observatie en de beoordeling. Als er onzekerheid is in de condities kan dit expliciet als onzekerheid gemodelleerd worden (bijvoorbeeld als onzekerheid in  $\Delta H_{obs}$ ). Onzekerheid in de observatie kan de impact van de faalkans update verminderen. Echter, door bijvoorbeeld monitoring tijdens de observatie (van bijv. een proefbelasting), kan deze onzekerheid ook verkleind worden, wat de impact op de faalkans weer vergroot.

In dit fictieve voorbeeld is niet ingegaan op de representativiteit van het gekozen model en de kansverdelingen van de invoerparameters voor de daadwerkelijke sluis. In een specifieke casus zal bijvoorbeeld ook rekening gehouden moeten worden met de onzekerheid ten aanzien van de zanddichtheid van de damwand(en). Daarnaast kan ook verfijnd worden door een complexer model te gebruiken, waarbij bijvoorbeeld ook onzekerheid in korrelgrootte een plaats kan krijgen (zoals bijvoorbeeld in de regel van Sellmeijer). Hoe groot de impact is van het meenemen van overleefde situaties in dit soort specifieke gevallen en wanneer andere modellen gebruikt worden kan niet op voorhand gezegd worden, maar er is zeker potentie voor het toepassen van de methode reliability updating.

## 4 Conclusie

Dit memo geeft een voorbeeld van de toepassing van reliability updating bij natte kunstwerken, in dit voorbeeld specifiek voor onderloopsheid bij sluisen. Voor een fictief voorbeeld op een daadwerkelijke case is gedemonstreerd dat de faalkans bijgesteld kan worden door een overleefde belastingsituatie mee te nemen. Reliability updating heeft dus potentie voor het bijstellen van faalkansen bij natte kunstwerken.

In het voorbeeld is aangetoond hoe significanter de geobserveerde belasting, hoe groter de impact op de faalkans is. Daarnaast is het effect groter wanneer de a-priori kans al lager is. Beide is in overeenstemming met wat in eerdere studies is gevonden (Schweckendiek, 2014 en Schweckendiek et al, 2016). Voor de gekozen (eenvoudige) modellen Bligh en Lane is gedemonstreerd dat de faalkans met een factor 3 tot 10 naar beneden kan worden bijgesteld, wanneer een 1/5 jaar belastingsituatie overleefd zou zijn. De gepresenteerde uitkomsten van de (bijgestelde) faalkansen (a posteriori betrouwbaarheidsindices) zijn hierbij wel sterk afhankelijk van het gekozen model en de invoerparameters.

Het bijstellen van faalkansen heeft praktisch gezien vooral nut, wanneer door een beperkte extra inspanning aangetoond kan worden dat een constructie/kunstwerk voldoet aan de gestelde veiligheidseisen. Dat betekent dat de methode vooral voordelen heeft bij constructies waar de berekende faalkans ongeveer een orde (factor 10) afligt van de vereiste veiligheid (bijvoorbeeld  $\beta$  4,3 voor Eurocode gevolgklasse 3) voor een faalmechanisme. In andere gevallen is het waarschijnlijk doelmatiger om eerst te focussen op andere dominante onzekerheden.

Toepassing van reliability updating begint met een faalkansanalyse. Een faalkansanalyse geeft ook inzicht in welke onzekerheden dominant zijn en dus leiden tot hoge faalkansen. Hieruit kunnen we opmaken op welke parameters we verder onderzoek het beste kunnen focussen om onzekerheden te verkleinen. Daarnaast kunnen we hieruit opmaken of faalkans updating potentie heeft; bijvoorbeeld wanneer onzekerheden vooral met een gebrek aan kennis te maken hebben (epistemisch zijn). Hierbij is het wel van belang om na te gaan welke condities en omstandigheden veranderd kunnen zijn tussen de overleefde situatie en de beoordelings situatie.

Voor bestaande kunstwerken die aan het einde van hun levensduur zijn, zou op basis van maatwerk analyses kunnen worden aangetoond dat de kunstwerken nog steeds voldoen aan de gestelde betrouwbaarheidseisen, zoals gedefinieerd in de Eurocode of Waterwet.

Naast de toepassing in dit voorbeeld, is er ook potentie om faalkansupdating bij andere faalmechanismen en bij andere natte kunstwerken toe te passen. Een voorbeeld hiervan is de sterkte van een grondkerende constructie, zoals een damwand. De onzekerheid in sterkte is namelijk vaak erg groot, omdat de constructie al oud is en het ingewikkeld is om de sterkte te beproeven. In deze gevallen kan reliability updating worden gebruikt om op basis van monitoringgegevens (van bijvoorbeeld vervormingen) een betere inschatting te krijgen van de actuele sterkte van de damwand en de ondergrond. De praktische uitdaging zit hier vooral in welke monitoringsgegevens benodigd zijn, hoeveel monitoring benodigd is en op welke locaties sensoren geplaatst moeten worden om de impact op de faalkans te vergroten. Daarnaast zou de faalkans updating beschouwd kunnen worden in combinatie met een proefbelasting, zie bijv. Den Adel (2018).



**Datum**

12 december 2018

**Ons kenmerk**

11200741-032-HYE-0001

**Pagina**

12 van 17

Een eerste proof-of-concept wordt momenteel in het kader van een Master thesis project uitgewerkt door een student van de TU Delft (zie Bijlage B). De betrokken partijen (TNO, TU Delft, Deltares) zijn hier allen bij betrokken omdat het onderwerp relateert aan probabilistiek, geotechniek, complexe rekenintensieve modellen en schadedetectie. Vooral de combinatie van faalkans updating met monitoring en schadedetectie (samengevat als Structural Health Monitoring) biedt ons inziens veel kansen om de technische levensduur van Natte Kunstwerken te verlengen waar mogelijk en vroegtijdig te indenticeren waar kunstwerken eerder aan vervanging toe zijn.

## 5 Referenties

Baars-CIPRO (2008) Herstelmaatregelen Kwelproblematiek Sluis Blauwe Dromer. Projectcode 08p046, versie 1.0 definitief d.d. oktober 2008.

Deltares (2015) WTI 2017 Toetsregels Kunstwerken Toetsspoorrapport Piping. Deltares rapport 1220087-003-GEO-0004.

Den Adel, N. (2018) Load Testing of a quay wall. Evaluating the use of load testing by application of Bayesian updating. MSc Thesis. Technische Universiteit Delft.

Kanning, W., Schweckendiek, T. (2017). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie – Macrostabieliteit Binnenwaarts. Deltares rapport 11200575-014-GEO-0001, Versie 3, 22 september 2017, definitief.

Schweckendiek, T. (2014). On Reducing Piping Uncertainties - A Bayesian Decision Approach. PhD thesis, Technische Universiteit Delft.

Schweckendiek, T., Kanning, W. (2016) Reliability updating for slope stability of dikes. Approach with fragility curves (background report). Deltares rapport 1230090-033

Schweckendiek, T., Teixeira, A., Van der Krogt, M.G., Kanning, W. (2016) Reliability updating for slope stability of dikes. Test cases report. Deltares rapport 1230090-037

Schweckendiek, T., Van der Krogt, M.G., Rijneveld, B., Teixeira, A. (2017). Handreiking Faalkansanalyse Macrostabieliteit Groene Versie. Deltares rapport 11200575-016. 3 oktober 2017.

Sman, H.T., Forster, U. (2012) De Blauwe Dromer. Schutsluis Zeewolde. Onderzoek en analyse onderloopsheid. Deltares rapport 1205648-000-GEO-0010.

Straub, D., 2014. "Value of information analysis with structural reliability methods." Structural Safety 49 (July 2014): 75–85. DOI 10.1016/j.strusafe.2013.08.006, ISSN 01674730

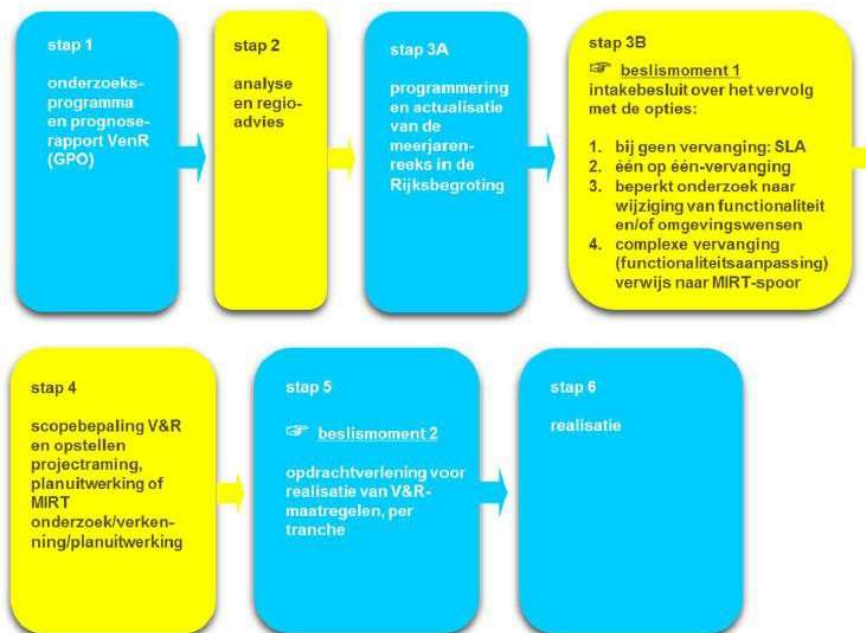
**Bijlage(n)**

Plan Reliability updating KPNK 2018  
Plan MSc-thesis project: Probabilistic system identification and optimal sensor placement for a single anchored sheet pile wall (TNO, TU Delft, Deltares)

## 6 Bijlage A – Plan Reliability updating KPNK 2018

### 6.1 Inleiding

Nederland komt vanuit een verleden welke, op in ieder geval het gebied van Natte Kunstwerken, werd gedomineerd door **robuust ontworpen nieuwbouw** en gaat richting een toekomst waarin (vervanging van) **bestaande bouw** centraal zal staan. Dit komt ook tot uiting in de vernieuwde werkwijze Vervanging en Renovatie binnen RWS (zie onderstaande figuur). Voorafgaand aan de programmering van de vervangingsopgave wordt hierin een prognoserapport opgesteld, om vast te stellen welke kunstwerken (vanwege de technische restlevensduur) nu daadwerkelijk als eerste aan vervanging toe zijn (zie stap 1 in de onderstaande visualisering van werkwijze).



*Figuur Vernieuwde werkwijze Programma Vervanging en Renovatie van Rijkswaterstaat*

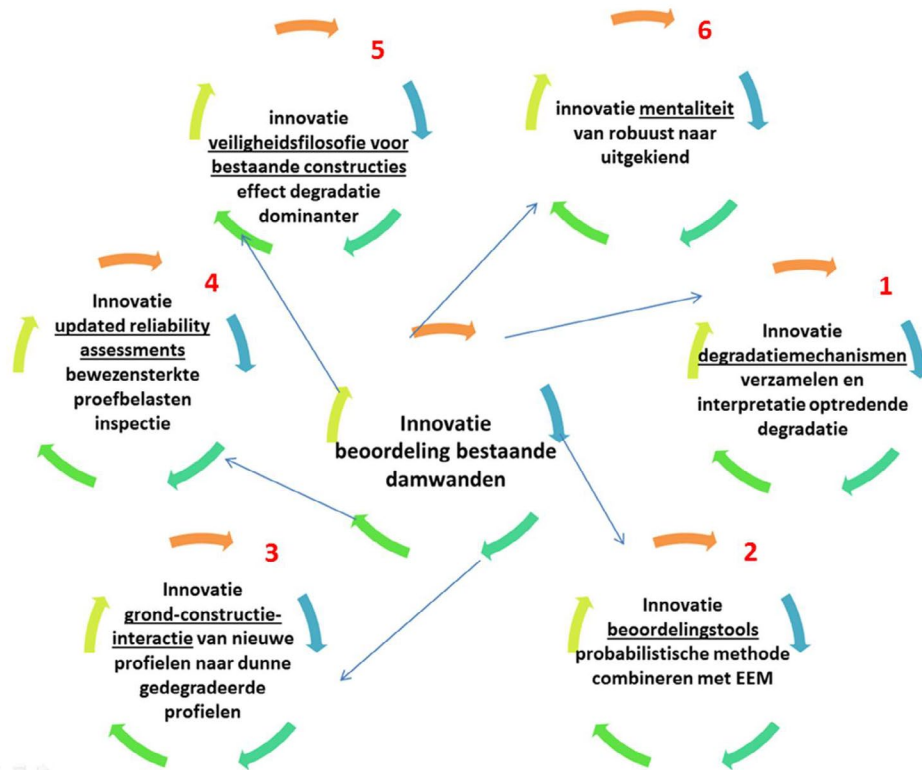
Bestaande bouw wordt bij voorkeur **zo scherp mogelijk** beoordeeld. Een zo scherp mogelijke beoordeling leidt immers tot een zo lang mogelijke technische restlevensduur, welke leidt tot de **laagste maatschappelijke kosten en overlast** voor wat betreft de vervangingsopgave.

#### 6.1.1 Probleem/ambitie

Het zo scherp mogelijk beoordelen van een bestaande constructie is meestal nog complexer dan het ontwerpen van een nieuwe robuuste constructie. De “gereedschapskist” van de (geotechnisch) ingenieur dient hiervoor te zijn gevuld met andere en/of dieper analyserende “tools”. Binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KPNK) wordt aan dergelijke tools gewerkt.

In 2017 is binnen het KPNK een **TKI-voorstel** ingediend en gehonoreerd rondom de **levensduur van stalen damwanden** in natte kunstwerken. Stalen damwanden, de meest toegepaste grondkering in Nederland, kennen door hun flexibiliteit een sterke grondconstructie interactie, die door degradatie effecten in de loop van de tijd nog sterker wordt. Om deze

redenen is de afgelopen jaren gestart met **innovaties** rondom de beoordeling van dit constructie type (zie onderstaande figuur). De reeds ontwikkelde en nog verder te ontwikkelen tools en methoden kunnen vervolgens ook worden ingezet op andere constructies.

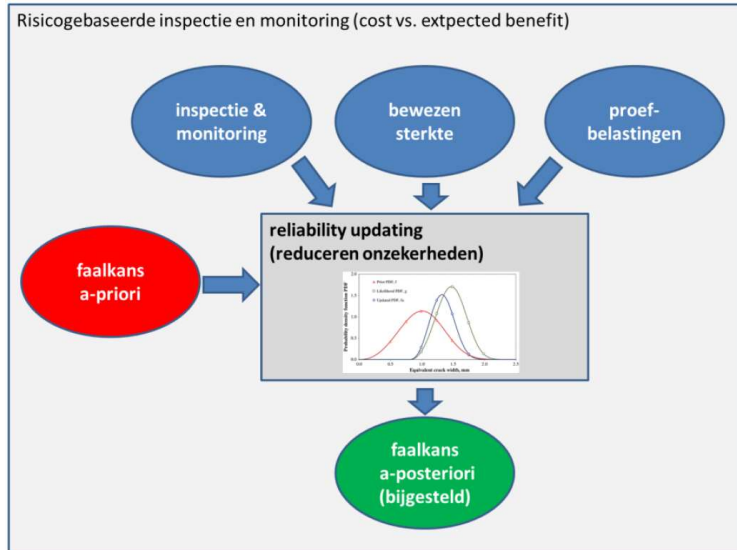


*Figuur De innovatie cirkel rondom de beoordeling van de bestaande (stalen) damwand met daarin 6 relevante innovaties*

Grote onzekerheden bij het beoordelen van bestaande kunstwerken leiden vaak tot onrealistisch ongunstige beoordelingsresultaten. Hierdoor de kan de technische levensduur onterecht verkort worden. **Reliability updating** (innovatie 4) – het bijstellen van faalkansen met extra informatie – helpt in het verkleinen van onzekerheden en daarmee in het potentieel verlengen van de levensduur. Het principe is dat door het toevoegen van performance data uit verschillende bronnen zoals

- inspectie en monitoring
- bewezen sterkte
- proefbelastingen etc.

Onzekerheden kunnen worden gereduceerd en faalkansschattingen worden bijgesteld (zie onderstaande figuur). Dat betekent ook dat beoordelingsresultaten kunnen worden bijgesteld, zeker als geotechnische aspecten van belang zijn vaak in positieve zin, omdat de grote onzekerheid in grondeigenschappen doorgaans leidt tot **hoge a-priori faalkansen**.



Deze innovatieve methode is de laatste jaren doorontwikkeld voor praktijktoepassing bij waterkeringen en inmiddels verkend en toegepast bij meerdere dijkversterkingsprojecten. De methode heeft vergelijkbare potentie voor levensduurverlenging van kustwerken. De ambitie is dan ook om te komen tot een goed onderbouwde, goed toepasbare en gevalideerde en geteste methode om reliability updating toe te passen bij kunstwerken (met focus op geotechnische aspecten).

#### 6.1.2 Doelstelling 2018

Doel 2018 is door middel van een korte **verkenning op een fictief voorbeeld** de toepasbaarheid van het concept aan te tonen en een indruk van de potentiële impact te verkrijgen. De invulling van het voorbeeld is grotendeels budget-gestuurd.

#### 6.1.3 Producten en planning

Fasering van activiteiten 2018:

1. Keuze voorbeeld i.o.m. RWS (**juni-augustus**)
2. A-priori faalkans en identificeren belangrijkste onzekerheden (**september**)
3. Keuze observatie(s) en reliability updating analyse (**september**)
4. Gevoeligheidsanalyse/grove kosten-baten beschouwing (**oktober**)
5. Rapportage (**oktober/november**)

## **7 Bijlage B – Plan MSc-thesis project: Probabilistic system identification and optimal sensor placement for a single anchored sheet pile wall (TNO, TU Delft, Deltares)**

Xuzheng Chai<sup>1,2</sup>  
Arpad Rozsas<sup>1</sup>  
Arthur Slobbe<sup>1</sup>

<sup>1</sup>TNO, Department of Structural Reliability

<sup>2</sup>TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences

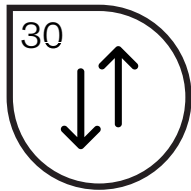
### **Abstract**

Given its geographical location and history, water defense is of utmost importance for the Netherlands, e.g. 21% of its population lives under the sea level. Sheet pile walls play an essential role in this water defense system. However, problems occur when maintaining or building such a system due to the large uncertainty of soil properties which largely influence the structure performance. These uncertainties are usually not considered, or a specific value of a certain soil parameter, e.g. the elastic modulus, is determined based on each observation of the sheet pile wall, e.g. the horizontal displacement. In this report, an updating method based on Bayesian theory is adopted, in which model uncertainty representing the difference between real structure and model and measurement uncertainty representing the error between measured value and true value are included. The result is thus a distribution of a certain soil parameter instead of a specific value as what used to be obtained. In this analysis, surrogate models are used to save computational time for two dimensional cases, in which response surfaces are generated first and the true value of an observation neglecting uncertainty is determined by linear interpolation.

Based on this framework, this report aims at the system identification of an anchored sheet pile wall, in which soil parameters, namely elastic modulus, internal friction angle and saturated unit weight, and corrosion of sheet pile wall represented by the reduction of its thickness are inferred based on different observations. The optimal placement of sensors to obtain such observations is also included. In these analyses, the strain of sheet pile wall proves to be the most efficient observation to infer these parameters while the optimal sensor position varies from scenario to scenario.

This report provides a naïve but new thought about system identification. In practice, more work should be done, e.g. higher dimensional problems, not only for this system but for more complex one.





Demonstratie van een faalkansanalyse van een eenvoudig verankerde damwandconstructie door het koppelen van probabilistische methoden met een model gebaseerd op de Eindige Elementen Methode (EEM).



# Natte Kunstwerken van de Toekomst

Soil-structure interaction  
Reliability analysis of a retaining wall  
2015





# Natte Kunstwerken van de Toekomst

Soil-structure interaction  
Reliability analysis of a retaining wall  
2015

## Authors

### Deltares:

Ana Teixeira  
Katerina Rippi  
Timo Schweckendiek  
Hans Brinkman  
Jonathan Nuttall

### TNO:

Laura Hellebrandt  
Wim Courage

**21 February 2016**

Status: v4, final  
Research period: 2015



## Voorwoord

Dit project is geïnitieerd vanuit het Ministerie van Economische Zaken. In 2015 is een onderzoeksbudget beschikbaar gesteld aan de TO2 instituten in Nederland en het project 'Natte Kunstwerken van de Toekomst' is één van de projecten die hierbinnen is opgepakt. Binnen het project wordt samengewerkt door drie kennisinstituten, te weten Deltares (coördinator), TNO en MARIN.

Er is bij beheerders van natte kunstwerken een kennisbehoefte gericht op het optimaal functioneren van natte kunstwerken onder veranderende maatschappelijke en klimatologische omstandigheden. Het doel van het project is daarom kennis te ontwikkelen die leidt tot prioritering van, kostenbesparing bij en spreiding van investeringen in de vervangingsopgave en levenscycluskosten, zodat een efficiënte vervangingsopgave van het natte kunstwerken areaal mogelijk wordt.

Het onderzoek is ingericht volgens drie sporen, te weten (1) Beschrijving van het systeem, (2) Functionele levensduur en (3) Technische levensduur.

Voorliggend rapport bevat de resultaten van het onderzoek dat is uitgevoerd binnen Spoor 3, Werkpakket Grond-Constructie interactie.

## Contents

<b>VOORWOORD .....</b>	<b>4</b>
<b>SAMENVATTING .....</b>	<b>8</b>
<b>1 INTRODUCTION.....</b>	<b>12</b>
1.1 CONTEXT .....	12
1.2 SCOPE AND OBJECTIVES .....	13
1.3 OUTLINE .....	14
<b>2 BACKGROUND .....</b>	<b>15</b>
2.1 RELIABILITY METHODS .....	15
2.2 RELIABILITY TOOLBOXES.....	17
2.3 PREVIOUS STUDIES ON THE SUBJECT.....	17
<b>3 COUPLING PROBABILISTIC LIBRARIES WITH FEM .....</b>	<b>20</b>
3.1 INTRODUCTION .....	20
3.2 COUPLING .....	21
3.3 FEATURES, LIMITATIONS AND RECOMMENDATIONS.....	22
<b>4 CASE STUDY: RETAINING WALL.....</b>	<b>25</b>
4.1 INTRODUCTION .....	25
4.2 GEOMETRY, WATER LEVELS AND LOADS .....	27
4.3 SOIL CHARACTERISATION .....	27
4.4 STRUCTURE CHARACTERISATION .....	28
4.5 CORROSION CHARACTERISATION.....	29
4.6 PLAXIS IMPLEMENTATION .....	30
4.7 RELEVANT LSF .....	32
4.8 RANDOM VARIABLES AND CORRELATIONS.....	36
<b>5 PHASE 1 CALCULATIONS .....</b>	<b>42</b>
5.1 SOIL FAILURE .....	42
5.2 STRUCTURE.....	45
5.2.1 <i>Sheet Pile failure</i> .....	46
5.2.2 <i>Anchor failure</i> .....	47
5.3 CONCLUSIONS AND EVALUATION .....	49
<b>6 PHASE 2 CALCULATIONS .....</b>	<b>51</b>
6.1 LIMIT STATE FUNCTIONS .....	51
6.2 OPTIMIZATION OF THE ANALYSIS.....	52
6.3 FINAL RESULTS .....	57
6.4 CUR VS. PROBABILISTIC DESIGN.....	59
<b>7 CONCLUSIONS.....</b>	<b>60</b>
7.1 MAIN FINDINGS .....	60
7.2 RECOMMENDATIONS.....	62
<b>REFERENCES .....</b>	<b>64</b>



<b>APPENDIX A – TO2 UITGANGSPUNTEN VERANKERDE DAMWAND .....</b>	<b>65</b>
1	INLEIDING..... 65
2	GEOMETRIE ..... 66
2.1	<i>Algemeen</i> ..... 66
2.2	<i>Grondopbouw en geschiedenis</i> ..... 66
2.3	<i>Waterstand</i> ..... 67
2.4	<i>Grondwaterstanden</i> ..... 67
2.5	<i>Damwand en verankeringsconstructie</i> ..... 67
2.6	<i>Bouwfaserings</i> ..... 67
2.7	<i>Maaiveldbelasting</i> ..... 68
3	GRONDEIGENSCHAPPEN EN GRONDMODEL..... 69
3.1	<i>Niet associatieve grondeigenschappen</i> ..... 69
3.2	<i>Model</i> ..... 69
4	DAMWAND, VERANKERINGSCONSTRUCTIE EN MODEL ..... 71
4.1	<i>Damwandscherm en ankerwand</i> ..... 71
4.2	<i>Ankerstang</i> ..... 72
4.3	<i>Corrosie</i> ..... 72
5	VERDELINGEN, CORRELATIE EN VARIATIECOËFFICIËNT ..... 73
5.1	<i>Inleiding</i> ..... 73
5.2	<i>Grond</i> ..... 74
5.3	<i>Bovenbelasting</i> ..... 74
5.4	<i>Waterstand</i> ..... 74
5.5	<i>Grondwaterstanden</i> ..... 74
5.6	<i>Bodemniveau</i> ..... 75
5.7	<i>Corrosie</i> ..... 75
6	PLAXIS ASPECTEN..... 75
6.1	<i>Rekenstappen</i> ..... 75
6.2	<i>Mesh</i> ..... 76
6.3	<i>Grondwater</i> ..... 76
6.4	<i>Numerical control parameters</i> ..... 76
7	LIMIT STATES ..... 77
8	BETROUWBAARHEID OP T = 75 JAAR ..... 78
	SYMBOLEN ..... 79
	REFERENTIES..... 80
	BIJLAGEN VAN APPENDIX A ..... 80
	<i>Bijlage A.1 Definitie corrosie zones [NEN-EN 1993-5]</i> ..... 81
	<i>Bijlage A.2 Dikteverlies door corrosie [RWS 2013]</i> ..... 82
	<i>Bijlage A.3 Corrosietoetslag van stalen damwanden in de grond [Deltares 2014]</i> ..... 83
	<i>Bijlage A.4 Bezwijkmechanismen</i> ..... 84
	<i>Bijlage A.5 Voorbeelden van bezwijken bijna bezwijken in verkennende berekening</i> ..... 85
<b>APPENDIX B – INPUT FILE EXAMPLE .....</b>	<b>91</b>
<b>APPENDIX C – INPUT FILE EXAMPLE FOR MULTIPLE MODELS .....</b>	<b>93</b>
<b>APPENDIX D – PLAXIS COMMAND LINES FOR THE CASE STUDY .....</b>	<b>97</b>
<b>APPENDIX E – OPENTURNS FEATURES AND RELIABILITY METHODS.....</b>	<b>103</b>
E.1	OPENTURNS FEATURES..... 103
E.1.1	<i>Fourier Amplitude Sensitivity Test (FAST)</i> ..... 103



## Soil-structure interaction (2015)

---

<i>E.1.2 Optimization Algorithms in FORM</i> .....	107
<i>E.1.3 Distribution Types</i> .....	118
E.2 RELIABILITY METHODS.....	121
<i>E.2.1 Generation of random samples in Monte Carlo</i> .....	121
<i>E.2.2 Other Sampling Methods</i> .....	122
<i>E.2.3 First Order Second Moment (FOSM) Method</i> .....	125





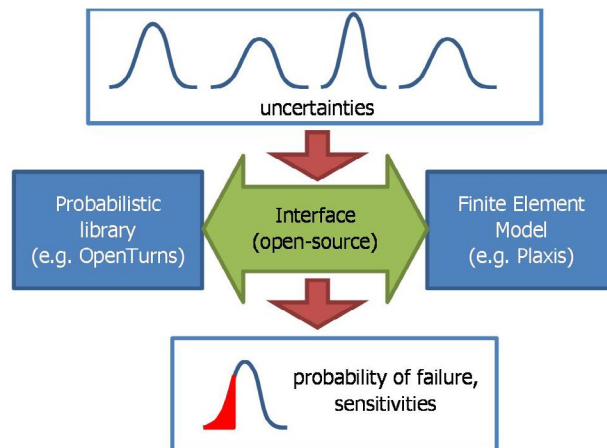
## Samenvatting

Natte kunstwerken zijn doorgaans in contact met de ondergrond via hun fundering of worden direct door grond belast, zoals kademuuren. De vigerende toets- en ontwerpregels bevatten doorgaans (zwaar) conservatieve aannames wat betreft (a) de modellering van de constructie en de interactie met de grond als (b) voor de veiligheidseisen (partiële factoren) waar de constructie of het ontwerp aan moet voldoen. Numerieke analyses met de Eindige Elementen Methode (EEM) bieden mogelijkheden tot een realistischere modellering van de grond-constructie-interactie. Probabilistische analyses geven een beter en scherper beeld van de aanwezige veiligheid in termen van faalkansen.

Door combineren van probabilistische analyses met EEM kan de vervangingsopgave op de volgende manieren efficiënter worden ingevuld:

1. De technische levensduur kan door de berekende faalkansen scherper en genuanceerder worden bepaald. Constructieonderdelen en functies worden daarmee ook vergelijkbaar.
2. Prioritering van kunstwerken of onderdelen kan via faalkansen beter worden ingevuld dan met een zwart-wit toetsoordeel (voldoet of voldoet niet).
3. Nieuwe ontwerpen kunnen direct voor een gewenst betrouwbaarheidsniveau worden geoptimaliseerd (kan op de conventionele manier met partiële veiligheidsfactoren maar beperkt).
4. Semi-probabilistische toets- en ontwerpregels kunnen met het ontwikkelde instrumentarium worden gekalibreerd zodat ze doelmatiger en efficiënter worden.

Het middellange termijn doel van de in 2015 begonnen activiteit is het beschikbaar maken van probabilistische tools die in combinatie met gangbare EEM-pakketten ingezet kunnen worden voor probabilistische betrouwbaarheidsanalyses (zie schematische hieronder).



Naast de software zullen er relevante cases worden uitgewerkt en geconsolideerd in best-practices documenten. Gezien de vereiste specialistische kennis voor dergelijke analyses wordt tevens het geven van opleidingen beoogd.

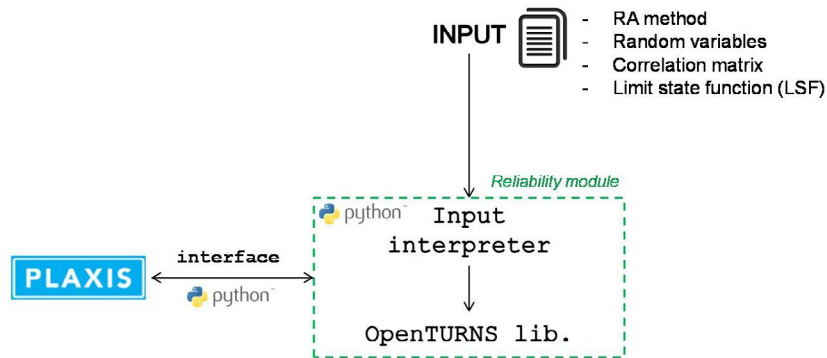
Het concrete doel voor 2015 was het ontwikkelen van een prototype probabilistische toolbox met een demonstratie van een faalkansanalyse voor een eenvoudig verankerde damwandconstructie (kademuur).



## Resultaten 2015

De in 2015 behaalde resultaten kunnen grof worden ingedeeld in de ontwikkelde software tools en de uitgewerkte case studie:

- 1) Software tools voor probabilistische analyses met EEM:
  - a) Voor de probabilistische rekentechnieken zelf is gebruik gemaakt van OpenTURNS (open-source) en ter vergelijking tevens Prob2B van TNO.
  - b) Voor de EEM-analyses is gewerkt met Plaxis, de verreweg meest gebruikte software bij de beoogde toepassingen.
  - c) Deltares en TNO hebben gezamenlijk een prototype interface ontwikkeld om de probabilistische methodes te koppelen aan de EEM-modellen in Plaxis (zie schematische workflow hieronder).



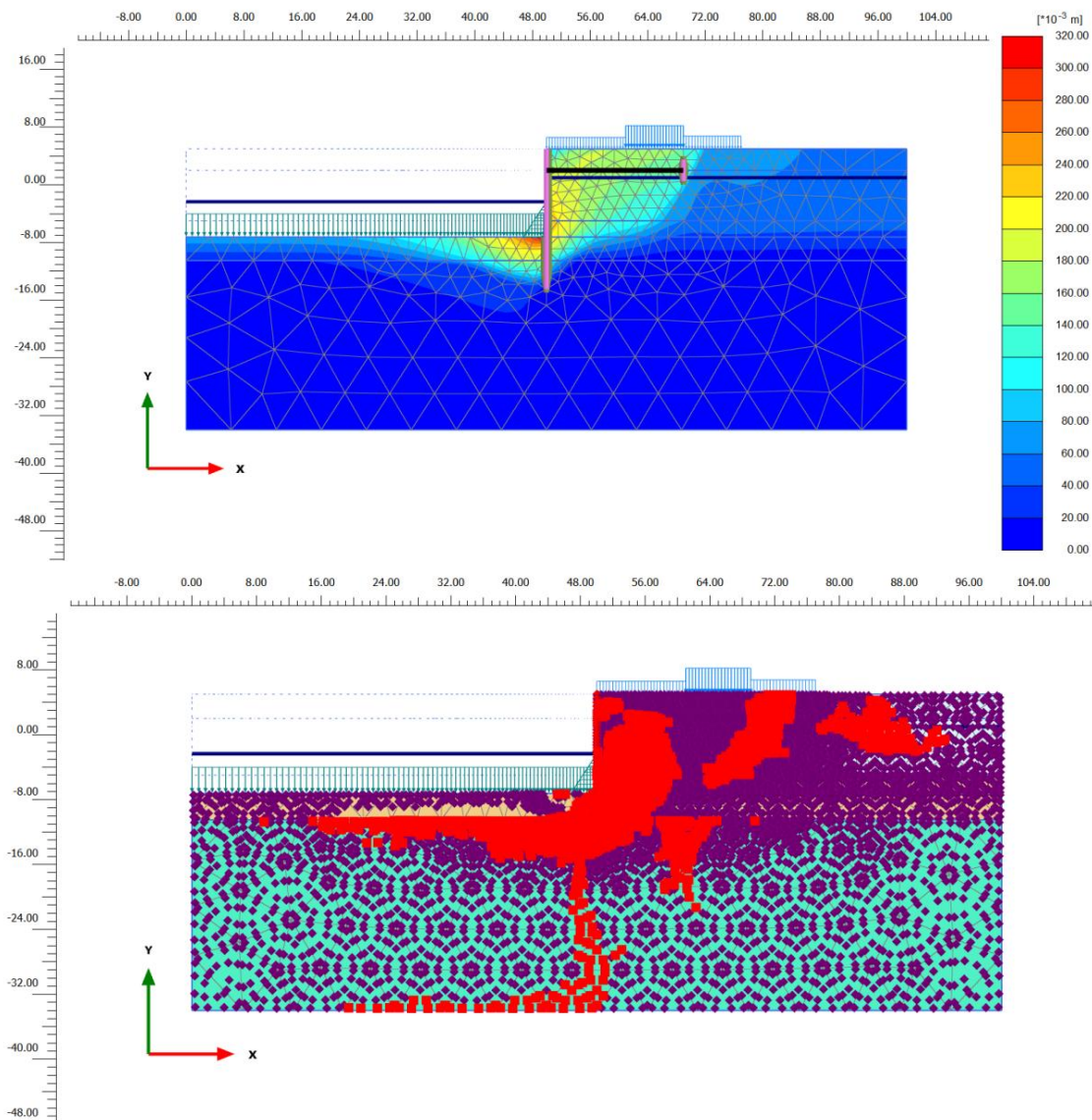
- 2) Case studie eenvoudig verankerde damwand:
  - a) Voor deze eerste testen van de combinatie probabilistiek met EEM is gekozen voor een relatief eenvoudige modellering van elastische constructie-elementen (damwand en anker) met het eenvoudigste gangbare materiaalmodel voor de ondergrond (Mohr-Coulomb).
  - b) De drie beschouwde grenstoestanden of faalmechanismen waren: (i) falen van de damwand en (ii) falen van het anker door bereiken van de vloeispanning en (iii) instabiliteit van de gehele constructie door bezwijken van de grond (zie onderstaande illustratie).
  - c) Voor het falen van de stalen elementen is tevens rekening gehouden met corrosie. Voor oude damwanden is de invloed van corrosie een dominante invloedsfactor. Uit het onderzoek volgende dat er voor corrosie van damwand in zoetwater in Nederland geen meetdata beschikbaar. Verder is er geen statische achtergrond gevonden voor de waarden voor corrosie snelheid in EC3 [15] en de ROK [13]. Voor corrosie van in de grondbelegde damwanden zijn wel enige meetgegevens beschikbaar [14], maar te weinig om goede statistiek op te bedrijven voor de lange termijn.
  - d) De hoofdconclusies van deze eerste toepassing waren:
    - i) Faalkansen voor de verschillende faalmechanismen konden worden berekend met verschillende rekenmethodes zoals FORM en/of Directional Sampling.
    - ii) De rekentijden zijn nog betrekkelijk lang (enkele dagen) en soms treden nog convergentieproblemen op.
    - iii) Vanwege de corrosie zijn instabiliteit van de hele constructie is zelden kritisch, de faalkansen van de constructie-elementen zijn vaak hoger (deze waren echter ook nog vrij eenvoudig en conservatief gemodelleerd).



## Soil-structure interaction (2015)

- iv) Uit de eerste vergelijking met norm/cur166 volgt dat voor de beschouwde situatie een minimaal gelijke tot lagere faalkans is gevonden. Dat er een bovengrens is gevonden volgt uit de observatie dat de resultaten van het EEM model nog meerdere keren resulteerde onjuiste indicatie "falen" vanwege van vermoedelijk numerieke convergentie problemen. Dit is nog niet nader uitgezocht en hiervoor is nog niet gecorrigeerd. Verder is gevonden dat de faalkans significant lager was bij een berekening met een referentie periode van 50 jaar in plaats van het 50 maal sommeren van de faalkans per jaar.

Naast de concreet uitgevoerde analyses heeft het werk in 2015 vooral geleid tot onderstaande visie op het vervolg.





## Outlook

Om het potentieel van de beoogde aanpak daadwerkelijk en volledig te kunnen benutten in de vervangingsopgave van de natte kunstwerken en daarbuiten, zijn de volgende elementen in te vullen:

- 1) **Software:** Ontwikkelen van een generieke interface tussen robuuste probabilistische tools en EEM-pakketten. De opzet dient zo flexibel te zijn dat een breed palet van grond-constructie-interactie problemen wordt afgedekt, idealiter voor alle in de praktijk gebruikelijke EEM-software.
- 2) **Robuustheid:** Door uitvoerlijk testen in een expert omgeving het samespel van probabilistiek en EEM zo robuust maken dat (met n.t.b. default settings) vrijwel altijd betrouwbare resultaten worden bereikt binnen redelijke rekentijd. Het is goed mogelijk dat hiervoor response surfaces (vervangende modellen) ingezet zullen moeten worden.
- 3) **Reduceren conservatisme:** Door verfijning van de EEM-modellen, bijvoorbeeld nauwkeuriger modelleren van het plastische gedrag van zowel constructieonderdelen als grond, kan het conservatisme van de huidige ontwerpregels op een verantwoorde manier worden teruggebracht en worden geïkt aan de eigenlijke faalkanseisen.
- 4) **Degradatie mechanismen:** Doorontwikkelen van betere modelleringen van degradatiemechanismen, b.v. corrosie, zodat (naast ontwerp) ook ondersteuning wordt verkregen voor prioritering van, kostenbesparing bij en spreiding van investeringen in de vervangingsopgave en levenscycluskosten.
- 5) **Best practices:** De in de testfase opgedane ervaring met de modellering en de inzet van probabilistische analyses voor de specifieke condities bij kunstwerken is in best-practices documenten te consolideren, idealiter geïllustreerd door concrete in detail uitgewerkte cases. Indien opportuun kunnen deze best practices in een breder kader van technische documentatie omtrent ontwerp en beoordeling van kunstwerken worden geplaatst.
- 6) **Opleiding:** Gezien de nogal specifieke expertise die deze analyses vereisen lijkt het nuttig, zo niet noodzakelijk, om zowel ervaren ingenieurs als de nieuwe generatie op te leiden met zowel de probabilistische basis als praktische tips en trucs voor betrouwbaarheidsanalyse met EEM. De voor de hand liggende vorm zijn short courses van een dag of twee.

Op termijn zal de opgedane ervaring ook ingang vinden in het bredere normeringskader in Nederland en Europa. De next-generation Eurocode wordt beoogd om meer openingen te bieden voor maatwerk met probabilistische analyses. De hierboven beschreven ontwikkelingen, indien doorgezet, onderstrepen de vooraanstaande Nederlandse positie en pioniersrol op dit gebied.



# 1 Introduction

## 1.1 Context

This report is part of the working package 3.2 of the project *Natte Kunstwerken van de Toekomst (NKvdT)*, and it deals with reliability analysis of soil-structure interaction using the Finite Element Method (FEM). In this working package, Deltares focuses on the coupling and the reliability/probabilistic analysis itself while TNO focuses more on how to introduce the corrosion of the structural elements in such analysis. Therefore, collaboration between Deltares and TNO is an important point to achieve the final product of this working package 'soil-structure interaction'.

The foundation of hydraulic structures, and thus soil-structure interaction, is an important element in the performance of these structures. However, as typical in geotechnical engineering, the uncertainties in the ground properties influencing the structural performance are large. For both, assessment of existing structures as well as design of new structures, the potential for cost-optimization through a (fully) probabilistic design, in construction and maintenance, is substantial. As such, the long term objective of this project is to gain insight and develop instruments that allow practicing engineers to use probabilistic approaches for prioritization in the replacement or reinforcement task(s) of hydraulic structures, for retrofitting design as well as for maintenance planning.

Probabilistic methods are the basis to develop proper assessment tools to explicitly handle the different types of uncertainties. These techniques can be used for various types of engineering structures, and within the research plan of 2015, it is chosen to apply such probabilistic methods to retaining walls (hydraulic structures).

In the past, the partial safety factors for the design of hydraulic structures (CUR 166 [1], CUR 211 [2]) were derived based on simple models, limited probabilistic calculations (e.g. [3]) and several conservative assumptions. The developments that link advanced FEM and probabilistic calculations

started few years ago (e.g. [4,5]) and seem an ideal solution to quantify the hidden conservatism in the semi-probabilistic assessments.

## 1.2 Scope and objectives

The aim of the project, in 2015, is to enable probabilistic analyses with the Finite Element Method (FEM) using probabilistic libraries such as Prob2B [6] or OpenTURN [7] (see draft scheme in Figure 1-1). Ultimately, the aim is to achieve a 'FEM - probabilistic library' connection in an 'easy to use' way, and applicable to general soil-structure interaction problems.

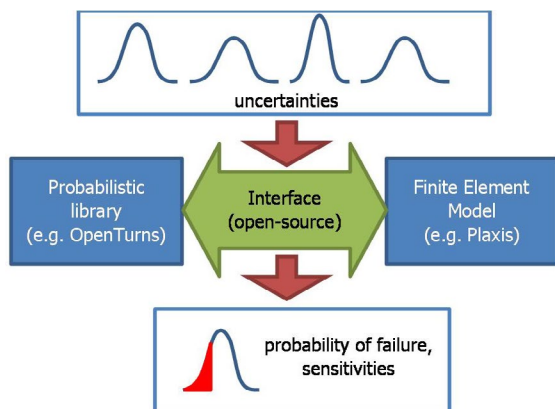


Figure 1-1 Draft scheme of the coupling

Earlier attempts to achieve this aim are reported in [4,5], and taking those studies into account the medium term (2015-2016) aim of this project is to provide an improvement in the following areas:

- The currently available studies are based on FORM and/or Monte Carlo calculations. Especially the latter requires many FEM simulations, which makes that they are hardly suitable for the practice. The number of calculations in FORM is considerably less, however, in some circumstances, it can still reach several hundreds [5]. New techniques like DARS (Directional Adaptive Response Surface Sampling [8]) are very promising and require much less computational effort. The aim is to improve the coupling of new techniques like DARS with FEM calculations.
- So far, reported cases consider no degradation of the structure with time. It is recommended to contemplate this point in the stochastic/random parameters for determination of the reliability of the structure. This may relate to the corrosion of steel or the degradation of concrete, various stochastic models are available for this purpose [16,17,18].
- Furthermore, the available studies so far do not take into consideration:
  - spatial variability and correlation of the soil characteristics.
  - model uncertainty (model represents the reality only to a limited extent).
  - reducing uncertainty based on load tests and/or inspections.

During the work developed in 2015, and here reported, the (1) use of different probabilistic technics, (2) how to incorporate corrosion and (3) parameter's correlation, are studied. For this purpose, the elaborated case study refers to an anchored retaining wall, as encountered frequently in hydraulic structures such as quay walls or locks. This case study is considered suitable because:



- in the coming years, several retaining walls have to be re-assessed in the Netherlands;
- several hydraulic structures are disapproved due to insufficient safety of the steel sheet piles;
- and the behaviour of a sheet pile structure is strongly influenced by soil-structure interaction, and is therefore a good example to study the class of soil-structure interaction problems.

More specifically, the case study presented in this research, is the wall of a lock chamber in fresh water. Specific for this application is the high fluctuation of water levels, causing significant corrosion during the service life.

The research is divided in two phases: Phase 1 comprises the study of the individual elements of the case study in a simplified manner, while Phase 2 comprises the study of the system failure. By each phase, recommendations are made to improve the results achieved in a next phase.

### 1.3 Outline

Subsequent to this introduction, this report is structured as follows:

- **Chapter 2** describes the background information, such as a brief description of reliability analyses concepts and lessons learned with previous studies;
- **Chapter 3** presents the coupling of the FEM software Plaxis and the probabilistic libraries;
- **Chapter 4** presents the case study and corresponding data and assumptions, comprising also corrosion assumptions;
- **Chapter 5** presents the results of Phase 1, which includes reliability analysis of the soil failure and the structural elements individually, considering corrosion only for the failure analysis of the structural elements;
- **Chapter 6** presents the results of Phase 2, the reliability system analysis is shown, including some interim steps and corrosion as a deterministic parameter;
- finally, **Chapter 7** summarizes the most important findings and recommendations.

This report is mainly written for the research and development community, i.e. reporting technical details and findings in order to reproduce and incrementally improve the accomplished work. For a high-level view on the impact and application potential readers should refer to the executive summary.



# 2 Background

## 2.1 Reliability methods

A basic introduction to reliability analysis, such as follows, can be found for example in [19,20].

In reliability analysis limit state functions, here denoted by  $Z$ , are defined such that:

$$\begin{cases} Z < 0 \text{ corresponds to failure and} \\ Z \geq 0 \text{ corresponds to no failure} \end{cases} \quad (1)$$

And  $Z$  generally takes the form of:

$$Z = R - S \quad (2)$$

where  $R$  stands for resistance (capacity) and  $S$  for solicitation (load). Consequently,  $Z < 0$  corresponds to the load being larger than the capacity and hence to a failure state.  $R$  and  $S$  will be either stochastic parameters themselves or functions of a number of stochastic parameters  $X$ :

$$Z = R(X) - S(X) \quad (3)$$

In structural reliability, one then wants to be reassured that a design - given the stochastic nature of e.g. the materials, handling, operation and loads - has an acceptable low level of failure probability. Hence the need for methods to calculate these probabilities. The probability of failure follows from:

$$P_f = \int_{Z < 0} f(x) dx \quad (4)$$

Here  $f(x)$  is the joint probability distribution function of the set of stochastic parameters  $X$ .

In words, eq.(4) is the total probability as obtained by integrating this probability density function over that part of its domain that corresponds with  $Z < 0$ .





Instead of the probability of failure one usually refers to the reliability index  $\beta$ . It is related to the probability of failure by:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (5)$$

in which  $\Phi$  is the standard normal distribution. The reliability index  $\beta$  is easier to use and is related to the safety level, i.e. the safety/reliability increases as the index increases.

For solving the integral, a number of methods are available such as plain numerical integration, Crude Monte Carlo, Increased Variance Sampling and Directional Sampling (DS), First Order Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM) and response surface methods like DARS.

The Monte Carlo method consists of randomly sampling the  $X$  values from their distributions and calculating the relative number of simulations for which  $Z < 0$ :

$$P_f = N_f/N \quad (6)$$

where  $N$  is the total number of calculations and  $N_f$  the number of failed states found.

In DS the basic variables are transferred into polar coordinates ( $\lambda, \underline{\vartheta}$ ). The unit vector  $\underline{\vartheta}$  defines the direction and the scalar quantity  $\lambda$  defines the length of the vector in standard normal  $u$ -space. For each uniformly sampled direction  $\underline{\vartheta}_i$  the value of  $\lambda_i$  is determined for which the limit state function equals zero:

$$Z_i = Z(\lambda_i, \underline{\vartheta}_i) = 0 \quad (7)$$

An estimate of the probability of failure  $P_f$  is obtained by performing  $N$  directional Monte Carlo simulations of the  $\underline{\vartheta}$  vector. Every direction results in a sample value  $P_{fi}$ :

$$P_{fi} = P \left[ Z(\lambda_i, \underline{\vartheta}_i) < 0 \right] = 1 - \chi_n^2(\lambda_i^2) \quad (8)$$

in which  $\chi^2$  is the chi-squared distribution and  $n$  the number of random variables.

The estimate for the probability of failure is calculated as the mean value of the sample values  $P_{fi}$ :

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N P_{fi} \quad (9)$$

FORM is an iterative method that makes use of stepwise linearization of the limit state function. FORM is a fast method, especially when compared to e.g. Monte Carlo and when small probabilities need to be calculated. A drawback, however, is that depending on the nature of the function, convergence might not always be achieved, a local minimum (instead of a global minimum) may be found, or the failure domain may be curved. In the latter case, the resulting failure probability is under or overestimated, which can be mitigated by using SORM, a second order counterpart of FORM. The benefits of FORM (speed) thus always have to be weighed against the knowledge one has with respect to the nature and behaviour of the target function.

A more dedicated method is DARS [8] which is a combination of DS with a Response Surface<sup>1</sup> that is created and updated during sampling. The response surface enables efficiency in calculation time

<sup>1</sup> In statistics, response surface methodology (RSM) explores the relationships between several explanatory variables and one or more response variables. The main idea of RSM is to use a sequence of designed experiments to obtain an optimal response.



## Soil-structure interaction (2015)

---

as, under appropriate conditions, intermediate samples can be taken from this surface instead of from expensive model calculations.

FORM and SORM are not suited to directly investigate multiple limit states or mechanisms at once, i.e. doing a system analysis. A work around would be to quantify the failure contribution of each mechanism separately with FORM or SORM when possible, taking advantage of the calculation efficiency of these methods and afterwards combine the results in a system analyses of series and/or parallel systems/mechanisms according to [9].

FORM is an approximate method, while ordinary Monte Carlo or DS are pure probabilistic methods with higher accuracy. The Monte Carlo is a very straightforward method, while FORM has some limitations when complex  $Z=0$  are necessary and/or it is not possible to approximate with Normal distributions. On the other hand, influence coefficients ( $\alpha$  of  $\alpha^2$ ) and design point are an important and useful by-product of FORM. With these, one can assess the influence of each random variable and choose the necessary number of basic variables of a problem (random variables can be reduced without compromising the accuracy of the reliability calculation).

Therefore, DS seems to gather two important advantages which are the computational time (very optimised in comparison with crude Monte Carlo simulations) and fully probabilistic method (taking into account all characteristics of the random variables and getting quite accurate results).

During this research, methods FORM and DS are applied. In Phase 1, FORM suitability to the type of problem under study is checked and compared with DS. After, in Phase 2, only DS is used.

## 2.2 Reliability toolboxes

Within this study, the OpenTURNS toolbox [7] is used containing most of the reliability methods (except DARS). OpenTURNS handles 47 types of probability distributions. Regarding the joint probability distributions, 11 types of copulas exist in OpenTURNS amongst which the most known ones are the Independent, the Gumbel and the Normal copula. The library can be used easily and there is a wide community supporting it and there are many related manuals and reports available. TNO's toolbox Prob2B [6] is not fully used yet but there are options to do so in future. However, one method from Prob2B, namely FORM, is made available to be used for reference.

## 2.3 Previous studies on the subject

Concerning coupling of FEM with probabilistic libraries the following paragraphs present a summary on lessons learned, issues and gaps:

- Waarts et al. [8] introduced an optimized reliability method in terms of computational effort and efficiency. Two adopted reliability methods are introduced, both making use of a response surface. These adaptive response surfaces are used in combination with FORM and DS respectively. The accuracy and the effectiveness of these methods are investigated on the basis of artificial LSFs and a comparison is made with the existing standard reliability methods. The most efficient combinations of response surface techniques and reliability methods were with FORM (FORM-ARS) and DS (DARS). Comparing these two methods, DARS predominated over FORM-ARS as it can cope with a much wider range of limit state



functions. Also in this study, DARS is further investigated in terms of its efficiency on the basis of complex structures reliability.

- In Schweckendiek [4], FORM and DS were coupled with an older Plaxis version, where Mohr-Coulomb model for the soil was considered. It demonstrated the feasibility of structural reliability analysis in soil and structure with the finite element method. Structural analysis being rather straightforward and efficient, soil analysis however still showing difficulties to be assessed. Further research was recommended with respect to the limit state of soil shear failure and its treatment. The method was shown to be especially suitable for the calibration of load and material factors in partial safety concepts, when FEM is used for the structural design. Uncertainties in the soil properties, the phreatic levels and the strength parameters of the structural members (corrosion) could be successfully accounted for. Geometrical uncertainties were not considered in Schweckendiek MSc. Their impact might be considerable, e.g. the thickness of extremely soft layers. Especially when a high number of random variables is involved, methods like FORM/SORM have their limits of applicability. Methods like Directional Sampling or DARS were shown to be suitable and more stable. A random average approach was applied for modelling the soil. The ideal situation would be to account for spatial variability by 3D-random field modelling, including the effects of natural spatial variability of soil properties.
- Schweckendiek et al. [10] studied a simplified model of corrosion within a probabilistic analysis. The paper elaborates on a sheet pile case with corrosion, with a fully probabilistic reliability analysis of the relevant limit states of a sheet pile structure, taking uncertainties in the soil properties and the strength reduction by corrosion into account. The reliability analysis provides valuable information in terms of influence coefficients, which can be used in optimization and to better understand the physical problem itself. The methodology proved to work well for limit states where the soil represents the load on the structure, while for soil failure further research is necessary. The presented approach can be used in probabilistic and risk-based design concepts. Furthermore, it allows comparing the target reliability of design codes with the 'actual' (calculated) reliability. Therefore it can be used for calibration of load and resistance factors, when FEM is used for design.
- Wolters [5]: study on quay walls with FORM with rather complex models. Wolters used the FORM reliability method from the Prob2B toolbox in combination with Plaxis schematizations of quay walls with the intention to recalibrate the partial safety factors in the design rules. His study proved the feasibility of using reliability methods in combination with FEM. A large influence of spatial correlation was found, and recommendations involved new safety factors and a redistribution of reliability targets for individual mechanisms in the fault tree schematization for quay walls. Further reliability analyses with FEM were advised giving insight into the important parameters and enabling to make more optimal designs. Due to limitations of FORM, more robust reliability methods like MC, DS are brought to attention.
- Rippi [11]: the reliability analysis of a dike with an anchored sheet pile wall modelled in Plaxis was carried out. The analysis was enabled by coupling the uncertainty software package OpenTURNS and Plaxis, through a Python interface. The most relevant (ultimate) limit states concern the anchor, the sheet pile wall and global instability (soil body failure).



## Soil-structure interaction (2015)

---

The case was used to investigate the applicability of FORM and DS to analysing these limit states. Finally, also the system reliability was evaluated using sampling-based methods (i.e. DS). Due to the considerable number of random variables, before starting the reliability analysis, a sensitivity analysis was conducted for each limit state. This indicated the most important soil layers to be accounted as stochastic. In this research, only the soil parameters were considered as stochastic and the soil behaviour was simulated with Mohr Coulomb model. This study proved that the shear stiffness is determinant for the reliability of the structural elements whereas for the soil body, the unit weight and the strength parameters of the soft soil layers were important. Moreover, the application of a probabilistic method on such a complex structure showed, firstly, the possibilities and the feasibility of these methods and secondly, the potentials of a more optimized design procedure than the current used safety factors. However, it is also recommended that the water level is considered as a random variable and more advanced models to be utilized for the soil-structure interaction.

As just shown, the performance of different reliability methods with FEM has been carried out by different authors. These studies are quite helpful in order to get an idea of coupling FEM with reliability methods as well as FEM and reliability methods individually. In short, the following conclusions can be drawn from these studies:

- All studies conclude that further research on the topic will contribute to design and optimization concepts and hopefully to a better understanding of the system behaviour;
- Some also point out the limitation (and conservatism) of the classical models and the higher efficiency of FEM;
- The main gaps detected so far are robust and efficient analysis for real-life problems and modelling of the structural elements closer to reality (plastic behaviour);
- As expected, DARS (directional sampling with adaptive response surface) has higher performance than other reliability methods. All the studies here presented concluded that the remaining methods have limitations and one will benefit from using DARS.



# 3

## Coupling probabilistic libraries with FEM

### 3.1 Introduction

When considering the reliability of an element or structure (reliability analysis), the determination of the probability of failure is the central issue, as well as the determination of the influence coefficients. As discussed in Chapter 2, the limit between failure and non-failure is defined as a limit state and the reliability is given by the probability that this limit state is not exceeded.

In the case of hydraulic structures, as studied in this report, the limit state evaluations are carried out with the software *Plaxis 2D 2015*, which is a two-dimensional finite element method (FEM) software used to perform deformations and stability analysis for various types of geotechnical applications (e.g. plane strain and axi-symmetric modelling of soil and rock behaviour). Moreover, it supports a fully automatic mesh generation, allowing for a virtually infinite number of 6-node and 15-node elements. Considering the case under investigation, Plaxis, offers several techniques to realistically simulate structural elements such as sheet pile walls and anchors and their interaction with soil while the variety of the constitutive models for the soil body that are available and the ability to include the history of the construction phases, can lead to a better analysis of the system's behaviour in terms of the stress level and the deformations. Note that using FEM for this purpose means that the limit state formulation is implicit in the FEM software and can only be solved numerically (partial differential equations).

Mid-term goals (2016-2017) of the research also comprise facilitating coupling(s) to other FEM software, like Abacus, DIANA etc. More specific structural material behaviour like reinforced and/or pre-stressed concrete or dedicated calculation schemes might be incentives for this, depending on the situations to be studied.

The reliability analysis is carried out through a probabilistic and reliability analysis library (OpenTURNS) and using this FEM software for the limit state evaluations. A description of



## Soil-structure interaction (2015)

---

OpenTURNS and its possibilities is briefly given in Chapter 2, but further information is given in Appendix E.

Here, an explanation of the coupling between the probabilistic library and FEM software (OpenTURNS and Plaxis) is given together with the calculation method that is followed.

One of the features of *Plaxis 2D 2015* is the Python connection possibility and thus the coupling is carried out with the OpenTURNS library which is also implemented in Python, has a variety of reliability methods and options<sup>2</sup> and is an open source library<sup>3</sup>.

### 3.2 Coupling

The coupling of OpenTURNS library with the FEM requires an interface for the communication between each other. When the OpenTURNS/probabilistic library is coupled with another software program (which for example evaluates the limit state), the library carries out the whole reliability analysis (RA) and it uses the other program only for the evaluation of the limit state function. In other words, the probabilistic library should be able to modify Plaxis' inputs and read its outputs for important variables such as material parameters, pore pressures generation and stresses development and corresponding deformations inside the soil body. On the other hand, Plaxis has to be also capable of obtaining the (new) values that are set (simulated) by the probabilistic library for the variables (inputs) that are treated as stochastic during an iterative process, according to the chosen reliability analysis method.

In Figure 3-1, an illustration of the coupling methodology and its function is shown. In principle, an input file is firstly required. In this input file, the user sets (1) the preferable RA method, (2) the stochastic/random input parameters and their probability distributions, (3) the joint probability distribution and the corresponding correlation matrix and finally (4) the limit state function(s) depending on the situation.

In Appendix B, an example of the input file is shown. Such input files should be read and properly interpreted by both Plaxis and OpenTURNS; therefore, a so called 'input interpreter' (script in python) helps OpenTURNS to start up the RA according to the assigned method, variables, distributions and limit state functions. As it is mentioned before, the evaluation of the limit state function is conducted by Plaxis. For that purpose, an interface sends the first (and following) simulation(s) of the input parameters to Plaxis and commands Plaxis to perform the calculation (limit state function evaluation). The results are retrieved and transferred to OpenTURNS which makes a new simulation of the input parameters that are once again sent to Plaxis, forming an iterative process.

In steps, the reliability analysis is carried out as following:

1. Open Plaxis file
2. Input \*.txt file is read (RA method, Radom variables, correlation matrix and LSF are sent to OpenTURNS)
3. OpenTURNS makes a first simulation (based on the input)

---

<sup>2</sup> OpenTURNS handles 47 types of probability distributions. Regarding the joint probability distributions, 11 types of copulas exist in OpenTURNS amongst which the most known ones are the Independent, the Gumbel and the Normal copula.

<sup>3</sup> This library can be used easily as there is a wide community supporting it and there are also many related manuals and reports available.



## Soil-structure interaction (2015)

4. Assign first simulation in the Plaxis file and perform Plaxis calculation
5. Retrieve result and send it to OpenTURNS which computes LSF result
6. OpenTURNS makes next simulation (based on the results of 5.)
7. Carry out steps 4 to 6 until RA convergence criteria is reached

Eventually, the probability of failure is obtained. It is essential that the Plaxis simulation converges to the desirable criteria, and under the physical boundary conditions that have been determined. Likewise, the convergence criteria of the reliability methods shall be manipulated to enable the optimization algorithms to converge efficiently.

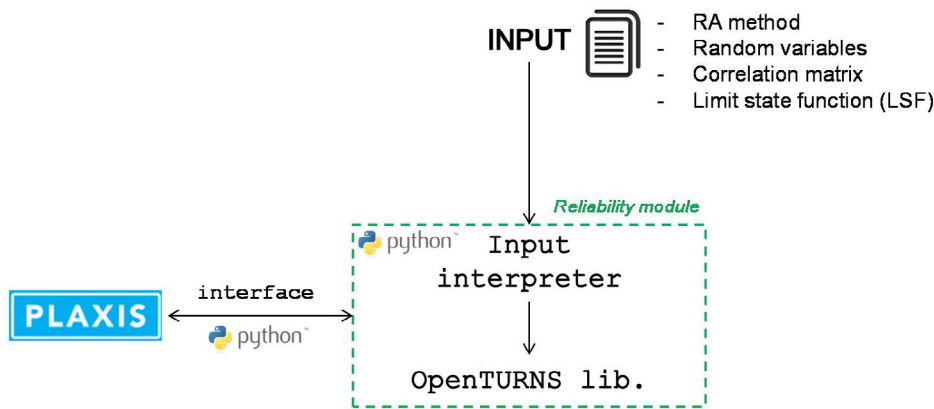


Figure 3-1 Coupling scheme as implemented: OpenTURNS-Plaxis

### 3.3 Features, limitations and recommendations

The following features are available in the versions of the RA-FEM coupling:

- Connection between most features of the probabilistic library (OpenTURNS) with Plaxis. Version by Nuttall (Deltares, March 2015) V.03.2015<sup>4</sup>.  
The available OpenTURNS features are:
  - o RA methods: Sensitivity analysis, FORM, Directional Sampling, Crude Monte Carlo
  - o Probability distributions: Beta, Exponential, Gamma, Gumbel, Lognormal, Truncated normal, Normal, T-student, Triangular, Uniform, Weibul
  - o Copula (joint distributions): independent, Gumbel, Normal\_R, Normal\_SPD, NormalThe available variables that can be manipulated in Plaxis are:
  - o loading properties, material properties
- Version by Nuttall (Deltares, Dec 2015) V.12.2015.  
The available OpenTURNS features are the same as above.  
The available changes in Plaxis are extended:
  - o loading properties, material properties, structures properties, geometry, borehole properties (layers and piezometric heads)

<sup>4</sup> <https://repos.deltares.nl/repos/TO2-project>



## Soil-structure interaction (2015)

---

- Courage (TNO) made an implementation of the corrosion uncertainty based on the version V.03.2015. Which enables the use and combination of multiple models steered in the correct order, such that dependencies are taken care of and e.g. dedicated models for corrosion and its impact on sheet pile or anchor resistance values can be calculated. Appendix C gives more detail with respect to this implementation and also presents an example of the corresponding input file.
- Any kind of limit state functions (LSF) can be implemented (as long as it has a mathematical formula which uses [outputs of Plaxis](#), such as the moment in a sheet pile). See the following examples:
  - o Yield stress of the sheet pile wall  $Z = \sigma_y - \max \left[ \frac{M(z)}{W_{el}} + \frac{F_n(z)}{A_{sp}} \right]$
  - o Soil failure (Plaxis definition soil collapse, particularly [error 101](#))
- As referred, it is essential that the Plaxis simulation procedure converges to the desirable criteria and under the physical boundary conditions that have been determined. When f.eg. soil failure is being studied, our failure is defined by the Plaxis definition soil collapse (particularly error 101). However, there are other errors that might appear, such as:
  - o 102/112 Not enough load steps
  - o 103/113 Load advancement procedure fails
  - o 110 Accuracy condition not reached in last step
  - o 111 Soil body collapses. Accuracy condition not reached in last step.

These errors do not refer to real failures, but to a computational error. At the moment the code can differentiate between these types of errors. However, the current results do not make use of such feature. To avoid such computational errors, the Plaxis convergence parameters are changed (i.e. max.ite.num = 100, max.num.steps = 1000) in order to focus on the error that actually indicates a soil failure and not a numerical 'failure'.

The following limitations are present in the current versions of the RA-FEM coupling (not only but) mainly due to Plaxis limitations:

- The original ambition was to carry out calculations with the 'Hardening soil' soil model. However, due to some unknown randomness in the calculation method, for the same input parameters the output results (such as deformations and stresses) differ up to 5%. While for a deterministic or semi-probabilistic (partial factor based) calculation such differences can be negligible, in a probabilistic calculation, where failure 'directions' are to be identified, these inherent 'randomness' in the output of the FEM calculation jeopardise the results. As such, Plaxis 'Hardening soil' soil modelling could not be used.
- The parameter Eref 'Reference Young's Modulus' of soils cannot be steered with the python interface of Plaxis. Even though Plaxis accepts the command of change, no change is made. Therefore, instead of Eref we steer Gref 'Reference value of the Shear Modulus'.





## Soil-structure interaction (2015)

---

- It is not possible at the moment to look at the failure modes 'sheet pile', 'anchor' and 'soil' separately, for this purpose a (calculated beforehand) RS method would be a possible solution to deal with soil failure errors and focus in one of the failure modes.

To conclude, the following improvements are recommended for next year:

- In a later stage it is necessary to study and decide on how to deal with 'numerical failure' and 'real failure' of the structure, i.e. the code can already handle the different code numbers, we should just study and decide on what to do with the different types of error codes.
- It is also important to identify when this failure is happening, i.e. at which construction stage.
- Care should be taken when doubled points in the Plaxis file/geometry are present. This can incur in errors. The command '\_mergeequivalents' should be implemented in the code by default.
- Other uncertainties/reliability libraries should be connected, tested and compared so that maximum efficiency can be achieved in such analysis.
- Connection between the latest code developed by TNO (originally based on V.03.2015) and the latest version V.12.2015 should be provided.
- In order to optimize the computational time of a RA-FEM analysis with Plaxis, we should investigate the possibility of running Plaxis without the GUI.
- Compatibility with the latest versions of Plaxis 2015.



# 4

## Case study: retaining wall

### 4.1 Introduction

*The case study is based on a real structure; however, its properties were manipulated in order to have similar probabilities of failure for the different failure mechanism (which is not usual). Usually, in reality one failure mechanism is dominant; therefore, the case study presented here is not a favourable case in terms of reliability results, since as a result of the manipulations all three considered mechanisms (failure) have a similar probability of occurrence.*

The case of an anchored sheet pile wall is chosen based on the following considerations:

- Currently and in the coming years, many sheet pile walls have to be re-assessed in the Netherlands;
- A large proportion<sup>5</sup> of hydraulic structures are disapproved due to insufficient safety of the steel sheet piles;
- The behaviour of a sheet pile structure is strongly influenced by soil-structure interaction and is therefore a good example to study this problem.

A detailed description of the case study is available in Appendix A. See also the scheme of the case study in Figure 4-1. The case is representative of a wall of a lock chamber in fresh water. Specific for this application is the high fluctuation of water levels, causing significant corrosion during the service life.

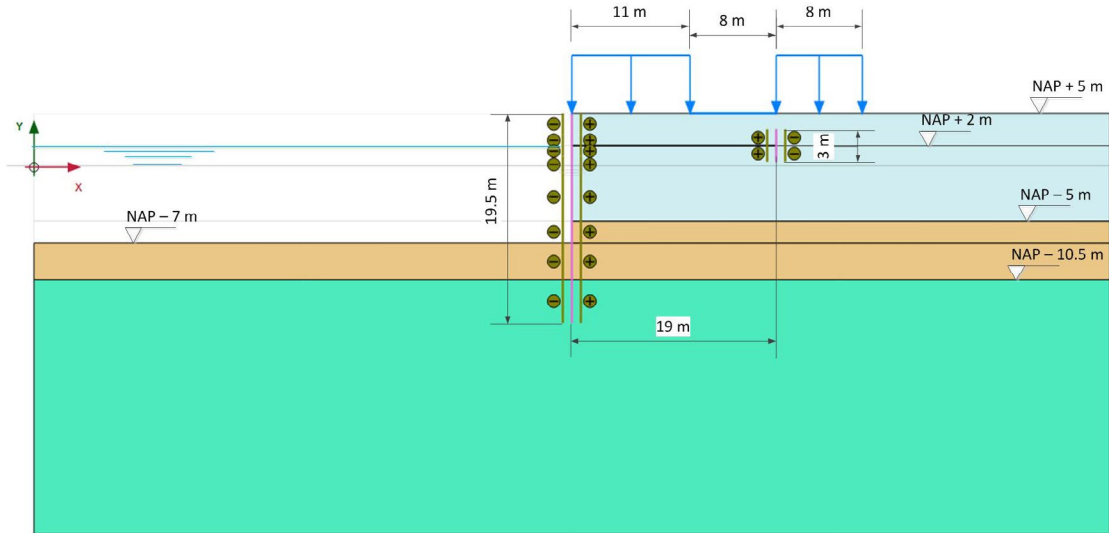
---

<sup>5</sup> In the period 2006-2013, from 1364 evaluated structures 409 (30%) were deemed insufficient, strength of the retaining structure was deemed insufficient in 236 cases. This is 58% of the "rejected" structures and 17% of all structures evaluated in the studies [7]. Note that these are not steel sheet piles.

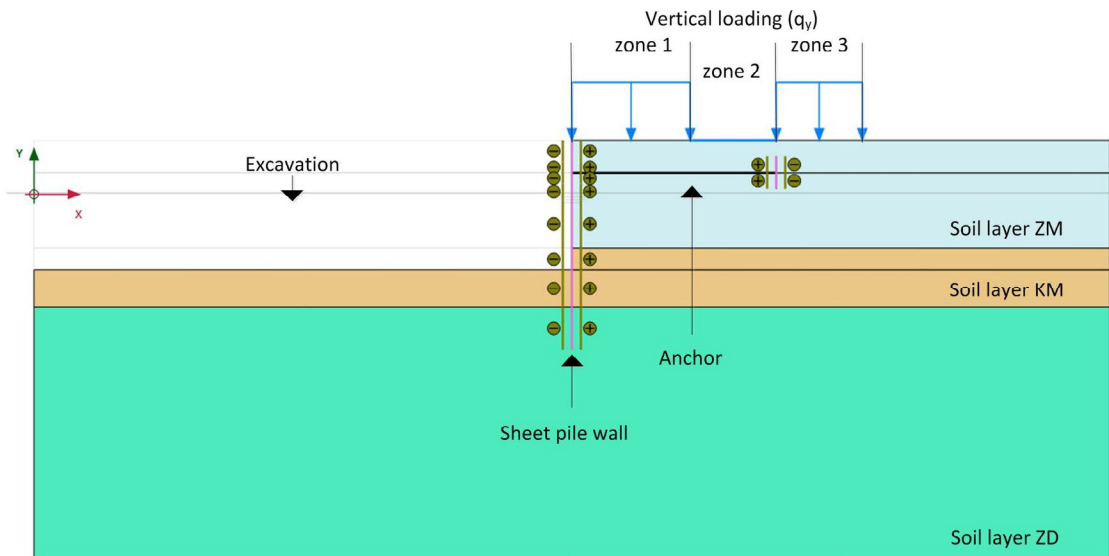


## Soil-structure interaction (2015)

It is also considered that the lock is 25 years old and should function for another 50 years, thus until a service life of 75 years. This aspect is mainly taken into account in the distributions for load (water, surface load) and corrosion parameters.



a) dimensions



a) elements and names

Figure 4-1 Schematisation of the case study

The input parameters for the case study are based on [5], and adjusted for certain aspects. All input parameters are described below.



## 4.2 Geometry, water levels and loads

The soil is built up of three horizontal layers, with ground surface at NAP +5 m (as shown in Table 4.1). Correspondent soil layering is given in Table 4.1

Table 4.1 Soil layers.

Layer	Top	Code	Soil	Grondsoort
[#]	[m NAP]	[-]	[-]	[-]
1	+5,0	ZM	Medium dense sand	Matig gepakt zand
2	-5,0	KM	Medium stiff / Firm clay	Matig vaste klei
3	-10,5	ZD	Dense/very dense sand	Dichtgepakt zand

Concerning the water levels we assume that:

- the original water level, at the time of installation of the sheet pile was at NAP +1.0 m;
- the ground water level and the ground water potential of the sand layer ZD were in the past at NAP -1.0 m;
- the expected value of the ground water potential (layer ZD) is NAP 0.0 m;
- the expected value of the average water level is NAP +1.0 m;
- the expected value of the lowest water level, which is reached once in 50 years, is NAP -1.0 m and the *decimeringshoogte*<sup>6</sup> is 0.3 m, these characteristic are necessary to define the distribution of the water level of the problem with extreme minima;
- There is a vertical linear gradient between the (ground) water pressures directly above and directly below the clay layer KM.

Concerning the ground surface load, 3 zones are defined (as shown in Figure 4-1). The maximum expected value of the load is 30 kPa, which can be integrally present in the 3 zones or only locally. We consider zone 1 the one closest to the sheet pile (11 m length), this is the zone that is the most likely to be loaded. Zones 2 and 3 are next to zone 1 and have a length of 8 m each. Each load/zone is characterized by its maximum value (30 kPa) and the fact that it can be present 10% of the time (in each zone). The loads are considered to be uncorrelated.

## 4.3 Soil characterisation

The original ambition was to consider 'Hardening soil' soil model; however, the implementation of this model in Plaxis (even with simply deterministic computations) gives some kind of randomness in the outputs (as explained in the previous chapter). This randomness conflicts with the convergence criteria of the reliability methods. Therefore, the fall-back option is 'Mohr-Coulomb' soil model. Here only one stiffness parameter is necessary. The associative parameter-set ( $\phi=\psi$ ) for 'Mohr-Coulomb' soil model is given in Table 4.2. For this case study a drained analysis is carried out.

<sup>6</sup> Measure of the increase or decrease of the height of the tide with an increment factor of 10 as a result of the respective increase or decrease of the frequency.



## Soil-structure interaction (2015)

Table 4.2 Associative soil parameters, average values of each layer, for Mohr-Coulomb

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$C_a^*$	$\phi_{\alpha}^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E'$	$R_{\text{int}}$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]
1	ZM	18.5	20.7	1.0	37.0	37.0	50	0.90
2	KM	-	17.4	14.8	25.8	25.8	6.5	0.67
3	ZD	-	21.8	1.0	39.8	39.8	125	0.90

Nevertheless, the characteristics of the three soil layers (taken as in [5]), considering the 'Hardening soil', model are summarised in Table 4.3 for the case of non-associative parameter-set ( $\phi \neq \psi$ ) and in Table 4.4 for the case of associative set. The transformation from non-associative to associative is done using the so called best-guess equivalent model. More information on non-associative, associative and best-guess equivalent model is given in section 3 of Appendix A.

Table 4.3 Non-associative soil parameters, average values of each layer, for Hardening soil

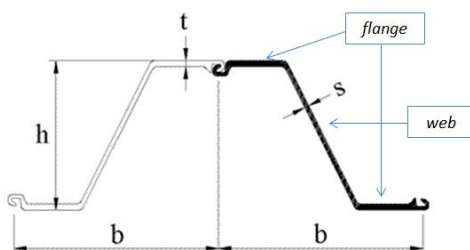
	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi'$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	ZM	18.5	20.7	0.0	38.9	8.9	69.2	69.2	207.7	0.90	0.5
2	KM	-	17.4	14.8	26.9	-	7.69	5.27	15.38	0.67	1.0
3	ZD	-	21.8	0.0	41.9	11.9	115.4	115.4	346.2	0.90	0.5

Table 4.4 Associative soil parameters, average values of each layer, for Hardening soil

	Soil type	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$C_a^*$	$\phi_{\alpha}^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	ZM	18.5	20.7	1.0	37.0	37.0	69.2	69.2	207.7	0.90	0.5
2	KM	-	17.4	14.1	25.8	25.8	7.69	5.27	15.38	0.67	1.0
3	ZD	-	21.8	1.0	39.8	39.8	115.4	115.4	346.2	0.90	0.5

## 4.4 Structure characterisation

For the sheet pile, an AZ26 profile is chosen (measurements are given in Figure 4-2), while for the anchor a diameter of 60 mm (area = 2826 mm<sup>2</sup>) is considered with a spacing between anchors of 1.6 m. Both are model with an elastic behaviour (Plaxis model).



Sheet pile:

Width Z-element	b	630 [mm]
Height	h	427 [mm]
Thickness flange	t	13 [mm]
Cross section area	A	198 [cm <sup>2</sup> /m]
Elastic section modulus	$W_{\text{el}}$	2600 [cm <sup>3</sup> /m]

Figure 4-2 Sheet pile Z-profile [<http://ds.arecelormittal.com>]

Failure, of both the sheet pile and the anchor, is defined as exceedance of the yield strength. In order to test the applicability of the probabilistic method, the aim is to obtain failure probabilities of similar magnitudes in the various limit states. To calibrate this, in a relatively practical way, the yield



strength ( $\sigma_y$ ) of the structural elements is adapted, as this parameter does not have an influence on the soil-structure interaction in an elastic calculation.

#### 4.5 Corrosion characterisation

In practice, the effect of corrosion on the sheet pile and anchor reliability is incorporated in the analysis by applying a reduced cross section: various thickness reduction(s) can be assigned to different sections of the retaining structure, depending on the 'zone' (contact with soil, water or both). As described in Appendix A, recommended values for thickness-reduction on the side of the soil are proposed by Deltares [14], while thickness-reduction on the side without soil are recommended by RWS [13]. It is not known what quantile of a statistical distribution these values correspond to. The proposed values are collected in Table 4, 5 and 6 of Appendix A.

##### Phase 1 calculations

In the phase 1 calculations for this case study, a uniform (i.e. not differentiating between zones) corrosion rate  $\Delta t$  is assumed along the sheet pile, as a random variable. The thickness loss due to corrosion is considered normally distributed, with a mean value of 3.5 mm and a standard deviation of 0.7 mm (coefficient of variation, CoV=0.2).

The influence of thickness reduction on the stiffness parameters is accounted for and the following relations are used in the reliability analysis:

$$A_{corr} = A_0 \frac{t - \Delta t}{t} \quad (10)$$

$$W_{corr} = W_0 \frac{(h - t_{corr})t_{corr}}{(h - t_0)t_0} \quad (11)$$

$$I_{corr} = I_0 \frac{(h - t_{corr})^2 t_{corr}}{(h - t_0)^2 t_0} \quad (12)$$

Where:	$h$	is the distance of the flanges of the sheet pile (see Figure 4-2)
	$\Delta t$	thickness reduction due to corrosion
	$t_{corr} = t_0 - \Delta t$	corroded thickness of flange of sheet pile
	$A_0; A_{corr}$	original and corroded cross section area
	$W_0; W_{corr}$	original and corroded elastic cross section modulus
	$I_0; I_{corr}$	original and corroded moment of inertia of the cross section

In the reliability analysis, the relevant parameters of the corroded sheet pile parameters are calculated in a separate Python module, described in detail in Appendix C. In the structural calculations, the reduced cross section parameters are considered for the stiffness of the sheet pile (EI) in Plaxis. The reduced cross section area  $A_{corr}$  and section modulus  $W_{corr}$  are used in the limit state function describing the failure of the sheet pile (section 4.7, eq.(14)).

Note that, in this study, the thickness loss is incorporated by modelling the (uncertain) thickness of a 75 yr old sheet pile. Hence, no gradual decay in time was modelled for the considered 50 yr lifespan, only the (uncertain) thickness at the end of the lifespan.

Values for the non-corroded parameters were given in section 4.4.

### **Phase 2 calculations (system)**

As no statistical data is available on corrosion rates it is chosen to apply the corrosion values collected in Table 4, 5 and 6 of Appendix A in the system calculations as constant values.

### **Future studies**

The first, most important study should be on systematically collecting corrosion data and then this data can be used in the future studies.

In further studies (not in this report), the different levels of corrosion (as random) for different zones can be applied. This can be done for example in one of the following two simplified ways.

1. Considering thickness reduction as:

$$\Delta t_{i,tot} = \Delta t_i + \Delta t_{stoch} \quad (13)$$

Where	$\Delta t_{i,tot}$	total thickness reduction due to corrosion in layer $i$
	$\Delta t_i$	"base value" (for example mean) of $\Delta t$ in layer $i$ , deterministic
	$\Delta t_{stoch}$	uncertainty in $\Delta t$ , stochastic, same for all layers

2. Considering for each cross section a different  $\Delta t$ , such as in Table 4 of Appendix A, with an assigned statistical distribution. This approach increases the number of random variables by 4, unless a selection is made which sections to model stochastic, and model thickness reduction in other sections as deterministic.

In a more advanced approach, different levels of corrosion in the different zones can be considered taking also spatial correlation into account.

## **4.6 Plaxis implementation**

In Appendix D one can see the command lines that define the Plaxis file for the aforementioned case study. The construction and the gradual loading of the case study are modelled as follows (see also Appendix A):

1.  $K_0$ -procedure for the generation of the initial stresses under horizontal groundwater level;
  2. Soil body self-weight under horizontal groundwater level;
  3. 1<sup>st</sup> excavation and change to ground water level;
  4. Installation of the sheet pile wall and the anchor;
  5. Fill in of the 1<sup>st</sup> excavation on the right side (anchor side) of the sheet pile;
  6. 2<sup>nd</sup> excavation (complete) on the left side of the sheet pile;
  7. Change in the water level (apply expected water level conditions) on the left side of the sheet pile;
  8. Application of the load on the right side of the sheet pile;
- Optional:  $\phi$ -c reduction for the determination of the safety factor.



Within the Plaxis file all these construction phases are considered/added in order to model the stresses in the soil, and the structures, given a certain set of properties/parameters. Also, if considered, these phases are used to model the ground water. Even though the carried out reliability analysis concerns the assessment of an existing structure, the current/existing soil stresses, at the time of the assessment, are necessary to perform the analysis, as they are 'built' during the construction phase. This is especially true when soil parameters are being considered as random, where for example a change in soil unit weight will change the soil stresses.

As mentioned before, the Mohr Coulomb (associative) soil model is used for modelling the soil, while elastic behaviour is used to model the structures (sheet pile and anchor). The arc-length control is set ON, the maximum number of iterations is set to 100 and the maximum number of steps is set to 1000 (default is 60 and 250 respectively).

Considering the arc-length option, assume a certain geometry and load, and that during the calculation the load to be applied is larger than the failure load. The calculation would then try to apply the load defined by the user over and over again without converging to a solution as the load can simply not be applied. Hence, the calculation will keep iterating. When using the arc-length control the calculation will in fact accurately find how much of the load can really be applied (see Figure 4-3). In principle using arc-length control or not makes no difference for the result of the calculation if no failure occurs. However, in case of failure the results will differ because without arc-length control there is no accurate determination of the failure load. Generally, without using arc-length control the failure load is overestimated. Since arc-length control is meant to determine failure accurately, it's recommended to always do Safety analysis with arc-length control switched on.

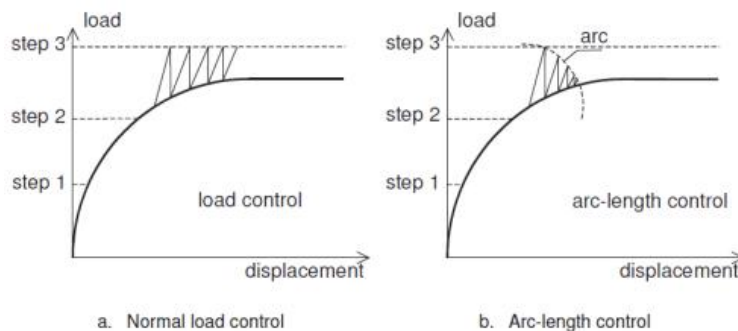


Figure 4-3 Arc-length control effects (Plaxis)

Considering the corrosion part of the problem, the sections of the sheet pile and the anchor can present different types of corrosion. A summary of the different sections/conditions is given below, in Table 4.5. When, in the future, different zones are modelled, inter zone correlations need to be accounted for.





## Soil-structure interaction (2015)

Table 4.5 High characteristic values for thickness loss after 75 years (mean values per zone)

a) Sheet pile zones:

Zone	Ligging	
	bovenzijde [m NAP]	onderzijde [m NAP]
Boven hoogste schutpeil	+5,0	+3,0
Boven GWS tussen hoogste en laagste schutpeil	+3,0	+1,0
Onder GWS tussen hoogste en laagste schutpeil	+1,0	-0,5
Tussen laagste schutpeil en bodem	-0,5	-7,0
Beneden bodem	-7,0	-14,5

b) Anchor zones:

Zone	Ligging	
	bovenzijde [m NAP]	onderzijde [m NAP]
Boven GWS	+3,5	+2,0
Onder GWS	+1,0	+0,5

### 4.7 Relevant LSF

For the case study focus is given to the ultimate limit state (ULS), which describes the situation wherein the acting extreme loads are just balanced by the strength of the construction. If that limit state is exceeded the construction will lose its functionality and thus collapse or fail.

The fault-tree as presented in Figure 4-4 applies to the case study, and in the present section, the analytical LSF (limit state functions) are given as they are going to be used in the reliability analysis for:

- The sheet pile,
- The anchor and
- The soil.

Which are marked in Figure 4-4.

Initially, these mechanisms are studied individually (phase 1), with the intention to combine them in a system failure probability afterwards. However, due to several reasons, it was decided to proceed with the reliability analysis that considers the three mechanisms simultaneously (i.e. system reliability analysis – phase 2). One of the main reasons for this choice was that it is difficult to totally separate the failure mechanisms in an analysis (see chapter 5).

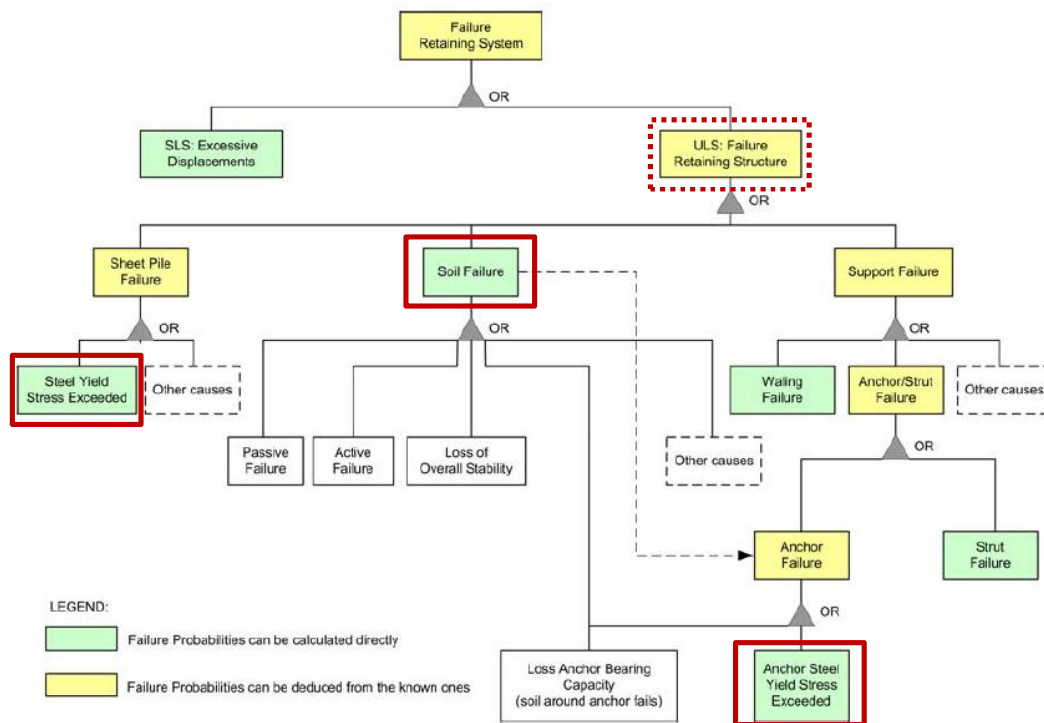


Figure 4-4 Fault-tree for retaining structures using sheet piles [4]

### a) The sheet pile:

The most relevant failure mode for the sheet pile wall is the exceedance of the yield strength which corresponds to the ultimate steel strength. The response of the structure is mainly due to bending moments and the axial forces (shear forces are considered to be negligible). Where an axial force is present, allowance should be made for its effect on the moment resistance. Accordingly, the maximum stresses on the sheet pile wall are composed of a bending moment and a normal force component<sup>7</sup>:

$$\sigma = \frac{M(z)}{W_{el}} + \frac{F_n(z)}{A_{sp}} \quad \left[ \frac{kN}{m^2} \right] \quad (14)$$

where  $M(z)$  [kN.m] and  $F_n(z)$  [kN] are the bending moment and the axial normal force respectively that depend on the depth level where they are calculated over the sheet pile length,  $W_{el}$  [m<sup>3</sup>] is the elastic section modulus and  $A_{sp}$  [m<sup>2</sup>] the cross-sectional area of the sheet pile wall.

The values of  $M(z)$  and  $F_n(z)$  are outputs of Plaxis.

Bending moment and axial force can be variable over the depth and that is why they are expressed as a function of z-depth. FEM has the advantage to take into account second order effects, i.e. a stiffer structure will experience higher bending moments than a more flexible one. Taking this into

<sup>7</sup> the vertical anchor force component is reducing by its interaction with the soil over depth



account, the LSF can be formulated as the difference between the maximum developed stress and the yield stress,  $\sigma_y$ :

$$Z_{sheet\ pile} = \sigma_y - \sigma = \sigma_y - \max \left[ \frac{M(z)}{W_{el}} + \frac{F_n(z)}{A_{sp}} \right] \quad (15)$$

where  $M$  and  $F_n$  can be characterized as the load variables while  $W_{el}$  and  $A_{sp}$  can be considered as the resistance variables and are assumed to be constant over depth. The values of  $M(z)$  and  $F_n(z)$  are outputs of Plaxis.

### b) The anchor:

Anchors are loaded by their reaction to the horizontal loads on the retaining walls. The failure of the anchor element is actually represented by the failure of the steel members of the anchor (tubes, bars, cables, etc.) that are loaded by traction forces. The elastic behaviour of an anchor involves only a relationship between axial force  $N$  and displacement (elongation)  $u$  of the form:

$$N = \frac{EA}{L} u \quad [kN] \quad (16)$$

where  $EA$  [kN] is the anchor stiffness consisting of the steel Young's modulus,  $E$  [kN/m<sup>2</sup>] and the anchor cross section,  $A$  [m<sup>2</sup>] and  $L$  [m] in the length of the anchor.

Similarly to the sheet pile wall, the LSF of the anchor involves the certain yield or ultimate strength of the steel members and the maximum stress that the anchor experiences during its loading. Consequently, the LSF is as following:

$$Z_{anchor} = \sigma_y - \sigma = \sigma_y - \frac{N_a}{A_a} \quad (17)$$

where  $N_a$  [kN] is the calculated anchor force and  $A_a$  [m<sup>2</sup>] is the cross sectional area of the anchor (both of them considered to be constant over the depth). It is essential to mention that the anchor is also subjected to bending moments, due to soil settlements (that are implicitly illustrated via the uniformly distributed load,  $q$  over the tie rod), that should be taken into account in order to investigate the displacements of the tie rod itself. However, here only the axial forces on the anchor are considered without taking into account the individual deformations and its reaction with the surrounding soil.

The values of  $N_a$  is output of Plaxis.

### c) The soil:

Soil instability can develop in different patterns, as Figure 4-5 illustrates. Plaxis assumes the soil to be a continuous body and thus it can model movements in the scale of soil bodies. Thus, applying FEM, the most critical failure mode is determined automatically. However, this is not always straightforward (e.g.: what triggers the mechanism of failure is not clear).

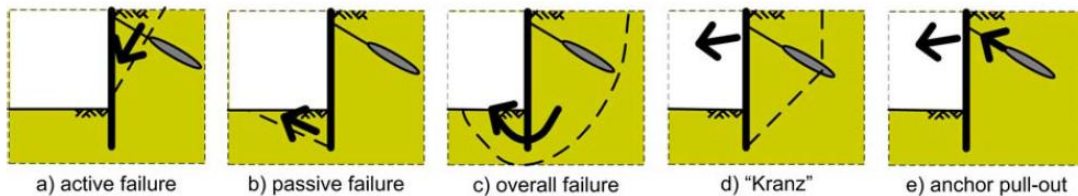


Figure 4-5 Failure mechanism in the soil for anchored retaining walls [4]

Below, a brief description of the available methods to formulate the LSF of the soil failure with FEM is given [4,11]. After the evaluation of these alternatives, a selection is made regarding the most suitable one (method 4).

#### 1. Excessive Deformations

This method is simple and the same as one would use for a LSF of and serviceability limit state. However, there are some problems. Namely: (1) the fact that sometimes failure mechanisms happen suddenly, and no significant displacements are observed before moving very close to failure (may cause problems for the iterative procedures of some reliability methods), also (2) the determination of suitable maximum admissible deformations is not straightforward and finally (3) the location of the undesirable deformation(s) also not straightforward and still under investigation, as there can be multiple vulnerable spots in a structure. Concerning the permissible displacements for the ULS, an upper limit for the maximum horizontal displacements of the top of the sheet pile can be set to  $1/50 \cdot L$ , where  $L$  is the vertical length of the sheet pile wall [12].

#### 2. $\phi$ -c Reduction (Plaxis Safety Calculation)

This method can provide the probability of failure for a general soil body collapse. However, even if this method seems to be quite simple, there are some issues during its implementation in a reliability analysis: (1) convergence problems for some reliability methods with iterative procedures, i.e. for a  $\phi$ -c reduction, soil strength properties follow a certain path which is independent from the values set for the random variables in each iteration, (2) the safety factor  $M_{sf}$  is a general safety factor regarding the failure of the system. Therefore sometimes, it is not straightforward what the "trigger" factors are that led to a certain type of failure, (3) a safety calculation in Plaxis is time-consuming and the outcome can be unstable, furthermore, (4) Plaxis cannot handle safety factors below 1, so a new limit of the safety factor shall be introduced in LSF.



### 3. *Relative Shear Resistance*

In this method the basic idea is to define soil failure according to the failure criterion that Plaxis is set to use for the analysis (in this research, the Mohr Coulomb criteria in combination with a linear-elastic perfectly-plastic stress-strain relationship - the so-called *Mohr-Coulomb model*). However, this requires prior knowledge of the possible relevant failure mechanisms and their potential locations on the soil structure (so that the suitable cluster of integration points). Therefore, the limit state function to be considered is not straightforward and it needs some investigation in advance.

### 4. *Plaxis definition of soil collapse*

In Plaxis, the construction stages are analysed by performing a load advancement ultimate level procedure which is controlled by a total multiplier,  $\Sigma Mstage$  (see eq.(18)). The main idea is that Plaxis applies an incremental load until it reaches the pre-defined one. When  $\Sigma Mstage$  has reached an ultimate level (which by default is 1), the current phase is finished. However, if a staged construction phase calculation did not properly finish, the multiplier  $\Sigma Mstage$  fails to converge to the desired ultimate level at the end of the phase and a warning of '**Soil collapses**' appears in the Log info box. In other words, this means that a collapse load has been reached and the total specified load has not been applied. In physical terms this means that the current value of the stiffness parameter CSP is less than 0.015. CSP is a measure for the amount of plasticity that occurs during the calculation. When the solution is fully elastic, the CSP is equal to unity whereas at failure it approaches zero. Therefore, soil reaches its upper limit of plasticity and it collapses which can be visualized as a settlement of the soil body. **Such a warning is thus assumed to be a possible failure situation.**

$$f_{applied} = f_0 + \Sigma Mstage(f_{defined} - f_0) \quad (18)$$

where  $f_{applied}$  is the load that is applied by Plaxis,  $f_0$  is the load at the beginning of the calculation phase (i.e. the load that has been reached at the end of the previous calculation phase) and  $f_{defined}$  is the defined load configuration (i.e. water level, soil weight, vertical load, etc.).

So, the LSF for the soil is as follows:

$$Z_{soil} = \begin{cases} -1, & \text{if computation is not successful} \\ 1, & \text{otherwise} \end{cases} \quad (19)$$

## 4.8 *Random variables and correlations*

Although in reality all parameters have a stochastic nature, a high number of stochastic variables leads to less robust probabilistic calculation and a significant increase in necessary computation time. Furthermore, it is also unnecessary to consider uncertainties that do not have significant influence in the probability of failure. Therefore, in the final RA calculations a choice is made for a limited number of soil parameters to be included, which should correspond to the uncertainties that mostly influence the probability of failure result. This choice is based on expert judgement but also on previous similar studies [4,5,11].



For the carried out probabilistic calculations (reliability analysis - RA), several soil parameters are considered as stochastic. The distribution types and variation coefficients are given in Table 4.6. These are the ones assumed for the case study and are mainly chosen based on expert judgment and might not be generalized.

Table 4.6 Assumed distribution type and coefficient of variation for soil properties

Parameter	Distribution	Coefficient of variation $\sigma/\mu$
$\gamma_{\text{sat}}$	normal	0.05
$\gamma = \gamma_{\text{sat}} - 2.0$	-	-
$c_a^*$	lognormal	0.2
$\phi_a^*$	truncated normal [0, 60]	0.1
$\psi_a^* = \phi_a^*$	-	-
$E'$	lognormal	0.3
$G = E/[2 \cdot (1 + \nu)]$	-	-

The  $R_{\text{int}}$  parameter is taken as deterministic. Taking into account the strength as a random will already translate in a variable effect (similar to the variability in  $R_{\text{int}}$ ). Furthermore, by taking these 2 as random ( $R_{\text{int}}$  and strength) we encounter much more false calls for failure.

Concerning the water level, as referred in 4.2, the value which is exceeded once in 50 years is NAP - 1.0 m with a *decimeringshoogte* of 0.3 m (extreme minima). In Figure 4-6 one can see the assumptions taken for the water level and the resultant extreme value (min) parameters.

The same principle is used to determine the uncertainty in the ground surface load(s) – see section 4.2. In Figure 4-7 one can see the assumptions taken for the load(s) and the resultant extreme value (max) parameters.

**Water level:**

- 1/50y = NAP -1 m
  - 1/500y = NAP -1.3 m
  - extreme value fit
- Mean - 0.5685**  
**Std dev 0.1664**  
 a (loc) = - 0.4936  
 b (disp) = 0.1298

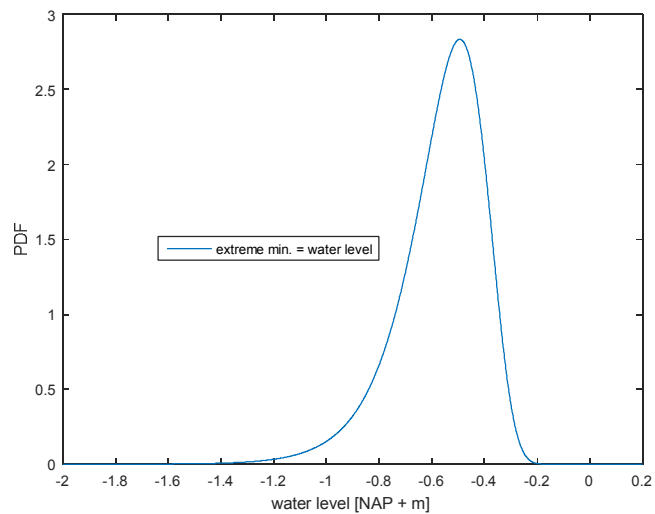


Figure 4-6 characterisation of the water level uncertainty (per year)



Soil-structure interaction (2015)

Load:

- 1/50y = 27 kPa
  - 1/500y = 32 kPa
  - extreme value fit
- Mean 19.75**  
**Std dev 2.78**  
 a (loc) = 18.56  
 b (disp) = 2.16

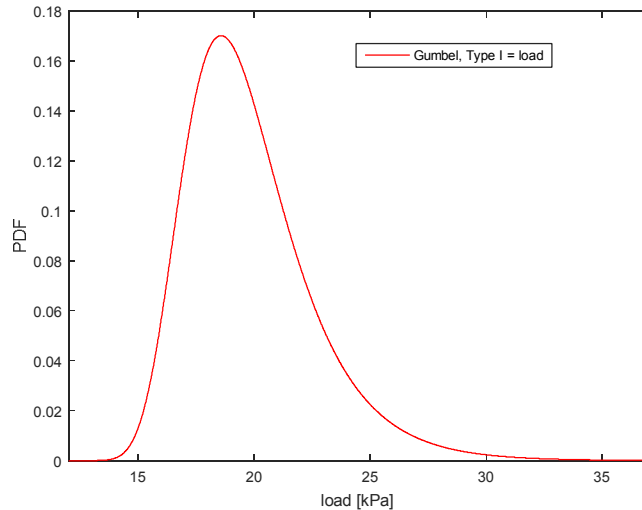


Figure 4-7 characterisation of the load(s) uncertainty (per year)

These uncertainties provide a resulting probability of failure per year. However, in the design codes (norms) like the Eurocode and CUR, requirements are specified per lifetime of the structure. Then, if one needs to have a resulting probability of failure per e.g. 50 years (remaining lifetime of the case study), one should build a PDF/CDF such that the expected value in 50 years corresponds to the 1/50 frequency water level, i.e.:

- 1/1 lifetime (50y) = NAP -1.0 m
- 1/10 lifetime (500y) = NAP -1.3 m
- Keeping the *decimeringshoogte* of 0.3 m

In this case the probability that the water level is lower than NAP -1.0 m within the lifetime is given by:

$$P_{50yr} = 1 - (1 - P_{1yr})^{50} \quad (20)$$

Then:

$$P[h < -1.0] = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^{50} = 0.636 \quad (21)$$

Contrarily to what one might think,  $P[h < -1.0]$  is not given as  $P[h < -1.0] = 1.0$ . Likewise:

$$P[h < -1.3] = 1 - \left(1 - \frac{1}{500}\right)^{50} = 0.095 \sim 1/10 \quad (22)$$

Note that the *decimeringshoogte* is not always a constant, regardless the level of (small) probabilities of exceedance. Also, it does not necessarily remain unchanged if one transfers from a 1 year distribution to an N year distribution. However, for the Gumbel type distribution the *decimeringshoogte* is a constant, and the transition from 1 year to N year distribution involves a shift



## Soil-structure interaction (2015)

of the location parameter of  $d \cdot \log(N)$ , where  $d$  is the *decimeringshoogte* (positive shift for extreme max and negative shift for extreme min).

As such, roughly, one needs to fit a PDF of the maximum water level in the lifetime on the annual water level PDF. Based on this, the following uncertainties are defined, for the water level and load(s) respectively, to achieve a probability of failure for  $N = 50$  years:

### Water level (h):

- $P[h < -1.0] = 0.636$
- $P[h < -1.3] = 0.1$
- $d \cdot \log(N) = 0.3 \cdot \log(50) = 0.51$
- extreme value fit  
**Mean -1.0782**  
**Std dev 0.1664**  
a (loc) = -1.0033  
b (disp) = 0.1298

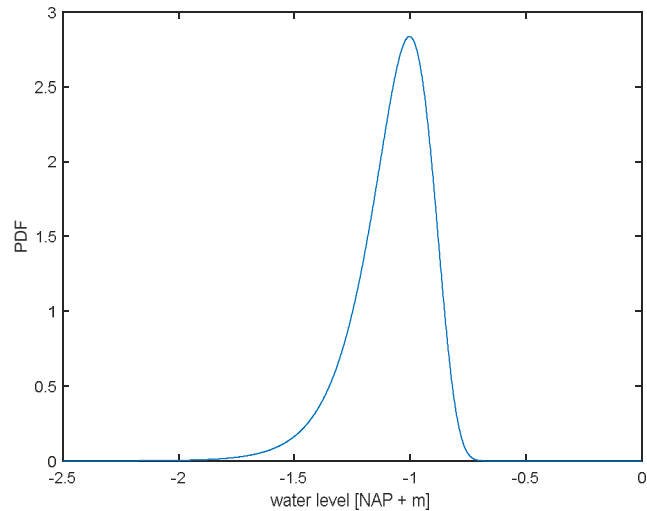


Figure 4-8 characterisation of the water level uncertainty (per 50 years)

### Load (q):

- $P[q > 27] = 0.636$
- $P[q > 32] = 0.1$
- $d \cdot \log(N) = 5 \cdot \log(50) = 8.49$
- extreme value fit  
**Mean 25.80**  
**Std dev 2.78**  
a (loc) = 27.05  
b (disp) = 2.16

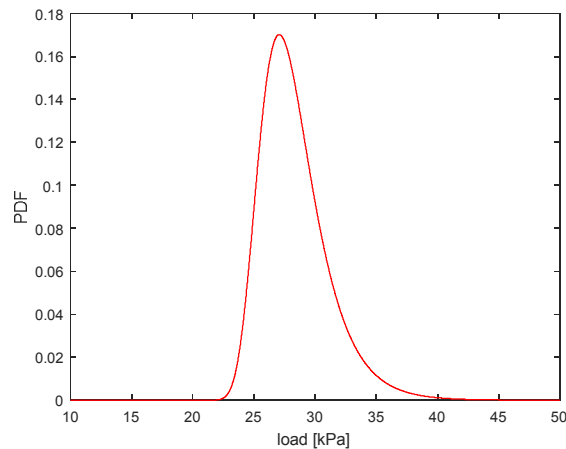


Figure 4-9 characterisation of the load(s) uncertainty (per 50 years)

Concerning the bottom of the canal (NAP -7m, see Figure 4-1), its uncertainty follows a normal distribution with mean -7 m and has a standard deviation of 0.15 m. In summary, the Table 4.7 presents the uncertainties to be taken into account for the water level, load and bottom of the canal (geometry).





Soil-structure interaction (2015)

Table 4.7 Distribution type and coefficient of variation for geometry, load and water level properties

Parameter	Distribution	Per year $\mu, \sigma$	Per 50 years $\mu, \sigma$
Water level ( $h$ )	Gumbel (ext min)	$\mu - 0.57 \sigma 0.17$	$\mu - 1.08 \sigma 0.17$
Load(s) ( $q$ )	Gumbel (ext max)	$\mu 19.75 \sigma 2.78$	$\mu 25.80 \sigma 2.78$
Bottom of the canal ( $z$ )	normal	$\mu - 7 \sigma 0.15$	

In the following analyses (phase 1 and 2), the loads have no correlation, however they might have some dependence in time (load values and location), but this is not yet considered.

Finally, the following yield strength parameters are chosen to be random, concerning computations where corrosion is taken into account:

Table 4.8 Distribution type and coefficient of variation for the yield stresses

Parameter	Distribution	Coefficient of variation $\sigma/\mu$
$\sigma_y$ sheet pile [N/mm <sup>2</sup> ]	lognormal	28.6 / 409.1 0.07
$\sigma_y$ anchor [N/mm <sup>2</sup> ]	lognormal	24.2 / 345.8 0.07

The correlation matrix for the chosen parameters is given in Table 4.9 for soil, in Table 4.10 for geometry and in Table 4.11 for corrosion (where the structural strength and corrosion parameters are included). As one can see, geometry, water level, loads and corrosion parameters, are considered as independent.

Table 4.9 Correlation matrix of random parameters (soil)

Material	Property	Symb.	ZM			KM			ZD
			$\gamma_{sat}$	$\phi_a^*$	$E'$	$\phi_a^*$	$E'$	$c_a^*$	$\phi_a^*$
Sand (ZM)	Saturated weight	$\gamma_{sat}$	1	0.50	0.50	0	0	0	0
	Friction angle	$\phi_a^*$	0.50	1	0.25	0	0	0	0
	Stiffness	$E'$	0.50	0.25	1	0	0	0	0
Clay (KM)	Friction angle	$\phi_a^*$	0	0	0	1	0.25	-0.65	0
	Stiffness	$E'$	0	0	0	0.25	1	0.12	0
	Cohesion	$c_a^*$	0	0	0	-0.65	0.12	1	0
Deep sand (ZD)	Friction angle	$\phi_a^*$	0	0	0	0	0	0	1

Table 4.10 Correlation matrix of random parameters (geometry, load and water level)

Property	Symb.	WL	load	bottom
		$h$	$q$	$z$
Water level	$h$	1	0	0
Load(s)	$q$	0	1	0
Bottom of the canal	$z$	0	0	1



Soil-structure interaction (2015)

Table 4.11 Correlation matrix of random parameters (corrosion)

Material	Property	Symb.	ShP	An.	An.	ShP
			$\sigma$	$\sigma$	$\Delta A$	$\Delta t$
Sheet pile	Yield strength	$\sigma_{y,S}$	1	0	0	0
Anchor		$\sigma_{y,A}$	0	1	0	0
Anchor corrosion	Area reduction	$\Delta A$	0	0	1	0
Sheet pile corrosion	Thickness reduction	$\Delta t$	0	0	0	1



# 5

## Phase 1 calculations Failure modes studied independently

In the first phase (2015), separate calculations are carried out for the relevant failure modes of the retaining wall case study: soil failure, failure of the sheet pile and the failure of the anchor. The last two are both carried out in the elastic domain (failure defined as exceedance of yield strength), including a stochastic model for corrosion. In all these three failure modes, the soil is modelled with the Mohr-Coulomb model. In the second phase (also 2015), system analysis is incorporated (see chapter 6) and the three elements (soil, sheet pile, anchor) are combined into one reliability analysis.

So, this chapter presents the conclusions when studying the individual mechanisms using reliability analysis, including corrosion of the structure as random variable.

### 5.1 Soil failure

As referred in section 4.6, one has to consider the soil failure via the Plaxis definition of soil collapse. This soil collapse is shown as an error (number 101) in Plaxis, and the calculation suddenly stops. Recall that, the coupling (code) does not yet handle the different types of error that might appear (e.g.: 102, 112, 103, 113, 110 and 111) – see more details in section 3.3.

So, as referred, with exception of error code number 101, Plaxis errors do not state real failures, but computational errors. Therefore, Plaxis convergence parameters are changed<sup>8</sup> in order to avoid false calls for failure (i.e. computational errors) as much as possible.

For soil failure, the following limit state function is considered:

---

<sup>8</sup> max.ite.num = 100, max.num.steps = 1000



## Soil-structure interaction (2015)

---

$$Z_{soil} = \begin{cases} -1, & \text{if computation is not successful} \\ 1, & \text{otherwise} \end{cases} \quad (23)$$

But since error code differentiation is not yet made, there is a small chance that other errors than 101, are also being incorporated in the reliability analysis of the soil failure. It is important, as a next step, to get a better  $Z_{soil}$  based on the real failure calls (error 101).

To perform the reliability analysis, FORM needs an answer from the limit state function in order to proceed with the next iteration. Since the soil failure limit state function only returns -1/1 (failure/non-failure), FORM analysis cannot converge and Directional Sampling (DS) is applied.

In a first computation, using only the soil parameters as random variables (Table 4.2 and Table 4.6), and only the limit state function of the soil – eq.(23), DS is performed to carry out the reliability analysis.

The carried out DS has the following parameters:

```
DIRECTIONALSAMPLING 0.10 300 4.0 2.0
```

This indicates:

- the maximum accepted coefficient of variation of the resulting probability of failure (0.10),
- the number of simulated directions (300) ,
- the maximum reliability index considered (4.0) and
- the step taken for the next simulation in one direction (2.0).

The considered random variables have the following parameters (as set in Table 4.2 and Table 4.6):

```
MAT ZM gammasat Normal 20.7 1.035
MAT ZM psi TruncatedNormal 37 3.7 0.0 60.0
MAT ZM Gref Lognormal 18518 5555 0.0
MAT KM psi TruncatedNormal 25.8 2.58 0.0 60.0
MAT KM cref Lognormal 14.1 2.82 0.0
MAT KM Gref Lognormal 2407 722 0.0
MAT ZD psi TruncatedNormal 38.9 3.89 0.0 60.0
```

Furthermore, the considered loads at the ground surface are present in zone 1 (30 kN/m/m), and in zones 2 and 3 (10 kN/m/m). The water level is taken at NAP – 2.0 m.

### The results:

```
Number LSF calls = 1327
Directional Sampling Pf = 0.000683626982517 (beta = 3.20)
Directional Sampling CoV = 0.353082024969
elapsed time: 109300.9 s (2.4 days)
```



## Soil-structure interaction (2015)

The obtained probability of failure of the soil (per year) has the value of 0.0007, which corresponds to a reliability index of 3.20. Since this result only refers to one failure mode of the case study of a retaining wall, it is not possible to compare it with reliability indices set by codes or norms.

Note that the parameters in this analysis do not fully correspond to the description in section 4.4, since this section focusses on obtaining insight on the soil behaviour. The following points are adapted in this analysis in comparison to what is presented in section 4.4:

- the water level is considered deterministic and equal to the average,
- the bottom level is considered deterministic and equal to the average,
- the surface loading is considered deterministic and has the value of 30 kPa in zone 1 and 10 kPa in zones 2 and 3.

Further analysis of the results allows the estimation of the influence coefficients ( $\alpha^2$ ) for the multiple random variables considered - see Figure 5-1. The figure shows 3 different estimation methods: (1) min(beta), (2) 10% average and (3) average-all; see [11] for more information on these methods.

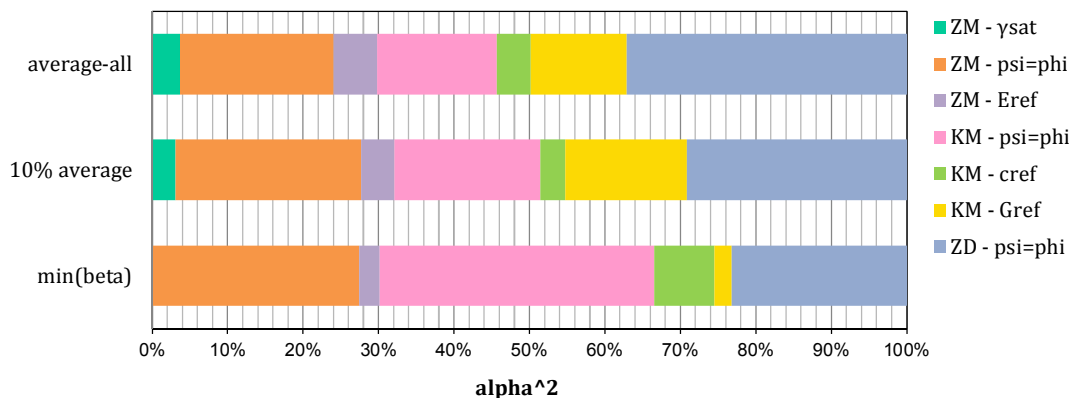


Figure 5-1 Estimated influence coefficients for soil failure and only soil random variables considered (Aug 2015)

The results from these methods differ because method (1) only considers one failure direction, while method (2) might consider more failure directions and method (3) considers all failure directions. Even though the methods give different estimates, they agree on the dominant uncertainties, which in this case come from the friction angles of all the soil layers (ZM, KM, ZD).

### Lessons learned:

1. We notice at this point the importance of tracking down the error of Plaxis and also at which construction phase they are happening. As such, when a second run is made, in order to obtain this information, we can analyse that out of the 1327 limit state function calls, there are 56 detected fails (errors). All these fails occurred in the final construction phase (see



section 4.6) as expected<sup>9</sup>. However, 9 out of these 56 are failures due to error 103 (code error text: Load advancement procedure fails. Please inspect the calculation results in Output to show why it fails). This is not a desirable outcome.

2. Another thing we notice during this run (with less random variables and only one limit state function) is that the computation (or estimation) of the influence coefficients for DS is not so straight forward (contrary to what we initially thought). Three methods are studied (used also in [11]), where the estimation is based on (1) the direction that failed and gave the minimum reliability index, (2) the points and directions that failed and which gave a reliability index value up to +10% of the minimum and (3) based on all the points and directions that failed (as seen in Figure 5-1). Influence coefficients are normally used in the context of FORM analyses (linearized failure surface and corresponding definition of the design point and influence coefficients). In DS, design points and influence coefficients seem to be not uniquely defined and have to be approximated.

## 5.2 Structure

Separate reliability analyses for the structural elements, sheet pile and anchor, are carried out. The applied methods are summarized in Table 5.1. The calculation results of the **grey shaded** cells of Table 5.1 are given in the following sub-sections. First, calculations are carried out considering uncorrelated random variables, secondly, correlations between the random variables (in principle between soil parameters) are considered. The applicability of the methods is elaborated in the correspondent sections (sheet pile / anchor).

Table 5.1 Reliability calculations of structural elements with various methods

Variables	Methods	Sheet pile	Anchor
Without correlations	FORM	<b>performed</b>	<i>No convergence</i>
	Directional Sampling (DS)	Not performed	<b>performed</b>
With correlations	FORM	<b>performed</b>	<b>performed</b>
	FORM from 'design point'	performed	Not performed
	Directional Sampling (DS)	<b>performed</b>	Not performed

Hereby a somewhat different set of parameters is considered than in the final (phase 2 system analysis); since the goal is to show the influence of the structural elements. These parameters are summarized in Table 5.2.

The parameters which do not correspond to the description in Section 4.4 (and therefore phase 2, chapter 6) are:

- the coefficient of variation of the cohesion in clay ( $\text{CoV}(c_{a,KM})$ ) was originally determined as 0.8 (see Appendix A) and the structural calculations are carried out using this assumption. Later, a CoV of 0.2 is considered for the final soil failure and system calculations (as given in

<sup>9</sup> Detection a failure in a construction phase that is not the last ones (phase 7 or 8), would indicate that the structure would have failed during its construction and wouldn't be standing after 25 years (assumed moment of the current analysis).



## Soil-structure interaction (2015)

Table 4.6), this adjustment is not done for the reliability analysis of the structural elements presented in this section,

- the interface strength  $R_{int}$  is considered as stochastic parameter and *independent* of the other variables describing the given soil layer. For certain reasons this is implemented in the soil and system reliability calculations as a deterministic parameter,
- the water level is considered deterministic and equal to the average,
- the bottom level is considered deterministic and equal to the average,
- the surface loading is considered deterministic for this analysis and has the value of 30 kPa in zone 1 and 10 kPa in zones 2 and 3.

An analysis is carried out without and with correlation of the random variables. The correlation matrix is given in Table 4.9. The parameter used to describe the corrosion is the *reduction of the diameter*, with the same values chosen for the sheet pile and the anchor.

Table 5.2 Input parameters sheet pile and anchor failure analysis

Material	Property	Sign	Unit	Distribution type	Mean	CoV	St.dev.	trunc.
Sheet pile	Yield strength	$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	lognormal	409.2	0.07	28.64	-
Anchor	Yield strength	$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	lognormal	345.8	0.07	24.20	-
Sand (ZM)	Saturated weight	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	normal	20.7	0.05	1.04	-
		$\psi$	°	truncated normal	37.0	0.10	3.70	60
	Stiffness	$E$	kN/m <sup>2</sup>	lognormal	50000	0.30	15000	-
	Interface strength	$R_{int}$	-	truncated normal	0.9	0.20	0.18	0.99
Clay (KM)		$\psi$	°	truncated normal	25.80	0.10	2.58	60
	Stiffness	$E$	kN/m <sup>2</sup>	lognormal	6500	0.30	1950	-
	Cohesion	$c$	kN/m <sup>2</sup>	lognormal	14.10	0.80	11.28	-
	Interface strength	$R_{int}$	-	lognormal	0.67	0.20	0.13	-
Sheet pile corrosion	Thickness reduction	$\Delta t$	mm	normal	3.50	0.20	0.70	-
Anchor corrosion	Diameter reduction	$\Delta A$	mm	normal	3.50	0.20	0.70	-

### 5.2.1 Sheet Pile failure

The applied FORM, to obtain the results, is an algorithm from the reliability analysis software Prob2B [6]. The resulting reliability values (FORM analysis) for the sheet pile are summarized in Table 5.3 and Table 5.4.

The results of the DS for the case of the sheet pile calculation with correlated variables are presented in Table 5.5. These correspond fairly well with the FORM analysis (shown in Table 5.3 and Table 5.4). The estimated design point and importance factors for DS are also given in Table 5.5. One can see that the influence/importance factors are quite different. These comes from the fact that, as explained earlier, in DS the design points and influence coefficients are not uniquely defined and have to be approximated.



## Soil-structure interaction (2015)

Table 5.3 Results sheet pile, variables **not correlated**, method: FORM (Prob2B)

Number of LSF calls	31									
Failure probability $P_f$	0.1313									
Reliability Index $\beta$	1.12									
Random variables	$\sigma_y$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZM $\gamma_{Sat}$	ZM $\psi$	ZM E	ZM R <sub>int</sub>	KM $\psi$	KM E	KM c	KM R <sub>int</sub>	$\Delta t$
Standard space design point	-0.308	0.214	-0.257	-0.080	0.047	-0.489	-0.204	-0.831	-0.119	0.234
Physical design point	399442	20.92	36.05	46781	0.8348	24.54	5865	6.137	0.6417	0.0037
Importance factors ( $\alpha$ )	<b>0.275</b>	-0.191	<b>0.229</b>	0.071	-0.042	<b>0.436</b>	0.182	<b>0.742</b>	0.106	<b>-0.209</b>

Table 5.4 Results sheet pile, variables **correlated**, method: FORM (Prob2B)

Number of LSF calls	31									
Failure probability $P_f$	0.0743									
Reliability Index $\beta$	1.44									
Random variables	$\sigma_y$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZM $\gamma_{Sat}$	ZM $\psi$	ZM E	ZM R <sub>int</sub>	KM $\psi$	KM E	KM c	KM R <sub>int</sub>	$\Delta t$
Standard space design point	-0.608	0.052	-0.481	-0.098	0.008	0.038	-0.753	-0.804	-0.142	0.488
Physical design point	391151	20.75	35.58	47149	0.8297	25.90	5044	6.257	0.639	0.0038
Importance factors ( $\alpha$ )	<b>0.421</b>	-0.036	<b>0.333</b>	0.068	-0.006	-0.027	<b>0.521</b>	<b>0.557</b>	0.098	<b>-0.338</b>

Table 5.5 Results sheet pile, variables **correlated**, method: DS

Failure probability $P_f$	0.0642									
Reliability Index $\beta$	1.5									
Random variables	$\sigma_y$	ZM $\gamma_{Sat}$	ZM $\psi$	ZM E	ZM R <sub>int</sub>	KM $\psi$	KM E	KM c	KM R <sub>int</sub>	$\Delta t$
Standard space design point	-0.138	-0.147	-0.142	0.059	-0.081	-0.266	-0.688	-1.138	0.391	0.499
Physical design point	404236	20.55	36.47	48731	0.8176	25.11	5087	4.943	0.710	0.0038
Importance factors est.	0.091	0.097	0.094	-0.039	0.053	<b>0.175</b>	<b>0.452</b>	<b>0.749</b>	<b>-0.257</b>	<b>-0.328</b>

An additional check is carried out to see whether the FORM analysis gives reliable results. In the reliability analysis of the sheet pile, next to the FORM calculation and the directional sampling (DS) calculation, a second FORM calculation is carried out, with the starting point given as the design point obtained from the DS calculations (instead of starting from the mean values). Hereby, the convergence of the FORM calculation can be checked. The newly obtained FORM analysis results correspond well to the DS results. For this case, FORM seems to be a sufficiently robust method. If however, instead of elastic analysis, plastic capacity is considered, this might not be the case.

### 5.2.2 Anchor failure

With the basic FORM analysis, the design point for the anchor failure could not be found for the case based on uncorrelated variables. Therefore, DS is carried out. When performing the reliability analysis of the anchor with correlated variables, the design point from FORM analysis corresponds to the design point obtained from DS. This however cannot be generalized for the analysis of the





## Soil-structure interaction (2015)

anchor, and it is concluded that for the anchor reliability analysis DS or a higher level method is necessary.

Recall that the sheet pile corrosion is also modelled here, as in the case of checking only the sheet pile reliability (previous sub-section). This influences the stress distribution, due to the reduction of the overall stiffness of the sheet pile. The reduction of the anchor diameter is not considered in the stress distribution. The effect is only taken into account in the limit state function as reduction of the resistance (yield stress). Furthermore, the influence of the reduced anchor cross-section on the acting force on the anchor, considering the magnitude of the random variables applied herein, is marginal.

The input parameters are given in Table 5.2., and the parameters  $CoV(c_{a,KM})$  en  $R_{int}$  correspond to those used in the calculations of the sheet pile failure and therefore different from the final parameters applied in the system failure calculations (chapter 6).

The resulting reliability values for the case considering all stochastic variables independent (not correlated) are summarized in Table 5.6. The resulting reliability values for the correlated case, carried out with FORM analysis, are summarized in Table 5.7.

With respect to the applicability of the methods in terms of convergence and iterations needed, one has to bear in mind that in the cases presented the failure probability is relatively high. More "realistic" (target) reliabilities, might for instance lead to additional convergence issues.

*Table 5.6 Results anchor, variables uncorrelated, method: Directional Sampling*

Failure prob. $P_f$	0.0414										
Reliability Index $\beta$	1.73										
Random variables	$f_y$ [N/m <sup>2</sup> ]	ZM $\gamma_{Sat}$	ZM $\psi$	ZM E	ZM Rint	KM $\psi$	KM E	KM c	KM Rint	$\Delta t$	$\Delta A$
Standard space design point	-0.992	-0.241	-0.325	-0.270	-0.105	-1.017	-0.006	-0.808	-0.004	-0.175	0.246
Physical design point	321812	20	35.80	44243	0.814	23.18	6215	6.238	0.656	0.0034	0.0037
Importance factors est.	<b>0.572</b>	0.139	0.188	0.156	0.061	<b>0.586</b>	0.004	0.466	0.002	0.101	-0.142

*Table 5.7 Results anchor, variables correlated, method: FORM (Prob2B)*

Number of LSF calls	361										
Failure prob. $P_f$	0.00387										
Reliability Index $\beta$	2.66										
Random variables	$f_y$ [N/m <sup>2</sup> ]	ZM $\gamma_{Sat}$	ZM $\psi$	ZM E	ZM Rint	KM $\psi$	KM E	KM c	KM Rint	$\Delta t$	$\Delta A$
Standard space design point	-1.402	0.802	-0.595	0.162	0.008	-0.140	-1.031	-1.628	-0.354	0.033	0.493
Physical design point	312707	22	36.65	56432	0.830	25.44	4599	4.324	0.613	0.00352	0.00385
Importance factors ( $\alpha$ )	<b>0.527</b>	-0.301	0.223	-0.061	-0.003	0.052	<b>0.387</b>	<b>0.611</b>	0.133	-0.013	-0.185



### **Lessons learned (sheet pile and anchor):**

1. For this specific case study, when correlation of the soil parameters is considered, FORM can be applicable, but it should be mentioned that as the strength properties of the structure are manipulated in order to get relatively high probability of failure, this might not be the case in a realistic case study,
2. As described before, basic FORM analysis is not adequate for analysing the failure of the structural elements, as it is highly dependent on the soil behaviour and soil failures leading to error messages. Higher level methods, at least DS, should be used to determine failure probability of the anchor or sheet pile.

### **5.3 Conclusions and evaluation**

The considered relevant failure modes are studied independently in this chapter, in order to obtain more insight in this complex failure mechanism. There is always the chance that the soil collapses or other Plaxis errors occur when studying the failure of the anchor or the failure of the sheet pile. So, the failure of the two structural elements, in combination with soil failure, cannot be studied independently. The correlation and combination with the other elements is considered in chapter 6 (phase 2 calculations).

Nevertheless, relatively to what is presented in this chapter, the following is concluded from the carried out calculations in phase 1:

#### **Steel model**

- the steel is taken as elastic and the calculation results are checked against the limit state function (LSF) based on the steel grade. To limit the complexity of both the calculation and the LSF (on angular distortion) it is chosen not to include plastic hinges in the phase 2 calculations (system analysis).
- In practice, variation in steel strength is rather small and to limit the number of variables it is chosen to take the steel strength as a constant value of S 430 GP, equal to the one used in the NEN9997-1/CUR166 calculation for the phase 2 calculations (system analysis).

#### **Soil model**

- the Mohr-Coulomb model is applied. The calculation time for the phase 1 analysis is already in the order of days up to a week per reliability run (each Plaxis run around 2 min). Because of the calculation time limitations and randomness of the results of the (more realistic) Hardening Soil model, it is chosen not to apply the more advanced HS model, and stick to M-C model.

#### **Reference period**

- a few of the parameters are time dependent (water level and surface loading). As such, the achieved reliability, based on analysis per year and posterior combination over the reference period of 50 years, or based on a direct system analysis over the remaining reference period of 50 years, will differ. The difference can be significant so for the phase 2 calculations (system analysis) it is chosen to make calculation with both: one with reference period of 1 and one 50 years.



### **Numerical settings**

- the setting with <arc-length control ON> in Plaxis is used. From analysing the phase 1 calculations it is concluded that many of the "failures" are false calls due to this numerical setting. Therefore, one should perform the last (most critical) phase in double: one with <arc-length control ON> and one with <arc-length control OFF> and define the soil mechanical failure when both of them fail.
- the maximum number of calculation steps is set to 100. From analysing the results of the phase 1 calculations it is also concluded that many "failures" are false calls due insufficient number of steps. It is recommended that the maximum number of step should be increase and for the phase 2 calculations (system analysis) (to e.g. 1000).

### **Water level**

- the water level is taken as a deterministic value (the average). Since the water level is expected to have significant influence on the performance of sheet pile walls, the variation of this parameter in time has to be included in the phase 2 calculations (system analysis). This will also allow to investigate the difference in the reliability per year and over a period of 50 years.

### **Surface Load**

- the surface load is taken as a deterministic value. The surface load has also significant influence on the performance of sheet pile walls, so their variability in time has to be included in the phase 2 calculations (system analysis). This will also allow investigating the difference in the reliability per year and over a period of 50 years.

### **Bottom level**

- the bottom level is taken as a constant value (the average). As in the phase 1 analysis Plaxis did already re-meshing without any problems in each realisation, and the expected bandwidth of the variation of this parameter is not interfering with horizontal soil layer boundaries, it is foreseen that this parameter could be taken as random without problems. The bottom level also has significant influence on the performance of sheet pile walls so the variation of this parameter is included in the phase 2 calculations (system analysis).

### **Corrosion**

- No statistical data on corrosion is found to statistically define the uncertainty in this parameter. For the phase 1 calculations, it is chosen to investigate how the influence of uncertainty in corrosion could be taken in account. But as no real statically data is available it's better to perform the phase 2 calculations (system analysis) as a conditional analysis using the current state of practice values as mentioned in Appendix A.
- The corrosion rate values presented in Appendix A will be used in phase 2 calculations (both in the NEN9997-1/CUR166 calculation and the system analysis), so that they can be compared. The phase 2 calculations are performed for the corrosion on T=75 years.



# 6

## Phase 2 calculations System analysis of a retaining wall

In the phase 2 (2015), calculations are carried out for the system, taking into account all failure modes in simultaneously: soil failure, sheet pile failure and anchor failure. Directional sampling (DS) is used as reliability method, using the inputs described in Chapter 4. In this chapter, the first shown analyses do not include corrosion (section 6.1 and 6.2). In the final analysis of phase 2 (section 6.3), corrosion is taken into account and the corrosion values collected in tables 4, 5 and 6 of Appendix A are applied.

In summary, in this chapter, reliability analyses of the system are made considering the corrosion values estimates based on the Eurocode.

### 6.1 Limit state functions

When considering the system of the case study of a retaining wall, the following limit state functions (LSF) are taken into account. Note that the information/values **highlighted** in the formulas correspond to outputs of Plaxis.

$$Z_{sheet\ pile} = \sigma_y - \max \left[ \frac{M(z)}{W_{el}} + \frac{F_n(z)}{A_{sp}} \right] \quad (24)$$

$$Z_{anchor} = \sigma_y - \frac{N_a}{A_a} \quad (25)$$



## Soil-structure interaction (2015)

$$Z_{soil} = \begin{cases} -1, & \text{if computation is not successful} \\ 1, & \text{otherwise} \end{cases} \quad (26)$$

When considering these LSF simultaneously, the system failure is defined by:

$$\begin{aligned} Z_{system} &= Z_{sheet\ pile} \cup Z_{anchor} \cup Z_{soil} < 0 \\ &= \min(Z_{sheet\ pile}, Z_{anchor}, Z_{soil}) < 0 \end{aligned} \quad (27)$$

The equations above translate to the following lines in the input file:

```
PlaxisLSF 4 4
INFO phase_7 sumMstage
LIST phase_7 plate.PlaneStructureM11 "Node" True
LIST phase_7 plate.PlaneStructureN11 "Node" True
LIST phase_7 nodetonodeanchor.anchorforce2D "Node" True
A Y[0][0] min none
B abs(Y[1][i]) / (26*math.pow(10,-4)) + abs(Y[2][i]) / (198*math.pow(10,-4)) max none
C abs(Y[3][0]) / (283*math.pow(10,-5)) max none
output min(A,430000.0-B,355000.0-C) min none
1
0 -1
Less 0
```

Output of Plaxis

eq.(24, 25)

eq.(26)

Z < 0

Where:

phase\_7 is the last construction phase in Plaxis,

B gives the  $Z_{sheetpile}$

C gives the  $Z_{anchor}$

$W_{el} = 26 * \text{math.pow}(10, -4)$

$A_{sp} = 198 * \text{math.pow}(10, -4)$

$A_a = 283 * \text{math.pow}(10, -5)$

$\sigma_{yy, sheetpile} = 430000.0$

$\sigma_{yy, anchor} = 355000.0$

## 6.2 Optimization of the analysis

Before achieving the final result from the system run (DS reliability analysis with all random variables and limit state functions), multiple interim runs are made. Step by step we increase in complexity, and also increase the number of sampled directions of directional sampling (DS).

For the soil, the following random variables are taken into account, which are the same as the ones taken into account in section 5.1 (for soil failure):



## Soil-structure interaction (2015)

Name	variable	distribution	mean	std.dev.	min	max
MAT	ZM	gammasat	Normal	20.7	1.035	
MAT	ZM	psi	TruncatedNormal	37	3.7	0 60
MAT	ZM	Gref	Lognormal	18518	5555	0
MAT	KM	psi	TruncatedNormal	25.8	2.58	0 60
MAT	KM	cref	Lognormal	14.1	2.82	0
MAT	KM	Gref	Lognormal	2407	722	0
MAT	ZD	psi	TruncatedNormal	38.9	3.89	0 60

The additional considered random variables are the load (LOAD), the water level (FLW) and the bottom level (GEO), and for an analysis per year they assume the following shape and values in the input file (same as in section 4):

Name	variable	distribution	mean	std.dev.
LOAD	LineLoad_1	qy_start	Gumbel	19.75 2.8
LOAD	LineLoad_2	qy_start	Gumbel	19.75 2.8
LOAD	LineLoad_3	qy_start	Gumbel	19.75 2.8
FLW	LINE	USERWATERLEVEL_2	Gumbel	0.5685 0.1664
GEO	LINE	Line_11	Normal	7 0.15

So, in this optimization of the computations procedure, the following steps (towards the final run presented in the next section) are considered:

Table 6.1 Steps towards the final run - interim computations (det. = deterministic parameter, Var. = random variable)

Run #	Considered:				
	DS directions and (CoV)	Water level [NAP m]	Loads* [kPa]	Bottom level [NAP m]	Corrosion
1	300 (0.05)	det. = -1.4	det. = 19.75	det. = -7	none
2	300 (0.05)	det. = 0.15	det. = 19.75	det. = -7	none
3	600 (0.05)	det. = 0.15	det. = 19.75	det. = -7	none
4	600 (0.05)	det. = -1	det. = 19.75	det. = -7	none
5	600 (0.05)	Var.	det. = 19.75	det. = -7	none
6	300 (0.15)	det. = 0.15	det. = 19.75	Var.	none
7	600 (0.05)	det. = 0.15	det. = 19.75	Var.	none
8	300 (0.15)	det. = 0.15	Var.	det. = -7	none
9	600 (0.05)	det. = 0.15	Var.	det. = -7	none
10	600 (0.05)	det. = 0.15	det. = 19.75	det. = -7	Var.

\*The load(s) value here presented is applied to all the 3 loading zones, i.e. they are present with the deterministic (mean) value at the same time in the 3 zones. When this random variable is considered (runs 8 and 9), the 3 zones will have 3 independent (no correlated) load values, and therefore, they can be present all at the same time or not, with different magnitudes.



## Soil-structure interaction (2015)

The following results were achieved per run:

Table 6.2 Steps towards the final run - interim results (probability of failure  $P_f$  per year and reliability index beta)

Run #	DS dir. (CoV)	WL	Load	BL	Corr.	LSF Calls	Time (days)	Pf (CoV)	Beta interval
1	300 (0.05)	-1.4	19.75	-7	none	1763	2	5.67E-04 (0.54)	3.1 - 3.5
2	300 (0.05)	0.15	19.75	-7	none	1229	1.2	8.49E-05 (0.98)	3.6 - 4.7
3	600 (0.05)	0.15	19.75	-7	none	2515	3	5.23E-05 (0.81)	3.7 - 4.3
4	600 (0.05)	-1	19.75	-7	none	2743	3.8	8.00E-05 (0.56)	3.7 - 4.0
5	600 (0.05)	Var.	19.75	-7	none	2635	3.5	3.48E-05 (0.76)	3.2 - 3.8
6	300 (0.15)	0.15	19.75	Var.	none	1243	1.4	1.53E-05 (0.60)	4.1 - 4.4
7	600 (0.05)	0.15	19.75	Var.	none	2635	3.7	3.48E-04 (0.76)	3.2 - 3.8
8	300 (0.15)	0.15	Var.	-7	none	1257	1.2	3.70E-05 (0.50)	3.9 - 4.1
9	600 (0.05)	0.15	Var.	-7	none	2471	3.2	2.30E-05 (0.45)	4.0 - 4.2
10	600 (0.05)	0.15	19.75	-7	Var.	Run did not succeed			

The next sub-sections present some discussion on the results presented in Table 6.2.

It is worth to mention that, since there are (mainly) two versions of the coupling code (with and without corrosion as a random variable – see chapter 3), and that the version that can take into account the corrosion is based on an older version of the main code, it is not yet possible to combine the variability of the water level, loads and bottom level with the variability of corrosion.

### 6.2.1 DS parameters

As one can see from Table 6.1 and Table 6.2, that first we study the sensitivity to the DS parameter 'sampled directions' (runs 1 to 4) while keeping the water level, loads and bottom level as deterministic. Later runs also study the sensitivity to the DS parameter 'CoV'. In the latest runs, we analyse the introduction of a new random variable(s) and analyse the difference between a run with #DS directions = 300 and 600 (runs 5 to 10), which we will be named fast and slow runs, respectively.

We conclude that performing DS assuming a CoV of 0.05 or 0.15, does not give an important impact in the DS results, since (1) both are very low CoV values and (2) the resultant CoV in the probability of failure ( $CoV(P_f)$ ) mainly depends on the DS parameter 'sampled directions'. Note that the CoV of DS refers to the coefficient of variation of the resulting probability of failure.

We realize also that the results for this case study (with both 300 and 600 and DS parameter 'sampled directions') present quite high CoV values. It is important to emphasise that, even if the CoV is quite high (e.g. run 3, where  $CoV(P_f)=0.81$ ) the correspondent confidence interval of the reliability index (beta) is quite acceptable (in the e.g. of run 3 it is between 3.7 and 4.3).



Furthermore, we notice that in the case where the bottom level is taken as random (runs 6 and 7), the fast run overestimates the reliability index, while for the case where the loads are taken as random (runs 8 and 9), the fast run underestimates the reliability index (comparing to the slow run).

For only one case, it is not possible to say with certainty that a taking #DS directions = 300 is a good choice, especially since it might differ from case to case and also depends on the considered variables, distributions types and LSF. But for the studied case of a retaining wall, and the purpose of the computations, we conclude that the #DS directions = 300 gives already a good approximation of the reliability index.

### 6.2.2 Fragility curve

Concerning the results in Table 6.2, for runs 1 to 4, where only the soil parameters are considered as random, and the water level is varied (deterministically), fragility curves can be plotted. These fragility curves are presented in Figure 6-1.

In the curves shown in Figure 6-1 one can see the 'water level vs probability of failure' and the 'water level vs reliability index' relations, including the confidence interval (computed based on the CoV result of the DS reliability analysis). As expected, the higher the reliability index is (lower probability of failure) the less accurate the DS analysis is. Nevertheless, and as mentioned before, for the studied case, and the purpose of the computations, we can accept the #DS directions = 300 as sufficient approximation to the reliability index of the system failure.

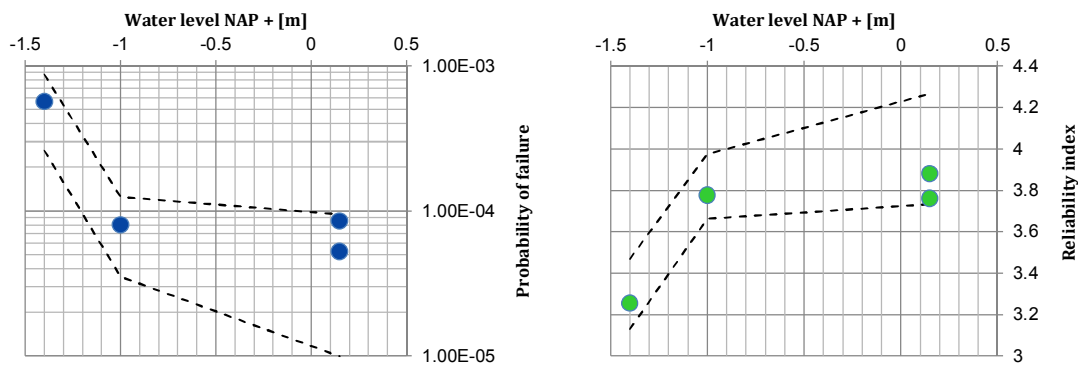


Figure 6-1 Fragility curves built based on the runs 1 to 4 (Table 6.1), considering the soil parameters as random

### 6.2.3 Results with no corrosion

After analysing the results of above, we feel confident that we can perform the DS reliability analysis taking into account the random variables: soil parameters, water level, loads and bottom level. The following runs were performed:





## Soil-structure interaction (2015)

Table 6.3 Steps towards the final run - interim computations (Var. = random variable)

Run #	Considered:				
	DS directions and (CoV)	Water level [NAP m]	Loads* [kPa]	Bottom level [NAP m]	Corrosion
11	600 (0.05)	Var. 1y	Var.	Var. 1y	none
12	300 (0.15)	Var. 1y	Var.	Var. 1y	none
13	600 (0.05)	Var. 50y	Var.	Var. 50y	none
14	300 (0.15)	Var. 50y	Var.	Var. 50y	none

The results for the system failure (not yet including corrosion) are presented in Table 6.4, for the case where annual distributions of the water level and loads were considered (giving a probability of failure per year). Meanwhile, Table 6.5 presents the equivalent resulting probabilities of failure but for the remaining 50 years of the retaining wall.

Note that for the analysis over the remaining 50 years, the following shape and values of the loads and the water level are assumed (note that only the mean values vary in comparison with the ones shown in section 6.2).

Name	variable	distribution	mean	std.dev.
LOAD LineLoad_1	qy_start	Gumbel	25.8	2.8
LOAD LineLoad_2	qy_start	Gumbel	25.8	2.8
LOAD LineLoad_3	qy_start	Gumbel	25.8	2.8
FLW LINE	USERWATERLEVEL_2	Gumbel	1.08	0.1664

Table 6.4 Steps towards the final run - interim results, System without corrosion (probability of failure Pf per year and reliability index)

Run #	DS dir (CoV)	WL	Load	BL	Corr.	LSF Calls	Time (days)	Pf (CoV)	Beta interval
11	600 (0.05)	Var.	Var.	Var.	none	3902	6.1	9.43E-06 (0.38)	4.2 - 4.4
12	300 (0.15)	Var.	Var.	Var.	none	1950	2.3	1.20E-05 (0.54)	4.1 - 4.4

Table 6.5 Steps towards the final run - interim results, System without corrosion (probability of failure Pf per 50 years and reliability index)

Run #	DS directions (CoV)	Water level	Loads	Bottom level	Corrosion	LSF Calls	Time (days)	Pf (CoV)	Beta interval
13	600 (0.05)	Var.	Var.	Var.	none	Run did not succeed			
14	300 (0.15)	Var.	Var.	Var.	none	1966	2.4	6.03E-05 (0.51)	3.7 - 4.0

These runs present still interim results, where no extra construction phase is considered with <arc-length control OFF> to confirm soil failure. However, all random variables are considered (except the corrosion) in these runs.

Results seem to agree with what is concluded in section 6.2.1, i.e. #DS directions = 300 gives a good approximation of the reliability index. Also, one can see the different reliability indices for the case of an analysis per year and an analysis for the remaining 50 years of the retaining wall. Showing that there is a significant benefit from making the calculation directly for a reference period

of 50 years ( $Pf_{50y}=6.0E-05 \rightarrow \beta_{50y}=3.8$ ) instead of summing the result of a one-year reference period, over 50 years time ( $50 \times Pf_{1y} = Pf'_{50y}=4.7E-04 \rightarrow \beta'_{50y}=3.3$ ). This result is in line with what was expected, as the surface load and water level change with time and the relative influence of these two variables will increase for a longer reference period.

### 6.3 Final results, with corrosion

The following results refer to the final system run considering:

- extra phase <arc-length control OFF>, to prevent false calls for soil failure (phase\_7 and phase\_8 now both considered as the last phase)
- maximum number of iterations of 100 and the maximum number of steps of 1000, to prevent false calls for failure
- soil uncertainties, as in section 4
- water level uncertainties (per year), as in section 4
- loads uncertainties (3 zones independently, per year), as in section 4
- bottom level uncertainties, as in section 4
- sheet pile corroded (75 years), i.e. reduced areas due to corrosion
- sheet pile  $W_{pl} = 18.93 \cdot \text{math.pow}(10, -4)$  and  $A_{sp} = 122.5 \cdot \text{math.pow}(10, -4)$

The results of the final system analysis (with a reference period of 1 year) are shown in Table 6.6, while Figure 6-2 presents the estimated influence coefficients ( $\alpha^2$ ), based on 3 different estimation methods: (1) min(beta), (2) 10% average and (3) average-all [11]. Recall that the results from these methods differ because the method (1) only considers one failure direction, while method (2) might consider more failure directions and method (3) considers all failure directions.

Table 6.6 Final system run (probability of failure Pf per year and reliability index)

DS dir. (CoV)	Water level	Loads	Bottom level	Corrosion	LSF Calls	Time (days)	Pf (CoV)	Beta interval
600 (0.05)	Var.	Var.	Var.	As in tables of Appendix A	3995	7.1	1.16E-04 (0.32)	3.6 - 3.8

Analysing the results, from the 600 sampled directions, 77 indicate failure.



Soil-structure interaction (2015)

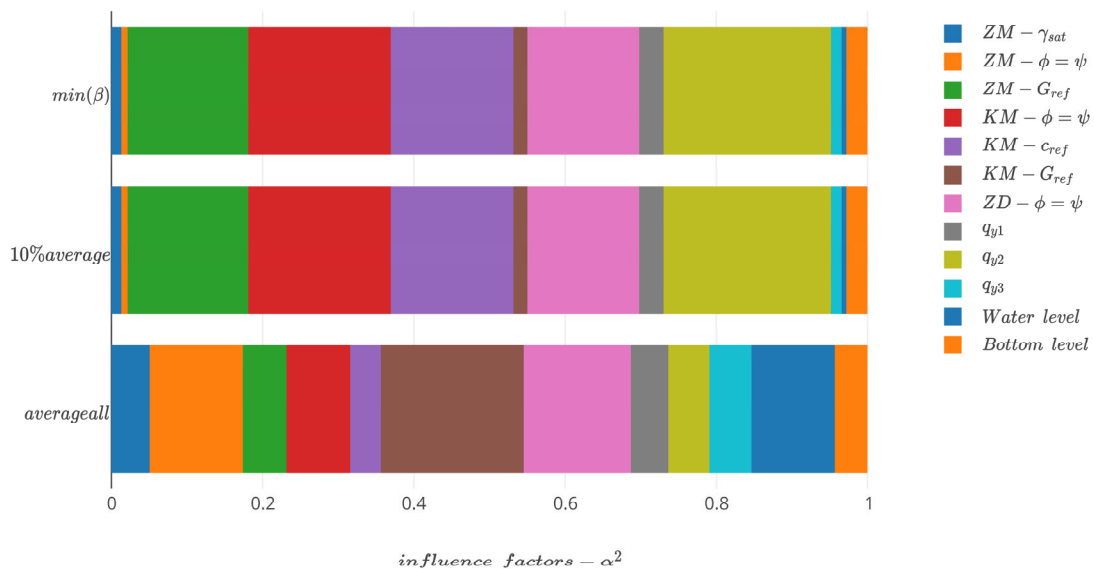


Figure 6-2 Estimated influence coefficients for the system run for the reference period of 1 year (ref. Table 6.4) (Jan 2016)

The estimated influence coefficients with method (1) and (2) are the same, due to the fact that the failure is found in only one of the 77 directions in both cases. On the other hand, in method (3), the estimated influence of each random variable is quite uniformly distributed, indicating that all the failure directions are accounted for and therefore different failure modes are (likely) taken into account. It is also important to mention that the influence coefficients are averaged and not weighted in relation to the respective reliability index of the failed direction, this needs to be taken into account.

If we would look only to the results of method (1) and (2), the important uncertainties to be detected are shear stiffness ( $G_{ref}$ ) of the ZM layer, the friction angle ( $\psi$ ) and the cohesion ( $c_{ref}$ ) of the clay layer KM, the friction angle ( $\psi$ ) of the ZD layer and the load applied in zone 2 ( $q_{y2}$ ).

Meanwhile, for method (3), the estimated influence coefficients are quite distributed, but it is curious to see that one of the most important parameters for method (3), the  $G_{ref}$  of the clay layer KM, is not spotted as an important variable in methods (1) and (2), which clearly indicates that there might be other failure mechanisms being taken into account in method (3) and that the design point is not calculated in a straight forward way.



## Soil-structure interaction (2015)

---

In conclusion, in practise, FEM calculations can be sometimes sensitive for numerical error and then unexpected crashes occur. When this happens, small changes are made to the input, for example increasing a load in two steps instead of one, or small changes are made in one of the numerical steering parameters. Then, quite often, the FEM calculation runs without any problems. Within the automated FEM-analysis, it is not possible to make these adjustments and there could be 'false failure calls' made in the analysis. Due to this type of 'false failure calls' the presented ranges of failure probabilities should be considered as upper limits. It is recommended, for the next research step, to check each "failure" and assess the influence of this effect on the results.

### **6.4 CUR vs. probabilistic design**

The calculation by the CUR with a AZ26 S 430 GP profile and a corrosion at  $T=75$  years resulted in a  $\beta_{50} = 3.3$  over the period 25 to 75 years (see section 2 of Appendix A).

The same result is found in the summation over a period of 50 year the system calculation based on a reference period of 1 year ( $\beta'_{50y}$ ). As referred before, for the next research phase it is recommended to investigate the number of false calls and quantify the beneficial effect of a direct calculation for a reference period of 50years.



# 7

## Conclusions

Below we summarize the main findings of the activities undertaken in 2015 and provide recommendations for next steps and further developments.

### 7.1 Main findings

#### 1) Feasibility of reliability analysis with FEM:

We successfully obtained reliability results for the investigated case with an anchored sheet pile wall in terms of the probability of failure (or equivalently the reliability index) using Plaxis in combination with the probabilistic library OpenTURNS. The results were obtained for rather simplified failure mechanism definitions; for example, using elastic models for the structural elements only in order to, for example, reduce computational time. Still, computational times for the reliability analysis using Plaxis were in the order of several days.

The First-order Reliability Method (FORM) was applied for the limit states concerning the structural components (i.e. anchor and sheet pile wall), yet, to do so, effort would need to be invested into finding robust method parameters (i.e. FORM-settings). Furthermore, since there is always a chance to find a 'soil collapse' in these computations, a response surface is recommended to obtain adequate results, not only, but especially for FORM analysis.

Overall, instability of the structure could not be (robustly) analysed with FORM and we resorted to Directional Sampling (DS) for this failure mechanism. DS is almost as robust in producing results as Crude Monte Carlo sampling, with substantially lower computational effort.



The main conclusion regarding the feasibility of reliability analysis of retaining walls with FEM from this study is that results can be produced with some simplification in the modelling and that future efforts should address (a) structural modelling closer to design practice and (b) further increasing the robustness of the reliability analysis while decreasing computation times, for example by using response surfaces or other advanced methods (or different toolboxes).

## 2) Corrosion modelling:

For determining the lifetime expectancy of a sheet pile, previous results show that the influence of corrosion rate is a dominant parameter. It was found that there are no measurements available for fresh water conditions in the Netherlands. Also, no statistical background information on the Eurocode [15] and the *Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken* [13] corrosion rates could be found in literature. Therefore, if there is a need on the market to adequately assess corrosion of sheet piles in such environments, possibly a data gathering campaign may be necessary.

Nevertheless, for this study there were two main questions at hand:

- How to incorporate corrosion in the reliability analysis of a sheet pile wall?
- What (stochastic) values for corrosion parameters should be used for non-marine environments?

With respect to the first question, a uniform stochastic thickness loss for the sheet pile and cross-section reduction for the anchor was implemented, such as for example in [4,18]. The modular setup of the code made it possible to implement directly different stochastic variables for the thickness loss of the sheet pile for different "corrosion zones". For this study, the thickness loss was incorporated by modelling the (uncertain) thickness of a 75 yr old sheet pile. Hence, no gradual decay in time was modelled for the considered 50 yr lifespan, only the (uncertain) thickness at the end of the lifespan.

As referred before, FORM analysis should be carried out with care and might prove not adequate for reliability analysis. The reason is that the introduction of additional stochastic variables may cause different 'failure modes' that have a similar probability of occurrence, where for example one failure mode is exceedance of the yield strength in zone A and the other is exceedance of the yield strength in zone B.

## 3) Additional insights compared to conventional semi-probabilistic assessment and design:

Probabilistic reliability analyses provide results beyond the metrics strictly required for design and assessment purposes, such as the probability of failure or the reliability index. A typical by-product is the so-called design point and the associated influence coefficients. The latter essentially indicates the contribution of each (random) variable to the total uncertainty. This information is useful to designers because they can infer from it if their focus should be on



improving the structural design or reduce uncertainties in subsoil conditions. The influence coefficients can also give clear indications of which subsoil strata are dominant in the failure mechanisms at hand.

#### 4) **Potential impact:**

It is well-known that design recipes in codes of practices, including the corresponding partial factors, are conservative in terms of the actual reliability they produce on average, because they need to cover a wide range of structures and subsoil conditions. As a consequence, a fully probabilistic design should (in most cases) lead to a more economic design than the semi-probabilistic one. This implies substantial potential savings. Also, in assessment situations it may happen that a structure is not considered safe based on a semi-probabilistic approach, or there is no assessment method available at all. Meanwhile, a fully probabilistic analysis shows that the target reliability may be met.

Of course, the presumption here is that the semi-probabilistic design or assessment method is appropriately calibrated using fully probabilistic analyses. For many structures this is not yet the case. For these structures it is highly recommendable to carry out such comparisons or calibration studies to make sure the designs produced actually achieve the intended target reliability levels.

## 7.2 **Recommendations**

The main recommendations to further improve the practical applicability of reliability analyses with FEM for soil-structure interaction problems are:

### 1) **Improve and generalize the coupling:**

- it is necessary to recommend on how to deal with 'all' possible 'numerical failures'.
- in general, most attention is paid to the behaviour of the structure after completion. However, during construction there are also periods in which the construction may fail, and this should be a point of attention.
- other uncertainties or reliability libraries should be connected, tested and compared, so that maximum efficiency can be achieved in such analysis. The same applies for the FEM used.
- connection between the latest codes developed by TNO and Deltares should be provided, including further refinement of the corrosion modelling accompanied by corresponding data gathering.
- post processing of the results in case of Directional Sampling (e.g. detect the important design point) needs to be analysed and judged in depth.

### 2) **Extend to the modelling to obtain results comparable to the state of practice:**

The FEM-models in the present study were, to some degree simplified, because the focus was on obtaining sound results from the reliability analyses. The models will need to be extended



in order to match the degree of detail commonly used as the state of practice. This concerns the constitutive (soil) models (e.g. implementation of strength reduction), the structural modelling (e.g. plastic deformations) as well as spatial variability in both soil parameters and corrosion. Furthermore, it is recommended to investigate the influence of the reliability as a function of time.

3) **Improve robustness and computational effort of the analyses:**

- the testing of reliability methods on the case study was done with FORM and Directional Sampling, the two currently most commonly used methods in (Dutch) practice. The use of other advanced sampling techniques such as DARS, Subset Simulation or Importance Sampling may further increase the robustness and computational efficiency of the reliability analyses.
- another promising approach is the use of response surfaces, where actual FEM computations are used to build an approximate simplified and fast model for the reliability analyses.
- another point that can improve the computational time of the analysis (so far in the range of days) is parallelization, therefore, it is recommended to study this alternative with FEM software.

4) **Elaborate additional pilot studies:**

To gain confidence in the wider applicability of the approach and to give guidance to future users additional pilot studies should be carried out. The selection of pilot cases should be such that the portfolio of pilot studies covers the most common structure types and the most typical modelling features encountered in practical design of hydraulic structures.

5) **Provide guidance (best practices) material:**

As experience is built up by experts in developing test and pilot cases for reliability analysis of soil-structure interaction problems, or in actual projects, on a case-by-case basis, the experience should be gathered and disseminated in best-practices documents. These should include best practices for the FEM modelling and for the reliability analysis methods appropriate for the types of structures and failure mechanisms (i.e. limit states) encountered in the relevant hydraulic structures. Elaborated pilot studies could be a valuable addition to the documents as they showcase the practical application step by step.

6) **Provide education and training:**

While the aim of future developments must be to provide robust methods for use with FEM which should also enable non-expert users to carry out reliability analyses, a basic understanding of probabilistic reliability concepts is essential for critically interpreting the analysis results. As this subject is not standard material taught at all universities and polytechnic schools, education and training should be a key component in the dissemination of the approach.

7) **Start collection of corrosion data:**

For determining the lifetime expectance of a sheet pile the influence of the corrosion rate is a dominant parameter. It is recommended that data on corrosion of sheet piles is systematically collected in the Netherlands and made available for practice.





## References

- [1] CUR 166, Damwandconstructies, 2012.
- [2] CUR 211, Handboek Kademuren, 2013.
- [3] E. Calle. Veiligheid van damwandconstructies, Deltares, 1991.
- [4] T. Schweckendiek. Structural Reliability Applied To Deep Excavations – Coupling Reliability Methods with Finite Elements, MSc Thesis, TU Delft, 2007.
- [5] H. J. Wolters. Reliability of Quay Walls, MSc Thesis, TU Delft & Gemeentewerken Rotterdam, 2012.
- [6] W. Courage, H. Steenbergen, Prob2B variables, expressions and Excel; Installation and getting started, TNO report 2007-D-R0887/A Prob2B, 2007.
- [7] <http://www.openturns.org/>, 2015.
- [8] P. Waarts, A. Vrouwenvelder, Structural Reliability using the finite element method, 2000.
- [9] K. Roscoe, F. Diermanse, A. Vrouwenvelder. System reliability with correlated components: Accuracy of the Equivalent Planes method. Structural Safety 57, 53–64. 2015.
- [10] T. Schweckendiek, W. Courage, P van Gelder. Reliability of Sheet Pile Walls and the Influence of Corrosion - Structural Reliability Analysis with Finite Elements. Proceedings of ESREL 2007, Stavanger Norway, 2007.
- [11] A. Rippi. Structural reliability analysis of a dike with a sheet pile wall – Coupling Reliability methods with Finite Elements, MSc Thesis, TU Delft, 2015.
- [12] H. Larsen, P. Lubking, J. Bredeveld. Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), referentie 1205887-000-GEO-0016, Deltares, 2013.
- [13] Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken ROK 1.2. Doc.nr.: RTD 1001:2013, versie 1.2 (status definitief) van Rijkswaterstaat Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2013.
- [14] ENW. Corrosietoetsing van stalen damwandplanken in de grond, memo aan Leden van ENW Techniek, referentie 1209030-GEO-007, Deltares, 2014.
- [15] Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5 Palen en damwanden, Nederlands Normalisatie-instituut.
- [16] J. Boero et al. Modélisation de champs stochastiques de corrosion á partir de données: application au secteur portuaire, 1st Congrès Français de Mécanique [article in English, title French], 2009.
- [17] P. Osório et al. Failure Probability of Marine Steel Sheet Pile Structures with Special Consideration of the Corrosion Impact, 2011.
- [18] P. Osório, M. Greger, A.C.W.M. Vrouwenvelder. Corrosion effects on the safety of sheet pile walls in marine environment, 2011.
- [19] CUR 190, Kansen in de civiele techniek – Deel 1: Probabilistisch ontwerpen in theorie, 1997.
- [20] H.M.G.M. Steenbergen, B.L. Lassing, A.C.W.M. Vrouwenvelder and P.H. Waarts. Reliability analysis of flood defence systems. HERON, Vol. 49, No. 1, 2004.



## Appendix A – TO2 Uitgangspunten verankerde damwand

### Memo

**Datum**

2015

**Van**

Hans Brinkman

**Doorkiesnummer**

+31(0)88335 7521

**E-mail**

[hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

**Onderwerp**

TO2 Uitgangspunten verankerde damwand v6

---

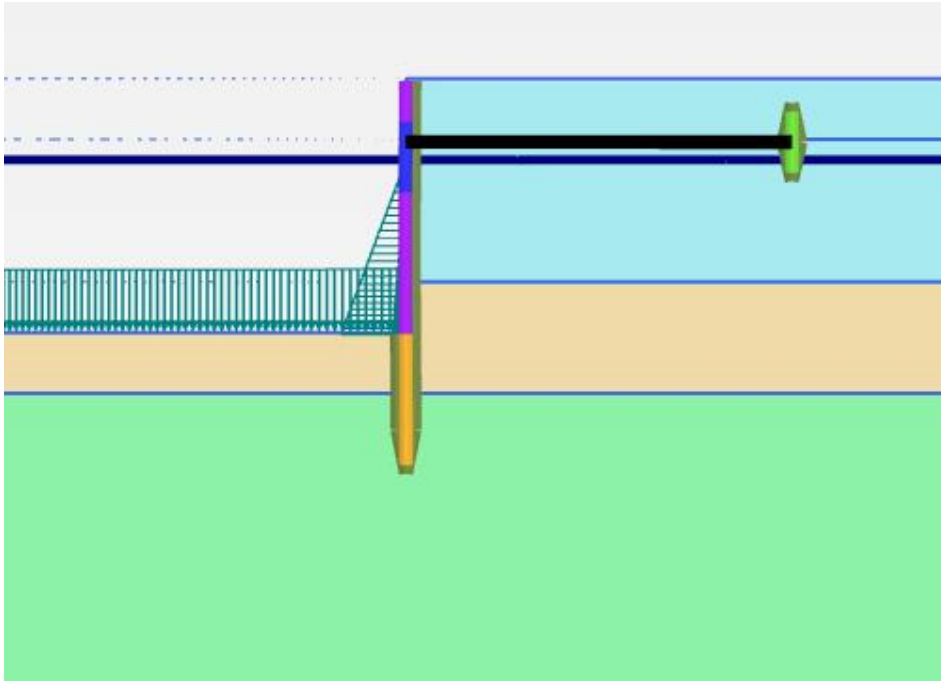
### 1 *Inleiding*

Voor de analyse is gekozen om voort te bouwen op de meest recente studie op gebied van het koppelen van probabilistische tools en EEM damwandberekening [TUD 2012] en meest recente stand op het gebied van corrosie [Deltares 2014] en [RWS 2013].

Het betreft een frequent bij (oude) natte kunstwerken voorkomende type damwandconstructie: een eenvoudige veranderde damwand met een ankerscherm, zie figuur 1. Er is gekozen voor een situatie van een 25 jaar oude sluiskolk in zoetwater waarbij waterstand significant kan fluctueren. Om te zorgen dat corrosie een belangrijke rol speelt wordt gevraagd met welke betrouwbaarheid de damwandconstructie van de sluiskolk nog 50 jaar kan blijven functioneren tot een leeftijd van 75 jaar.



**Figuur 1** Verankerde damwand



## 2 Geometrie

### 2.1 Algemeen

De geometrie en ondergrond komen op hoofdlijn overeen met [TUD 2012] echter de case was initieel gebaseerd op een AZ48 en op basis van de probabilistische analyse geoptimaliseerd naar een AZ36 S355. De case van [TUD 2012] is aangepast naar een AZ26 GP240 profiel indien met volplastische scharnieren wordt gerekend met een ankerwand en een verankeringsniveau 3,0 m beneden de bovenzijde van kop van de damwand. Verder is er voor gekozen de damwand 1,5 m korter uit te voeren en is de kleilaag 0,5m dikker gemaakt zodat diepe glijvlakken en Kranz-stabiliteit meer kans van optreden zouden hebben en de wand minder was ingeklemd.

Voor de berekeningen waar tot aan het volplastisch moment wordt gerekend en dus niet met volplastische scharnieren wordt gerekend dient een AZ26 GP430 profiel te worden aangehouden. Uit de berekeningen met EEM berekeningen volgens CUR166 volgt dan dat deze precies op een  $\beta=3,3$  uit te komen over de periode van 50 jaar (van  $T=25$  tot 75 jaar) uitgaande, zoals in de praktijk gebruikelijk, van een staaldikte die nog aanwezig is op  $T=75$  jaar.

### 2.2 Grondopbouw en geschiedenis

De grondopbouw kent voorafgaand aan de bouw 3 horizontaal liggende grondlagen en een vlak maaiveld op NAP + 5 m zie tabel 1 voor de laagindeling. Van de grond aanvulling na het plaatsen van het anker wordt uitgegaan dat deze gelijk is aan het oorspronkelijk aanwezige matig gepakte zand

De oorspronkelijke grondwaterstand ten tijde van damwandinstallatie lag op NAP +1 m.



## Soil-structure interaction (2015)

---

Er wordt vanuit gegaan dat vroeger de grondwaterstand en grondwater potentiaal van de onderste zandlaag op NAP -1 m heeft gelegen.

**Tabel 1** Grondlaagindeling

laag	bovenzijde	code	grondsoort
[#]	[m NAP]	[-]	[-]
1	+5,0	ZM	matig gepakt zand
2	-5,0	KM	matig vaste klei
3	-10,5	ZD	dichtgepakt zand

### 2.3 Waterstand

De verwachtingswaarde van de gemiddelde waterstand in de kolk is NAP+ 1,0 m.

De verwachtingswaarde van de laagste waterstand in de kolk die 1 maal per 50 jaar wordt onderschreden is NAP -1,0 m. De laagwaterstanden in de kolk kennen een gemiddelde decimeringswaarde van 0,3 m.

### 2.4 Grondwaterstanden

#### 2.4.1 Bovenste zandlaag

De verwachtingswaarde van de grondwaterstand is NAP +1,0 m.

#### 2.4.2 Onderste zandlaag

De verwachtingswaarde van de grondwaterpotentiaal is NAP 0,0 m.

#### 2.4.3 Kleilaag

Er wordt een verticaal lineair verloop tussen de (grond)waterspanning direct boven de kleilaag en de grondwaterspanning direct onder de kleilaag verwacht.

### 2.5 Damwand en verankeringsconstructie

De kerende hoogte is 12 m (van NAP +5m tot NAP -7m) de ontwerp damwandlengte is 19,5m.

Het verankeringsniveau ligt op NAP +2,0 m en de ankerstaaf ligt horizontaal. De afstand tussen damwandscherm en de ankerwand is 19 m. Deze is zodanig gekozen dat de actieve wig van de damwand en de passieve wig van de ankerwand elkaar net niet met elkaar snijden. De hoogte van het ankerscherm is 3,0 m met een onderzijde op NAP +1,5 m. De ankerstangen hebben een diameter van 0,06 m en liggen hart op hart 1,6 m.

### 2.6 Bouwfasering

- 1 Oorspronkelijk situatie maaiveld op NAP +5 m
- 2 Ontgraving tot NAP +2m
- 3 Plaatsing damwand, ankerwand+ ankerstangen
- 4 Aanvullen tot NAP + 5,0 m
- 5 Ontgraving buitenzijde NAP -7,0 m

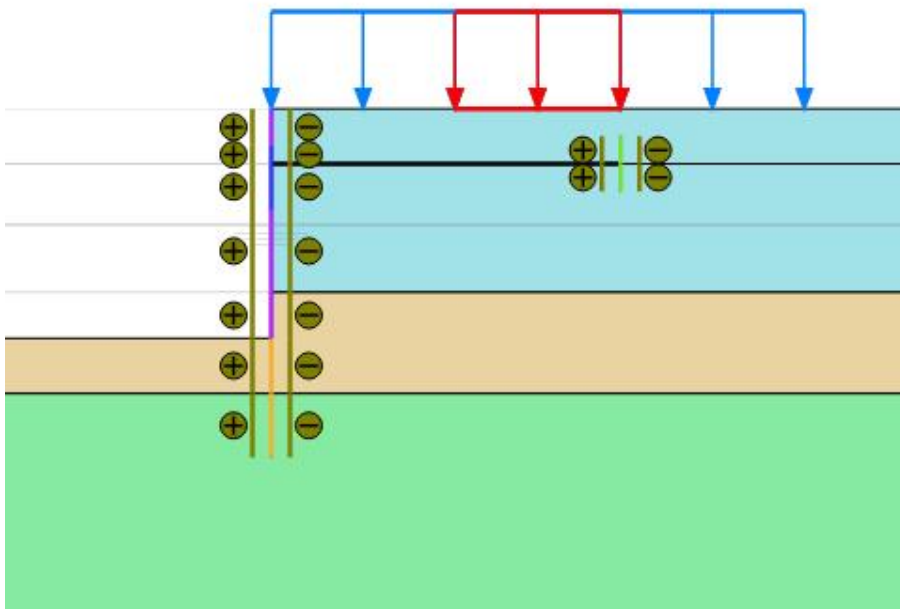


## 2.7 Maaiveldbelasting

De verwachtingswaarde van de maximale maaiveldbelasting is 30 kPa deze kan integraal aanwezig zijn maar kan ook lokaal aanwezig zijn er worden 3 zones, zie figuur 2, herkend:

- 1) vanaf de damwand tot 11 m ernaast dit is de meest waarschijnlijke is belaste zone is waar 10% van de tijd een belasting aanwezig is.
- 2) de zone daarachter tot aan het ankerscherm (8m) is naar verwachting 10% van de tijd belast
- 3) de 8m zone achter het ankerscherm is 10% van de tijd belast.

**Figuur 2** Zones maaiveldbelastingen



Als eerste wordt voorgesteld in de analyses de belastingen op locatie 1 en 2 mee te nemen en ongecorrigeerd te laten variëren deze twee hebben de grootste invloed. In tweede instantie kunnen alle drie de belastingen worden meegenomen.



### 3 Grondeigenschappen en grondmodel

#### 3.1 Niet associatieve grondeigenschappen

De in tabel 2 gegeven grondeigenschappen komen overeen met [TUD 2012] het de enige aanpassingen  $\psi' = \phi' - 1$ .

**Tabel 2** Niet associatieve grondeigenschappen, gemiddelden van een grondlaag

code	grond-soort	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi'$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	matig gepakt zand	18,5	20,7	0	38,9	8,9	69,2	69,2	207,7	0,9	0,5
2	matig vaste klei		17,4	14,8	26,9	-	7,69	5,27	15,38	0,67	1,0
3	dichtgepakt zand		21,8	0	41,9	11,9	115,4	115,4	346,2	0,9	0,5

#### 3.2 Model

##### 3.2.1 Gedraineerde analyse

Er is gekozen een voor een gedraineerde analyse. In de praktijk wordt de grondsterkte in EEM analyses meestal met een niet associatieve parameterset beschreven dit impliceert dat voor de dilatantiehoek een waarde ongelijk aan de inwendige wrijvingshoek wordt aangehouden. Deze beschrijving stemt overeen met het fysieke grondgedrag. Als in een EEM-analyses echter situaties met doorgaand bezwijken worden beschouwd, dan schiet de mathematische beschrijving van de huidige constitutieve modellen qua eenduidigheid tekort.

In een gedraineerde analyse moet onderscheid worden gemaakt tussen de piek- en reststerkte van een materiaal. De pieksterkte is de maximale sterkte die bereikt kan worden en de reststerkte is de sterkte die overblijft bij doorgaand vervormen. Er is een verschil tussen deze sterktes als de wrijvingshoek 25° of hoger is. De sterkte bij doorgaand bezwijken, de reststerkte, is lager dan de maximale sterkte. In de eindige elementen simulaties betekent dit dat het materiaal in schuifvlakken zal willen bezwijken. Tegelijkertijd met de schuifvlakvorming neemt de spanning loodrecht op schuifvlak af en komt er energie vrij. Dit mechanisme van schuifvlakvorming met het bijbehorende energieverlies maakt dat deze berekeningen zeer lastig uit te voeren zijn. Dit speelt zich vooral af bij materialen met een hoge wrijvingshoek en een kleine dilatantiehoek. Dit zijn de sterkteparameters die overeenkomen met de kritieke sterkte in het Camclay model en zoals deze meestal toegepast worden in de praktijk

Het verdient daarom aanbeveling om met een associatief model te rekenen. Hiertoe zullen echter de niet associatieve parameters welke overeenkomt met het werkelijke fysische gedrag dien te worden getransformeerd naar een associatieve parameterset met equivalente sterkte, een zogenaamd *equivalent associatieve parameterset*.

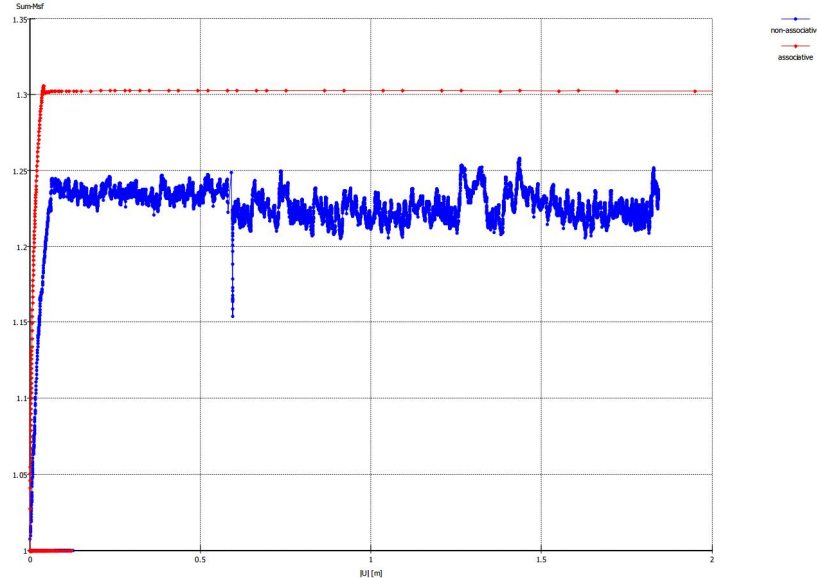
Het verdient daarom aanbeveling om met een equivalent associatief model te rekenen.

In figuur 3 wordt typisch voorbeeld gegeven waar binnen een EEM berekening met een niet een associatieve parameterset de fysische werkelijke sterkte niet wordt bereikt en bij gebruikt van een equivalent associatieve parameterset wel. Een equivalent associatieve parameterset is alleen



toepasbaar in situaties die niet opsloten zijn dit zijn situaties waar omspanning ten gevolge van dilatantie geen significante rol speelt. De onderhavige damwandconstructie voldoet hieraan.

**Figuur 3** Voorbeeld de ontwikkeling van de MSF in Plaxis berekening [Deltares 2009]



Gekozen is om te rekenen met het zogenaamde "Best Guess Equivalent model" dat op dit moment standaard voor constructies in waterkeringen wordt toegepast [Deltares 2013]. Hierdoor wordt enerzijds de werkelijke sterkte significant beter benaderd en anderzijds zijn de berekeningen numeriek veel stabiel wat leidt tot significant kortere reketijden.

### 3.2.2 Best Guess Equivalent model

Vervolgens dienen de niet-associatieve rekenwaarden ( $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $\psi' \neq \varphi'$ ) naar equivalent associatieve rekenwaarden ( $c_a^*$ ,  $\varphi_a^*$ ,  $\psi_a^* = \varphi_a^*$ ) te worden getransformeerd, gebruik makende van het Best Guess Equivalent model. Hiervoor geldt [Deltares 2013].:

$$\sin \varphi_a^* = \frac{R}{\sin 2\beta - R \cos 2\beta}$$

$$\text{met } \beta = 45^\circ + \frac{\varphi' + 4\psi'}{10}$$

$$R = \frac{\cos \psi' \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi' \sin \psi'} \quad (1)$$

$$\psi_a^* = \varphi_a^*$$

$$c_a^* \cot \varphi_a^* = c' \cot \varphi'$$

Op basis van (1) zijn voor de niet associatieve grondeigenschappen in tabel 2 associatieve grondeigenschappen bepaald en deze zijn gegeven in tabel 3. De waarden van de grondeigenschappen in tabel 3 dienen in de Plaxis analyses te worden toegepast.



## Soil-structure interaction (2015)

**Tabel 3** Equivalent associatieve parameterset voor grondeigenschappen, gemiddelden van een grondlaag

code	grondsoort	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$c_a^*$	$\phi_a^*$	$\psi_a^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{Oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$	$R_{\text{int}}$	$m$
[#]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
1	matig gepakt zand	18,5	20,7	(1,0 <sup>1</sup> )	37,0	37,0	69,2	69,2	207,7	0,9	0,5
2	matig vaste klei		17,4	14,1	25,8	25,8	7,69	5,27	15,38	0,67	1,0
3	dichtgepakt zand		21,8	(1,0 <sup>1</sup> )	39,8	39,8	115,4	115,4	346,2	0,9	0,5

<sup>1</sup>) Ten behoeve van Plaxis berekeningen is 1 kPa cohesie toegevoegd

### 3.2.3 Hardening soil

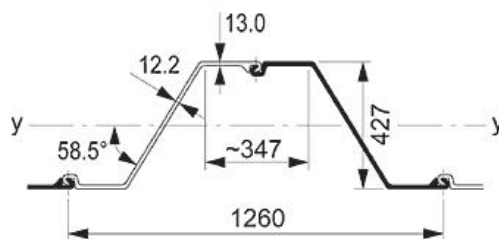
Voor alle materialen is gekozen het hetzelfde model binnen Plaxis te hanteren het Hardening Soil model. Voor de eerste verkennende berekeningen om het rekenschema uit te proberen kan simpele Mohr-Coulomb model worden gehanteerd met als stijfheden: matig gepakt zand  $E = 50 \text{ MN/m}^2$ , matige vaste klei  $E=6,5 \text{ MN/m}^2$  en dichtgepakt zand  $E=125 \text{ MN/m}^2$ .

## 4 Damwand, verankeringsconstructie en model

### 4.1 Damwandscherm en ankerwand

Het damwand profiel is een AZ26 dit is lichter dan [TUD 2012] hiervoor is gekozen omdat in de TO2-analyse het ontstaan van plastische scharnieren wordt meegenomen hiervan wordt een significant positief effect verwacht. Het plastisch weerstandmoment van een AZ-26 is  $W_{\text{plastisch}}=3059\text{cm}^3/\text{m}$  de verdere eigenschappen staan in Figuur 4. Het plastische weerstand moment is een factor  $1,117=3059/2600$  hoger dan het elastische weerstandmoment. De toegepaste staal kwaliteit voor de berekeningen met volplastische scharnieren is gelijk gekozen aan [TUD 2012] en is S 240 GP met een vloeispanning van  $240 \text{ N/mm}^2$ .

**Figuur 4** Damwand profiel AZ26



Download Autocad [DWG](#) of [DXF](#) bestand.

	Staal-doorsnede	Massa per m	Traagheidsmoment	Elastisch weerstandsmoment	Traagheidsstraal	Verfoppervlak*
	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	m <sup>2</sup> /m
Per E	124.6	97.8	34970	1640	16.75	0.90
Per D	249.2	195.6	69940	3280	16.75	1.78
Per m wand	198.0	155.2	55510	2600	16.75	1.41

\*Enkelzijdig, exclusief de binnenkant van de sloten  
E = Enkele plank  
D = Dubbele plank





## 4.2 Ankerstang

De ankerstangen hebben een diameter van 0,06 m en liggen hart op hart 1,6 m. De toegepaste staalkwaliteit is S 355.

## 4.3 Corrosie

Op dit moment zijn geen gemiddelde waarden voor de corrosie voorhanden er is voor gekozen de waarden volgens de "state of practise" te gebruiken wat bovengrenswaarden zijn. De doorsnede De doorsnede vermindering door corrosie is voor de grond belegde zijde bepaald volgens [Deltares 2014], zie bijlage 3 en voor niet grond belegde zijde volgens [RWS 2013], tabel in bijlage 2 en zie voor daar aangegeven zonerings de figuur in bijlage1 uit [NEN-EN 1993-5 ].

-Nader te onderzoeken- de waarden zijn mogelijk 95% karakteristieke bovengrenswaarden te zijn zoals gebruikelijk in de Eurocode maar dit is nu nog onbekend. Het is zelfsmogelijk dat deze waarden een nog hogere bovengrens zijn aangezien ze ook in primaire waterkeringen worden toegepast en RC3 constructies en dat het voor levensduur de meest dominante parameter is.

In tabel 4 en 5 zijn voor de damwand en de ankerwand de verwachtingswaarde van de karakteristieke bovengrens van de gemiddelde vermindering van de staaldikte per zone na 75 jaar gegeven. In tabel 6 staan de bijbehorende verwachtingswaarden van de karakteristieke ondergrens van de in Plaxis toe te passen damwandeigenschappen.

**Tabel 4** Dikte reductie door corrosie na 75 jaar damwand gemiddelden per zone

Zone	Ligging		Dikte reductie door corrosie		
	bovenzijde [m NAP]	onderzijde [m NAP]	links [mm]	rechts [mm]	totaal [mm]
Boven hoogste schutpeil	+5,0	+3,0	3,75	1,70	5,45 <sup>1</sup>
Boven GWS tussen hoogste en laagste schutpeil	+3,0	+1,0	1,50	1,70	3,20 <sup>1</sup>
Onder GWS tussen hoogste en laagste schutpeil	+1,0	-0,5	1,50	0,90	2,40 <sup>1</sup>
Tussen laagste schutpeil en bodem	-0,5	-7,0	3,75	0,90	4,65 <sup>1</sup>
Beneden bodem	-7,0	-14,5	0,90	0,90	1,80

- 1) Betreft eigenlijk sommatie van 2 ongecorrleerde karakteristiek waarden en is dus geen karakteristiekwaarde maar een waarde waar momenteel in de enigineeringspraktijk mee dient te worden gerekend

**Tabel 5** Dikte reductie door corrosie na 75 jaar ankerwand, gemiddelde per zone

Zone	Ligging		Totale dikte reductie door corrosie [mm]
	bovenzijde [m NAP]	onderzijde [m NAP]	
Boven GWS	+3,5	+2,0	3,4
Onder GWS	+1,0	+0,5	1,8

**Tabel 6** Damwandeigenschappen bij dikte reductie door corrosie na 75 jaar

dikte reductie door corrosie [mm]	Voor corrosie gereduceerde damwandeigenschappen AZ6						
	EA <sub>1;75;k</sub> [kN/m]	EA <sub>2;75;k</sub> [kN/m]	EI <sub>75;k</sub> [kNm <sup>2</sup> /m]	W <sub>75;k</sub> [kN/m/m]	M <sub>p;75;k</sub> <sup>1)</sup> [kNm/m]	N <sub>p;1;75;k</sub> [kN/m]	N <sub>p;2;75;k</sub> [kN/m]
0,00	4,158E+6	2,079E+5	1,166E+5	1,556E+0	7,342E+2	4,752E+3	2,376E+2
1,80	3,545E+6	1,772E+5	9,940E+4	1,326E+0	6,259E+2	4,051E+3	2,025E+2
2,40	3,340E+6	1,670E+5	9,366E+4	1,250E+0	5,898E+2	3,817E+3	1,909E+2
3,20	3,067E+6	1,534E+5	8,602E+4	1,148E+0	5,416E+2	3,506E+3	1,753E+2
3,40	2,999E+6	1,500E+5	8,410E+4	1,122E+0	5,296E+2	3,428E+3	1,714E+2
4,65	2,573E+6	1,287E+5	7,216E+4	9,629E-1	4,544E+2	2,941E+3	1,470E+2
5,54	2,270E+6	1,135E+5	6,365E+4	8,494E-1	4,008E+2	2,594E+3	1,297E+2

<sup>1)</sup>Dit is het plastisch moment voor de Plaxis berekingen waar met volplastische momenten wordt gerekend en is gebaseerd op AZ26 S240GP

Ook de ankerstang zal onderhevig zijn aan corrosie en ligt volledig in de grond boven de GWS. De hoge karakteristieke waarde van de diameter reductie door corrosie na 75 jaar van de ankerstang is 3,4 mm. Hiermee wordt de in Plaxis toe te passen EA<sub>75</sub> per stang 5,284 E+05 kN en de treksterkte per stang  $|F_{\max, \text{tens}; 75}| = 893,2$  kN.

Aangezien tussentijdse reductie van de stijfheid in een EEM alleen van invloed is op verandering in de daarop volgende stappen zouden de vervormingen worden onderschat. Er is daarom gekozen dat de gehele Plaxis berekening met de damwandeigenschappen voor T = 75 jaar te worden, uitgevoerd.

Het plastische weerstandmoment  $W_{p;75}$  en doorsnede  $A_{75}$  op T=75 jaar kan voor de diverse staaldikt reducties worden bepaald door de initiële waarden op T=0 te corrigeren op basis van de reductie van dikte het lijf:

- $W_{p;75} = W_{p;0} \times (12,2\text{mm-dikte\_reductie})/12,2\text{mm}$
- $A_{75} = A_0 \times (12,2\text{mm-dikte\_reductie})/12,2\text{mm}$ .

## 5 Verdelingen, correlatie en variatiecoëfficiënt

### 5.1 Inleiding

Van de volgende eigenschappen is bekend dat deze een significante invloed hebben in een damwandberekening. Van deze eigenschappen is in dit hoofdstuk het type verdeling, de spreiding en eventuele correlatie tussen eigenschappen. Er is voor gekozen de wals toleranties en spreiding in staalsterkte niet mee te nemen omdat deze ondergeschikt zijn aan corrosie. De onzekerheid in installatiediepte (damwandlengte) en maaiveldniveau zijn niet meegenomen omdat deze ondergeschikt is aan variatie in bodemdiepte. De variatie in grondwaterstand en grondwaterpotentiaal zijn niet meegenomen omdat deze ondergeschikt zijn aan de variatie in de waterstand.



## 5.2 Grond

Voor de grondeigenschappen staan de verdelingen en de variatiecoëfficiënten gegeven in tabel 7. In Tabel 8 staan voor de grondeigenschappen de correlatiecoëfficiënten gegeven. Verder zijn de eigenschappen van de grondlagen onderling niet gecorreleerd.

**Tabel 7** Verdelingen en variatiecoëfficiënten van grondeigenschappen

<i>parameter</i>	<i>verdeling</i>	<i>variatie coëfficiënt <math>\alpha/\mu</math></i>
$\gamma$	normaal	0,05
$\gamma_{\text{sat}}$	normaal	0,05
$\varphi_{\alpha}^*$	normaal	0,1 <sup>2)</sup>
$c_a^*$ <sup>1)</sup>	lognormaal <sup>1)</sup>	0,2 <sup>1) 2)</sup>
$\psi_{\alpha}^*$	normaal	0,1
$E_{50;\text{ref}}$	lognormaal	0,3
$E_{\text{oed};\text{ref}}$	lognormaal	0,3
$E_{\text{ur};\text{ref}}$	lognormaal	0,3

<sup>1)</sup> De minimum waarde van de cohesie is 1 kPa t.b.v. Plaxis

<sup>2)</sup> [NEN9997-1]

**Tabel 8** Correlatie tussen grondeigenschappen binnen een grondlaag

	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$\varphi_{\alpha}^*$	$c_a^*$	$\psi_{\alpha}^*$	$E_{50;\text{ref}}$	$E_{\text{oed};\text{ref}}$	$E_{\text{ur};\text{ref}}$
$\gamma$		1,0	0,5	-0,09	0,5	0,5	0,5	0,5
$\gamma_{\text{sat}}$	1,0		0,5	-0,09	0,5	0,5	0,5	0,5
$\varphi_{\alpha}^*$	0,5	0,5		-0,65	1,0	0,25	0,25	0,25
$c_a^*$	-0,09	-0,09	-0,65		-0,65	0,12	0,12	0,12
$\psi_{\alpha}^*$	0,5	0,5	1,0	-0,65		0,25	0,25	0,25
$E_{50;\text{ref}}$	0,5	0,5	0,25	0,12	0,25		1,0	1,0
$E_{\text{oed};\text{ref}}$	0,5	0,5	0,25	0,12	0,25	1,0		1,0
$E_{\text{ur};\text{ref}}$	0,5	0,5	0,25	0,12	0,25	1,0	1,0	

## 5.3 Bovenbelasting

- Normaal verdeeld (geen negatieve belasting)
- Op elke van de 3 zones is 10% van de tijd een belasting aanwezig
- 3 belaste zones zijn 25% gecorreleerd t.a.v. de wel of niet aanwezigheid van een belasting
- Variatiecoëfficiënt van de belasting is 0,10

## 5.4 Waterstand

De verwachtingswaarde van de laagste waterstand in de kolk die 1 maal per 50 jaar wordt onderschreden is NAP -1,0 m. De laagwaterstanden in de kolk kennen een gemiddelde decimeringswaarde van 0,3 m.

## 5.5 Grondwaterstanden

Er wordt in de berekeningen uitgegaan van een stationaire situatie.

### 5.5.1 Matig gepakte zandlaag

-geen variatie-



## 5.5.2 Vast gepakte zandlaag

-geen variatie-

## 5.5.3 Kleilaag

De waterspanningen in de kleilaag aan weerszijde van de damwand kent geen onafhankelijke variatie. Er treedt altijd een verticaal lineair verloop tussen de (grond)waterspanning direct boven de kleilaag en de grondwaterspanning direct onder de kleilaag.

## 5.6 Bodemniveau

- Normaal verdeeld
- Standaardafwijking van de bodemdiepte is 0,25 m

## 5.7 Corrosie

- De eigenschappen van de damwand zijn  $M_p$ ,  $W_p$ ,  $I_p$  en  $A$  volledig gecorreleerd aan de ratio gecorrodeerde / ongecorrodeerde flensdikte ( $t_{75} / t_0$ ).
- -verdeling van de corrosie is –nader te onderzoeken
- Corrosie grondbelegde zijden zijn onderling volledig gecorreleerd
- Corrosie niet grondbelegde zones zijn onderling volledig gecorreleerd
- Corrosie grondbelegde zijden zijn volledig ongecorreleerd met niet grondbelegde zijden
- Variatiecoëfficiënt van de corrosie is –nader te onderzoeken

## 6 Plaxis aspecten

### 6.1 Rekenstappen

De berekening dient opgebouwd te zijn uit de volgende 8 berekeningsstappen waarbij X1 t/m X18 staan voor de te evalueren variabelen in deze probabilistische analyse:

- 1 Initiële rekenfase zondergrond gewicht ( $\Sigma M_{Weigh} = 0$ )
  - maaiveld links NAP +5
  - maaiveld rechts NAP +5m
  - grondwaterstand is NAP -1 m
  - Zand matig sterkte X1, stijfheid X2 en volumiek gewicht X3
  - Klei matig sterkte X4, stijfheid X5 en volumiek gewicht X6
  - Zand vast sterkte X7, stijfheid X8 en volumiek gewicht X9
- 2 gewicht aanzetten ( $\Sigma M_{Weigh} = 1$ )
- 3 Ontgraven en water
  - Maaiveld links NAP +2 m
  - Maaiveld rechts NAP +2m
  - Grondwaterstand NAP +1m
  - Stijghoogte diepe zand NAP 0m
- 4 Plaatsen constructies
  - Aanzetten damwand (incl interface) Lengte X10 eigenschappen X11



## Soil-structure interaction (2015)

---

- Aanzetten ankerwand (incl interface) Eigenschappen X12
- Aanzetten ankerstang Eigenschappen X13
  
- 5 Aanvullen tot NAP+5 m
  - maaiveld rechts NAP +5m
  
- 6 Ontgraven tot bodem
  - Waterstand NAP +1 m
  - bodem links NAP X14 m
  
- 7 Verlagen buitenwaterstand
  - Buitenwaterstand NAP X15 m
  
- 8 Aanbrengen maaivelbelastingen
  - Zone 1 (11 m naast damwand) X16 kPa
  - Zone 2 (8 m voor ankerwand) X17 kPa
  - Zone 3 (8 m achter ankerwand) X18 kPa

De gemiddelde rekentijd is 2 minuten op een i5-3360M.

### 6.2 Mesh

Voor de berekening dient een medium course mesh te worden gegenereerd een course mesh kan leiden tot een ~15% overschatting van de sterkte.

Verder de grondlagen tot de drie te worden beperkt en geen sublagen worden gemaakt t.b.v ontgravingen. Dit leidt anders tot een fijnere dan benodigde mesh.

### 6.3 Grondwater

Let op dat:

- in stappen 1 en 2 de global waterstand op NAP staat
- in de stappen 3 t/m 6 die global waterstand op NAP +2 m staat
- in de stappen 7 en 8 de global waterstand op NAP X15 m staat
- vanaf de stap 6 de ontgraven kleilaag niet op "interpolate" maar op de waterstand staat van NAP X15 m.

### 6.4 Numerical control parameters

#### 6.4.1 Max steps

Het maximum aantal stappen dient op 1000 te worden gezet. Dit leidt tot een robuustere berekening. Dit leidt een robuustere berekening, de standaard van 250 is regelmatig onvoldoende.

#### 6.4.2 Max number of iterations

Het maximum aantal iteraties dient op 100 te worden gezet. Dit leidt een robuustere berekening dan de standaard van 60.



### 6.4.3 Arc-Length control

In principe kan arc-length control op <auto> staan. Echter bij het maken van de testberekeningen bleek dat het regelmatig voorkwam dat stap 7 waar de waterstand wordt verlaagd of in stap 8 waarin de belasting wordt aangebracht de berekening onterecht werd afgebroken omdat Plaxis geen oplossing kon vinden (ongeacht type melding waarom de –Prescribed ultimate state not reached– niet was gehaald). Door in deze fase vervolgens uit te voeren met arc-length control <uit> kon wel worden doorgerekend. Bij het standaard uitzetten van arc-length control in stappen 7 en 8 bleek overigens ook niet altijd robuust en leidde er soms toe dat de berekening weer in andere gevallen onterecht faalde. Voorgesteld wordt ter bevordering van de robuustheid om:

- i. Berekening uit te voeren met arc-length control op <auto>
- ii. Indien stap 7 of 8 heeft gefaald de berekening over te doen arc-length control <uit> in de gefaalde stap.

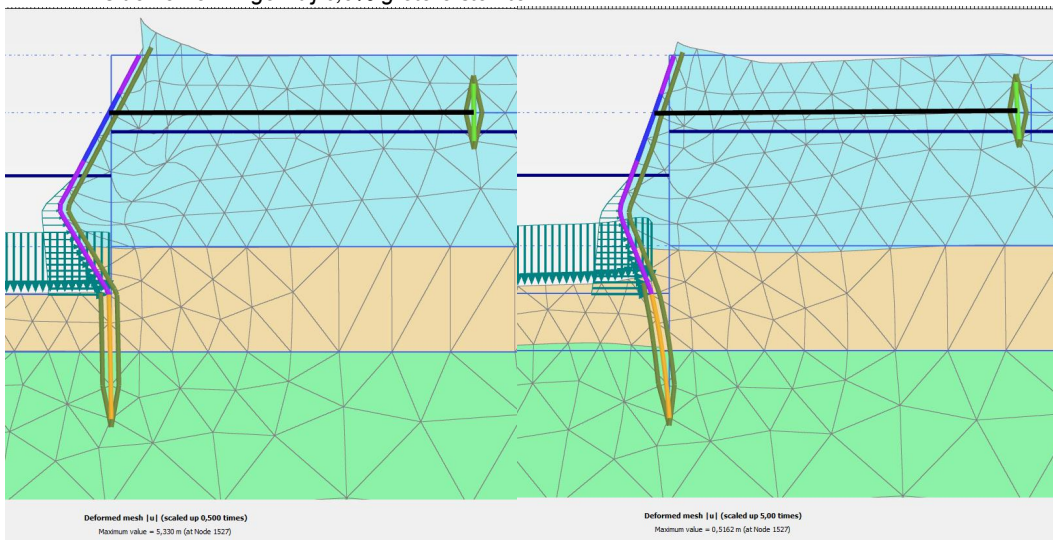
## 7 Limit states

Doel van de analyse is ULS er zijn geen eisen aan de SLS gesteld.

Er zijn twee toestanden die tot falen leiden:

- 1 Plaxis berekening faalt
- 2 De rotatie van een plastisch scharnier wordt te groot deze toets dient als laatste ingebouwd te worden. Bij de verkennende berekeningen bleek dat bij 1% hogere sterkte de maximale rotatie niet meer werd overschreden. Zie voorbeeld in figuur 5 met rechts vervormingen bezwijken en links de vervormingen bij 0,9% grotere sterkte.

**Figuur 5** Plaxis voorbeeld van bezwijken met 2 plastische scharnieren met rechts vervormingen bezwijken en links de vervormingen bij 0,9% grotere sterkte



In bijlage 4 staan te verwachte type bezwijkmechanismen en in bijlage 5 staan uit de verkennende berekening voorbeelden van bezwijksituaties en de situatie net voor bezwijken.



## **8 Betrouwbaarheid op $T = 75$ jaar**

De NEN1990/NEN8700 stelt eisen aan de faalkans over een ontwerpperiode. Met de onderhavige analyse wordt als eerste slechts de faalkans aan het einde van de levensduur op  $T = 75$  jaar beschouwd uitgaande van de reductie van de staaldoorsnede door corrosie op  $T=75$  jaar. Als volgende stap zou, om een goede vergelijking met de CUR166 te kunnen maken een faalkans over de referentie periode van 50 jaar (tot  $T=75$  jaar) dienen te worden uitgevoerd, met de corrosie uitgaande van de reductie van de staaldoorsnede door corrosie op  $T=75$ jaar (gelijk aan het tijdstip zoals gebruikelijk bij een CUR166 berekening).

Vooralsnog lijkt het te hoog gegrepen gezien de beschikbare tijd om de doorsnede reductie als functie van de tijd volledig in de probabilistische analyses over de referentie periode van 50 jaar mee te nemen.



## Symbolen

<b>Symbol</b>	<b>Eenheid</b>	<b>Beschrijving</b>
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	volumiek gewicht grond boven de grondwaterstand
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	volumiek gewicht verzadigde grond
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	effectieve cohesie
$\varphi'$	[°]	effectieve hoek van inwendige wrijving
$\psi'$	[°]	effectieve dilatantie hoek
$A_{0;k}$	[m <sup>2</sup> /m]	Staaldoorsnede op T = 0 jaar
$A_{75;k}$	[m <sup>2</sup> /m]	Staaldoorsnede op T = 75 jaar
$E_{50;ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Youngs modulus bij 50% van de sterkte en een referentiespanning $\sigma_3 = 100$ kN/m <sup>2</sup>
$E_{oed;ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Constrained modulus bij 50% van de sterkte en een referentiespanning $\sigma_1 = 100$ kN/m <sup>2</sup>
$E_{ur;ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Youngsmodulus bij ontlasten bij een referentiespanning $\sigma_3 = 100$ kN/m <sup>2</sup>
$R_{\text{int}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Sterkte factor interface
$m$	[-]	stijfheidsmacht HS model
$c_a^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]	equivalent associatieve effectieve cohesie
$\varphi_a^*$	[°]	equivalent associatieve effectieve hoek van inwendige wrijving
$\psi_a^*$	[°]	equivalent associatieve effectieve dilatantie hoek
$t_0$	[mm]	Initiële flensdikte
$t_{75;k}$	[mm]	Karakteristieke lage Flensdikte na 75 jaar
$T$	[jaren]	Tijd
$E$	[kPa]	Elasticiteitsmodulus
$EA_{1;75;k}$	[kN/m]	Karakteristieke ondergrenswaarde stijfheid van de damwand in lengterichting op T = 75 jaar
$EA_{2;75;k}$	[kN/m]	Karakteristieke ondergrenswaarde stijfheid van de damwand in dwarsrichting op T = 75 jaar
$EI_{75;k}$	[km <sup>2</sup> /m]	Karakteristieke ondergrenswaarde van de buigstijfheid op T = 75 jaar
$W_{75;k}$	[kN/m]	Karakteristieke ondergrenswaarde het gewicht op T = 75 jaar
$W_{\text{plastisch}}$	[m <sup>3</sup> /m]	Plastisch weerstandmoment
$W_{p;0}$	[m <sup>3</sup> /m]	Plastisch weerstandmoment op T = 0 jaar
$W_{p;75}$	[m <sup>3</sup> /m]	Plastisch weerstandmoment op T = 75 jaar
$M_{p;75;k}$	[M <sub>p;75;k</sub> ]	Karakteristieke ondergrenswaarde van de buigstekte op T = 75 jaar
$N_{p;1;75;k}$	[kN/m]	Karakteristieke ondergrenswaarde op T = 75 jaar van de maximale treksterkte in 1 richting
$N_{p;2;75;k}$	[kN/m]	Karakteristieke ondergrenswaarde op T = 75 jaar van de maximale treksterkte in 2 richtingen
$A_{75}$	[m <sup>2</sup> ]	Karakteristieke ondergrenswaarde de doorsnede van een ankerstang op T=75jaar
$IF_{\text{max,tens;75I}}$	[kN]	Karakteristieke ondergrenswaarde de op T = 75 jaar van de treksterkte van een ankerstang





## **Referenties**

- [NEN-EN 1993-5 ] Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5  
Palen en damwanden, Nederlands Normalisatie-instituut
- [NEN 9997-1] Geotechnisch ontwerp van constructies Deel 1: Algemene regels,  
Nederlands Normalisatie-instituut
- [TUD 2012] Reliability of Quay Walls, MSc Thesis, H.J. Wolters, TU Delft &  
Gemeentewerken Rotterdam, 2012
- [RWS 2013] Richtlijnen Ontwerpen Kunstwerken ROK 1.2 Doc. nr. : RTD 1001:2013  
versie 1.2 status definitief van Rijkswaterstaat Ministerie van  
Infrastructuur en Milieu, 2013
- [Deltares 2009] SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen  
Modellen Achtergronden bij Activiteit EEM 04.a: Opstellen stappenplan  
1001463-013-GEO-0001, Deltares, 23-09-2009
- [Deltares 2013] Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene  
versie) Ontwerprichtlijn voor WSRL, ref. 1205887-000-GEO-0016, Deltares  
03-03-2013
- [Deltares 2014] Corrosietoeslag van stalen damwandplanken in de grond, memo aan  
Leden van ENW Techniek, referentie 1209030-GEO-007, Deltares, 9-4-2014

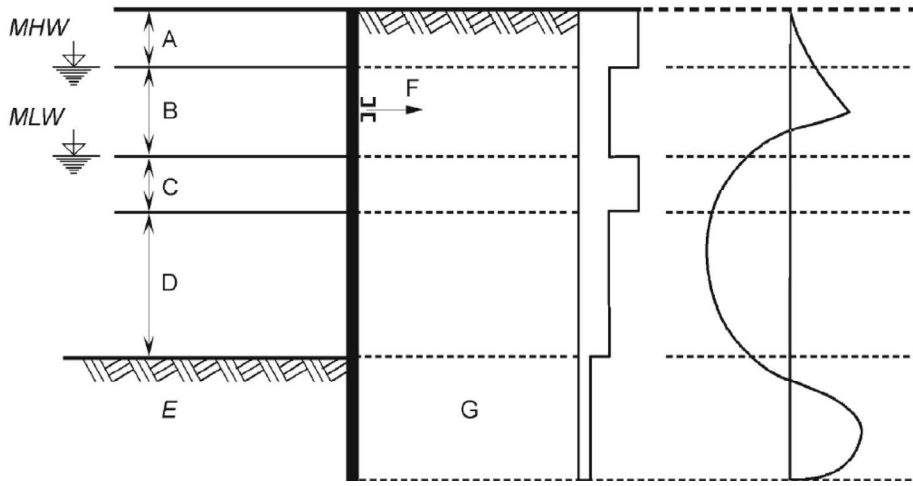
## **Bijlagen van Appendix A**

- 1 Definitie corrosie zones [NEN-EN 1993-5 ]
- 2 Dikteverlies door corrosie [RWS 2013]
- 3 Bijlage 3 Corrosietoeslag van stalen damwanden in de grond [Deltares 2014]
- 4 Bezwijkmechanismen
- 5 Voorbeelden van bezwijken en bijna bezwijken in verkennende berekening



**Bijlage A.1 Definitie corrosie zones [NEN-EN 1993-5 ]**

EN 1993-5: 2007 (E)



a) Vertical zoning of sea water aggressivity

b) Corrosion rate distribution at side exposed to sea water

c) Typical bending moment distribution

- |     |                                       |     |                           |
|-----|---------------------------------------|-----|---------------------------|
| A   | Zone of high attack (splash zone);    | B   | Intertidal zone;          |
| C   | Zone of high attack (Low water zone); | D   | Permanent immersion zone; |
| E   | Buried zone (Water side);             | F   | Anchor;                   |
| G   | Buried zone (Soil side)               |     |                           |
| MHW | Mean high water;                      | MLW | Mean low water            |



## Bijlage A.2 Dikteverlies door corrosie [RWS 2013]

### 7.14 Deel 5: Palen en damwanden

Aanvullingen op NEN-EN 1993-5 + NB.

4.4 (2)	Eis
---------	-----

NEN-EN 1993-5, Tabel 4-2 moet voor eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen, worden vervangen door tabel 7-3.

**Tabel 7-3: Dikteverlies door corrosie bij eroderende omstandigheden veroorzaakt door afspoeling, zoals bij sluizen (zones volgens NEN-EN 1993-5, fig. 4-1)**

Ontwerplevensduur [jaar]	5	25	50	75	100
<b>expositie</b>					
zoet water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0
zoet water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone tussen laagste en hoogste schutpeil (zone B)	0,25	1,25	2,5	3,75	5,0
zout water, zone boven hoogste schutpeil en zone onder laagste schutpeil (zones A en C)	0,75	3,75	7,5	11,25	15,0

Bij sluizen loopt zone C tot op de bodem; zone D is daar niet van toepassing.

*Toelichting:*

*Aangezien in sluizen een door afspoeling eroderende omgeving aanwezig is, is de corrosiesnelheid in tabel 7-3 constant in de tijd. De waarden komen overeen met de 'Handreiking rekenmethodieken NIC, groene versie', de interne bureaurichtlijn die tot 2006 bij de afdeling Constructie Waterbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat werd gehanteerd.*



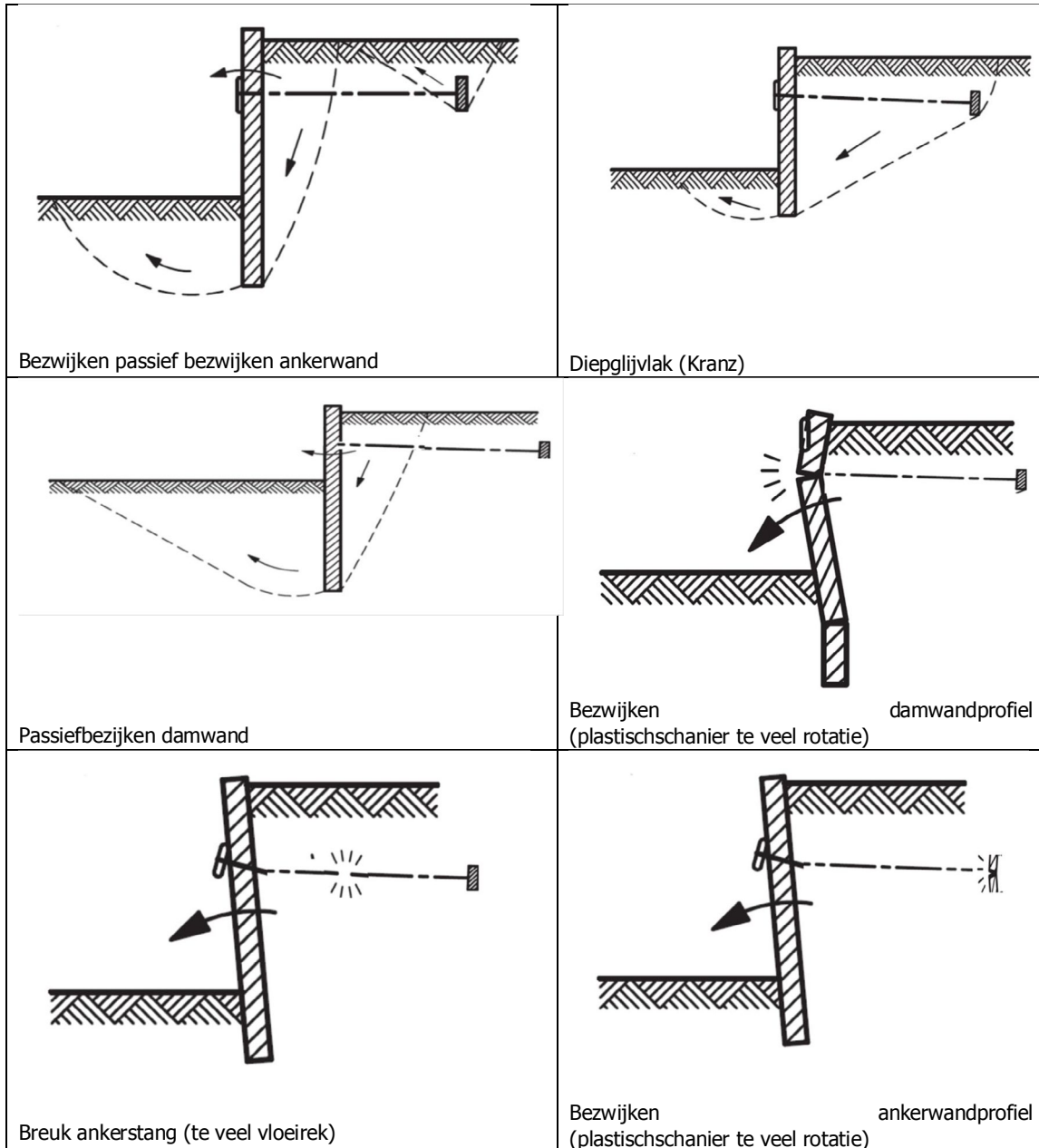
### Bijlage A.3 Corrosietoeslag van stalen damwanden in de grond [Deltares 2014]

		Corrosietoeslag (dubbelzijdig) (mm)	
		50 jaar	100 jaar
1	Ongeroerde, schone grond en permanent beneden de grondwaterspiegel	1,2	2,4
2	Geroerde grond, of ligging in zone met fluctuatie van grondwaterspiegel, of ligging boven de grondwaterspiegel	2,4	4,4

<sup>1</sup> In de uitdrukking 'ongeroerde grond' betekent ongeroerd dat de grond niet op enige manier is omgewoeld, dus 'vast' is. Het tegengestelde van ongeroerd is geroerd of los (<http://www.encyclo.nl/begrip/ongeroerd>). Voor het bepalen van de diepte kan gebruik worden gemaakt van de ontgravingsdiepte samen met de aanvullingshoogte.



### Bijlage A.4 Bezwijkmechanismen

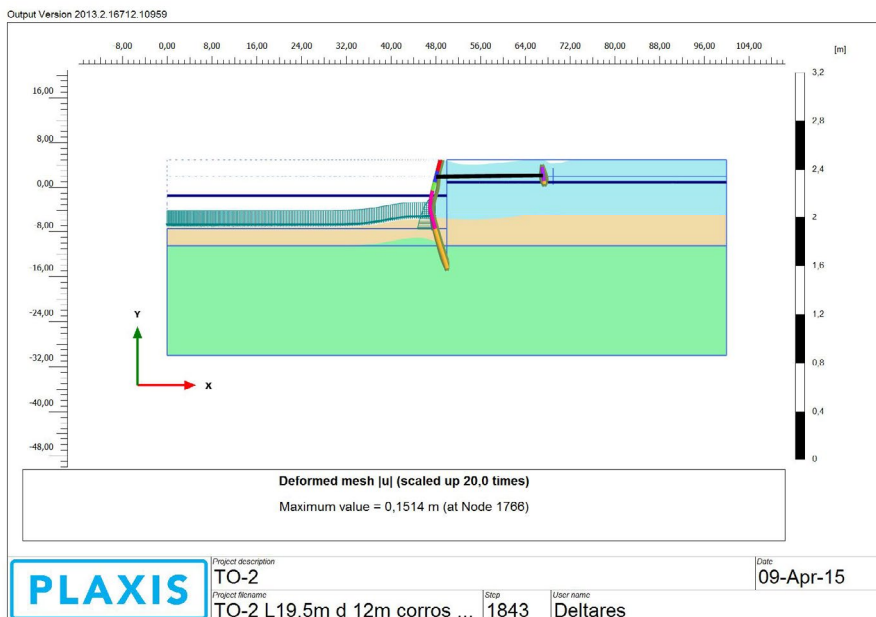
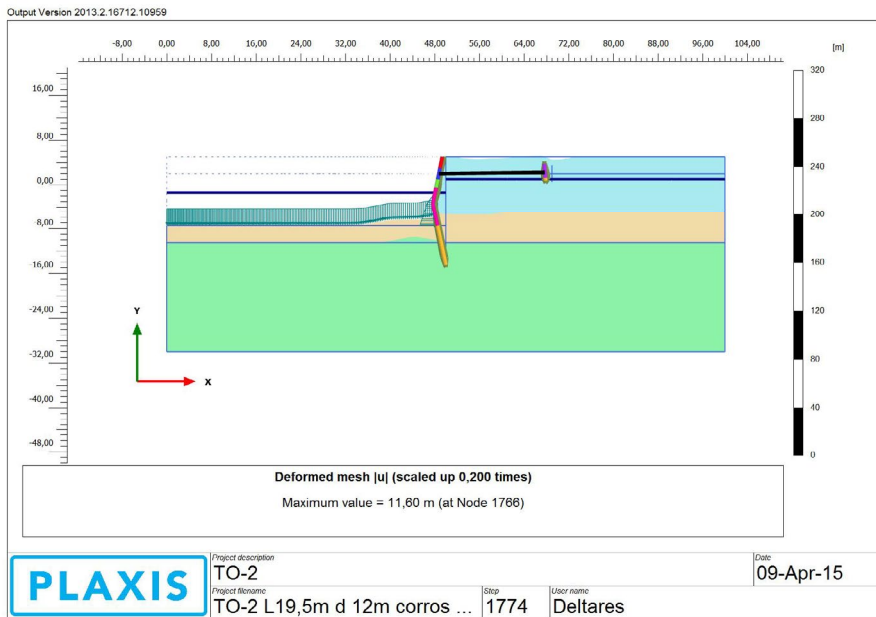




## Bijlage A.5 Voorbeelden van bezwijken en bijna bezwijken in verkennende berekening

Case 1 Falen bij grondsterkteverlaging ( $\phi$ -red) bij lage karakteristieke waarde van de waterstand NAP-1,4 m (1/1000jaar), grondstijfheden, grondgewicht, bodemligging (NAP -7,5m), anker- en damwandeigenschappen (75 jaar corrosie)

**Afbeelding 1** Case 1 boven bij falen onder bij bij 0,8% grotere sterkte dan bij falen

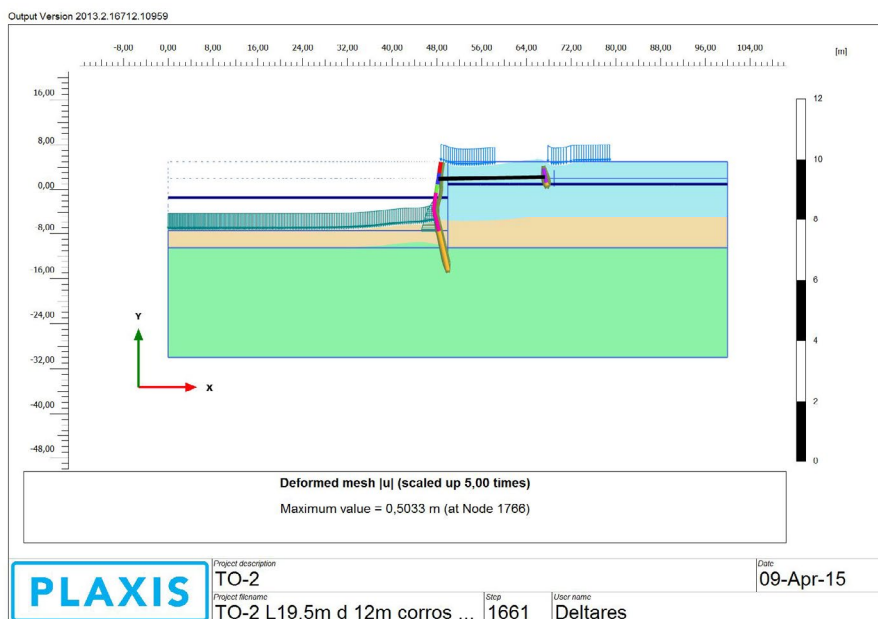
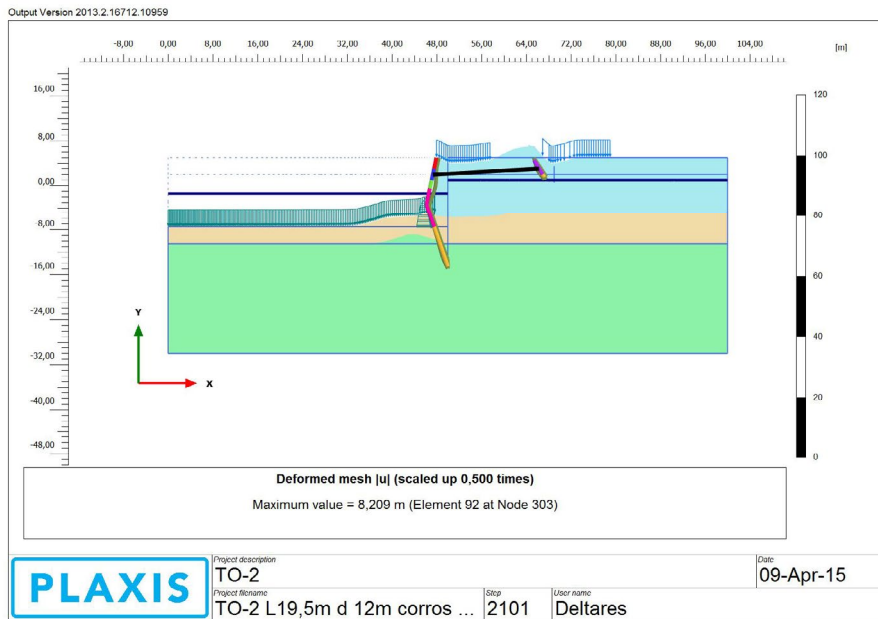




## Soil-structure interaction (2015)

Case 2 Falen bij grondsterktereductie ( $\phi_c$ -red) bij karakteristieke waarde van waterstand NAP-1,4 m (1/1000jaar) bij lage karakteristieke waarden van de grondstijfheden grondgewicht, bodemligging (NAP -7,5m), 1<sup>e</sup> & 3<sup>e</sup> maaiveldbelasting (45kPa), anker-, en damwandeigenschappen (75 jaar corrosie) .

**Afbeelding 2** Case 2 boven bij falen onder bij 0,9% grotere sterkte dan bij falen

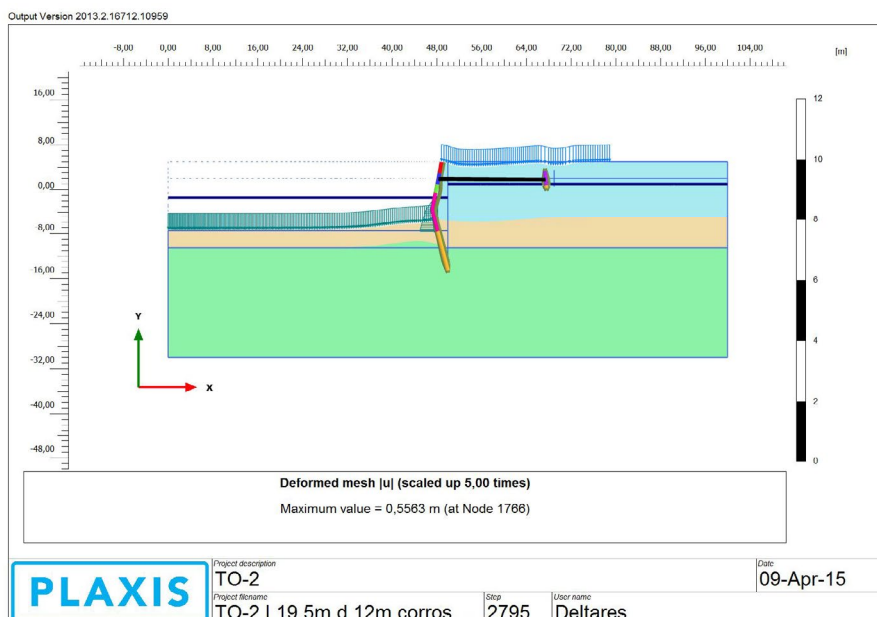
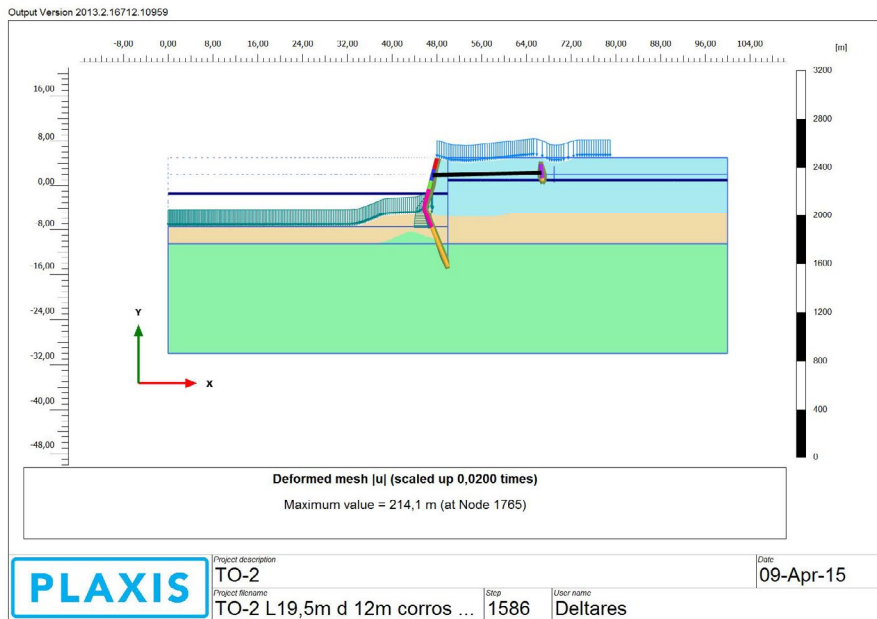




## Soil-structure interaction (2015)

Case 3 Falen bij grondsterktereductie ( $\phi_c$ -red) bij karakteristieke waterstand NAP-1,4 m (1/1000jaar) bij lage karakteristieke waarden van de grondstijfheden, grondgewicht, bodemligging (NAP -7,5m), anker-, en damwandeigenschappen (75 jaar corrosie) zone 1 t/m 3 maaiveldbelasting (45kPa).

**Afbeelding 3** Case 3 boven bij falen onder bij 0,9% grotere sterkte dan bij falen



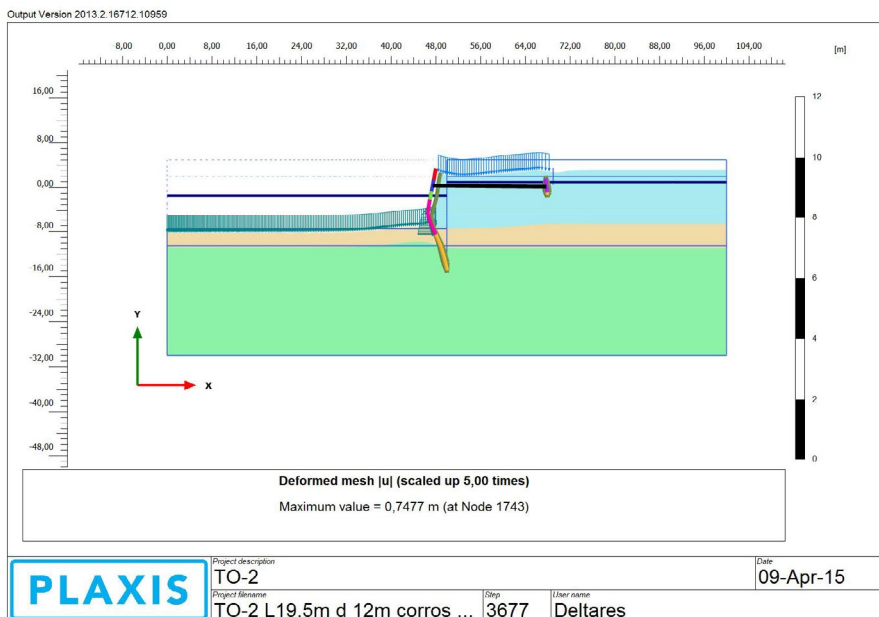
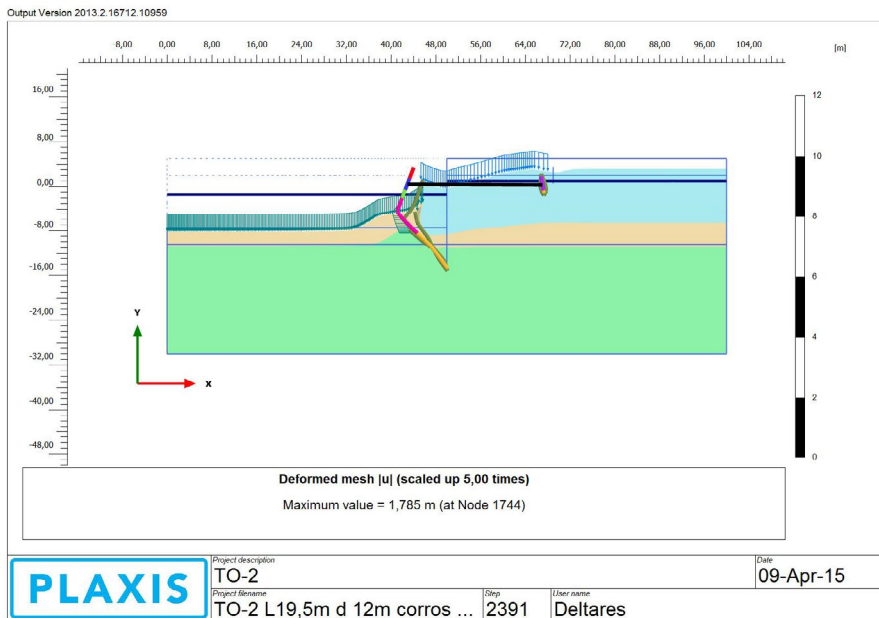




## Soil-structure interaction (2015)

Case 4 Falen bij grondsterktereductie ( $\phi_c$ -red) bij ankerstangfalen (h.o.h. afstand wordt 3,2m) lage karakteristieke waarde van de waterstand NAP-1,4 m (1/1000jaar), grondstijfheden, grondgewicht, bodemligging (NAP -7,5m), zone1 en 2 maaiveldbelasting (45kPa), anker-, en damwandeigenschappen (75 jaar corrosie).

**Afbeelding 4** Case 4 boven bij falen onder bij 0,9% grotere sterkte dan bij falen

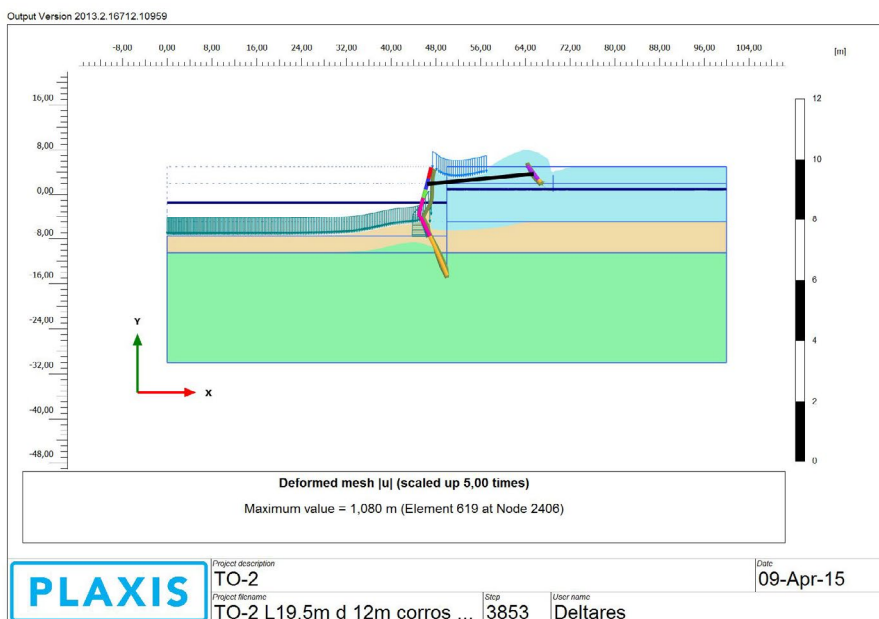
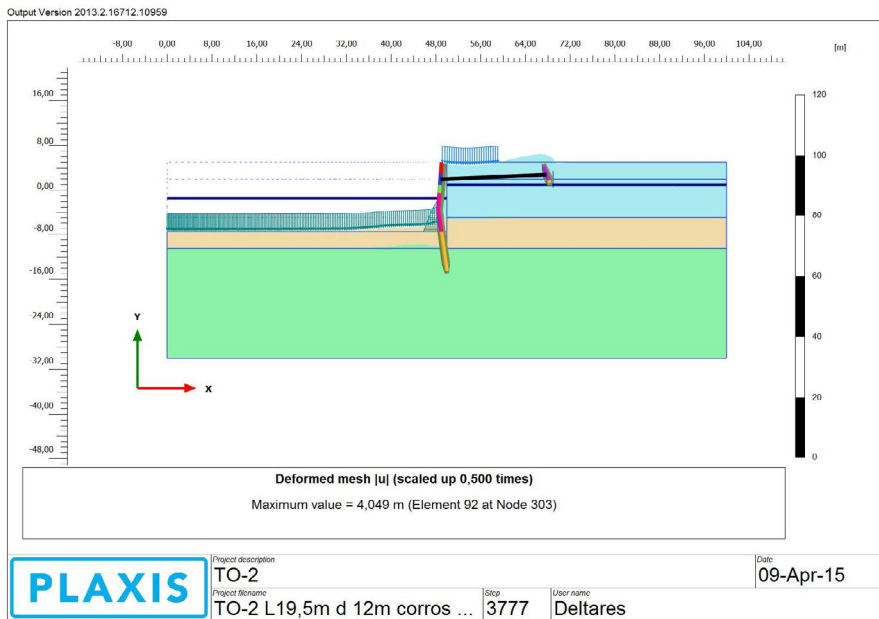




## Soil-structure interaction (2015)

Case 5 Falen bij grondsterktereductie ( $\phi$ -red) bij extreem hoge zone 1 maaiveldbelasting (100kPa) lage karakteristieke waarde van de waterstand NAP-1,4 m (1/1000jaar), grondstijfheden, grondgewicht, bodemligging (NAP -7,5m), anker-, en damwandeigenschappen (75 jaar corrosie) ankers hoh 0,6m.

**Afbeelding 5** Case 5 boven bij falen onder bij 0,9% grotere sterkte dan bij falen

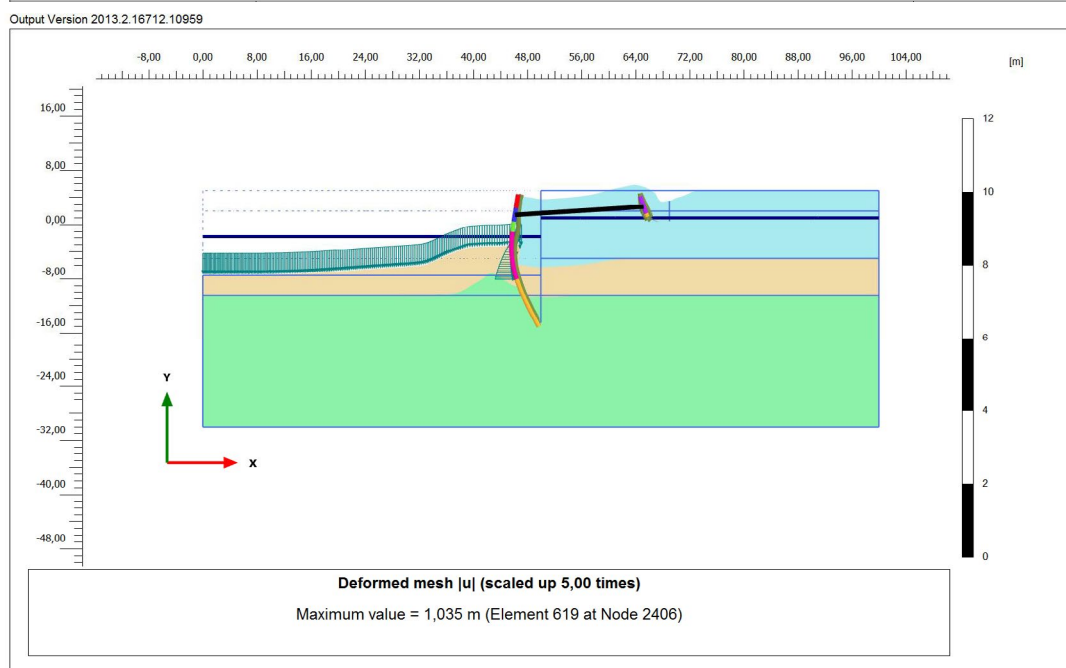
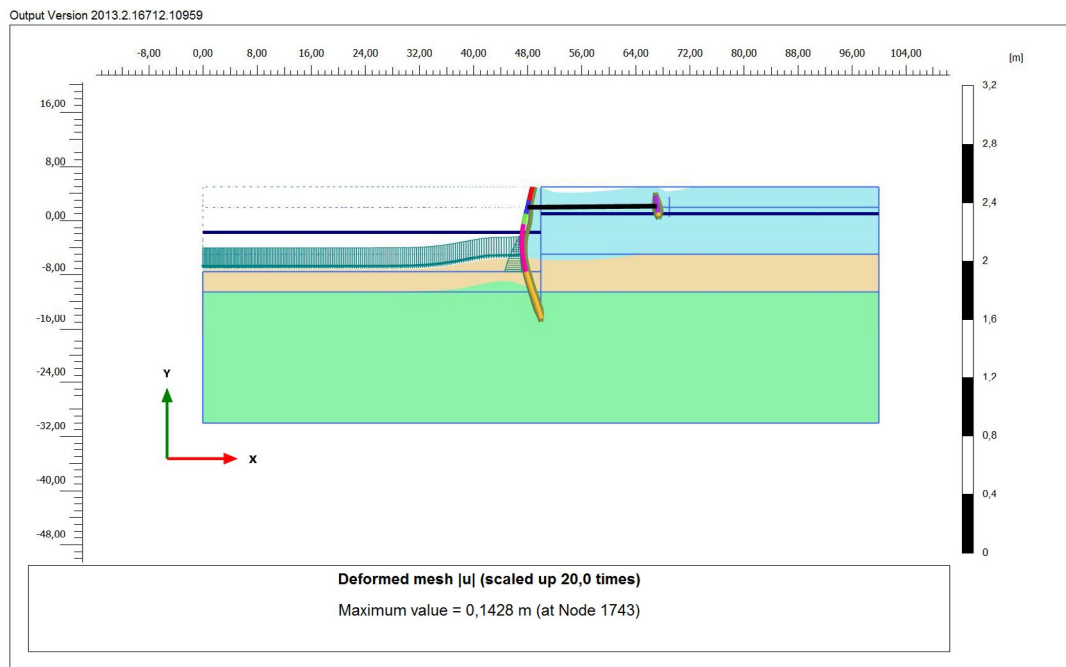




## Soil-structure interaction (2015)

Case 6 Lage waterstand waterstand van NAP -1,8m (een lagerere waterstand was niet in Plaxis mogelijk i.v.m opdrijven) bij lage karakteristieke waarden van de grondsterkte, grondstijfheden, grondgewichten, bodemligging (NAP -7,5m), anker-, damwandeigenschappen (75jaar corrosie). Bijzonder van dit geval is dat er een  $M_{sf}=1,32$  nog mogelijk was bij NAP-1,8m waterstand.

**Afbeelding 6** Case 6 boven bij falen en onder zonder grondsterkte reductie





## Appendix B – input file example

```
none Plaxis file
C:\T02-project\Project-
Kunstwerken\Plaxis_files\_FINAL_DamwandCases_Aug2015\Damwand_vDec2015_
MC assoc 2WL.p2dx
DIRECTIONALSAMPLING 0.05 600 6 2 RA method
I 7
MAT ZM gammasat Normal 20.7 1.035 Random variables
X[0]
MAT ZM gammaUnsat None
X[0]-2.0
MAT ZM psi TruncatedNormal 37 3.7 0.0 60.0
X[1]
MAT ZM phi None
X[1]
MAT ZM Gref Lognormal 18518 5555 0.0
X[2]
MAT KM psi TruncatedNormal 25.8 2.58 0.0 60.0
X[3]
MAT KM phi None
X[3]
MAT KM cref Lognormal 14.1 2.82 0.0
X[4]
MAT KM Gref Lognormal 2407 722 0.0
X[5]
MAT ZD psi TruncatedNormal 38.9 3.89 0.0 60.0
X[6]
MAT ZD phi None
X[6]
LOAD LineLoad_1 qy_start Gumbel 19.75 2.8
-X[7]
LOAD LineLoad_2 qy_start Gumbel 19.75 2.8
-X[8]
```



## Soil-structure interaction (2015)

```
LOAD LineLoad_3 qy_start Gumbel 19.75 2.8
-X[9]
FLW LINE USERWATERLEVEL_2 Gumbel 0.5685 0.1664
-X[10]
GEO LINE Line_11 Normal 7 0.15
-X[11]
GEO LINE Line_12 none
-X[11]
```

Random variables

```
Normal_R
1 0.5 0.5 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0.5 1 0.25 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0.5 0.25 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 1 -0.65 0.25 0 0 0 0 0 0
0 0 0 -0.65 1 0.12 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0.25 0.12 1 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1
```

Copula + Corr matrix

```
1
PlaxisLSF 4 4
INFO phase_7 sumMstage
LIST phase_7 plate.PlaneStructureM11 "Node" True
LIST phase_7 plate.PlaneStructureN11 "Node" True
LIST phase_7 nodetonodeanchor.anchorforce2D "Node" True
A Y[0][0] min none
B abs(Y[1][i]) / (26 * math.pow(10, -4)) + abs(Y[2][i]) / (198 * math.pow(10, -4))
max none
C abs(Y[3][0]) / (283 * math.pow(10, -5)) max none
output min(A, 430000.0 - B, 355000.0 - C) min none
1
0 -1
Less 0
```

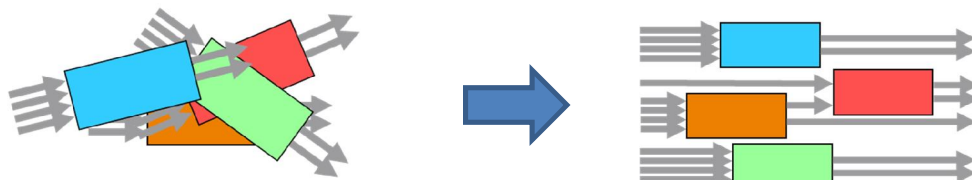
Limit state functions



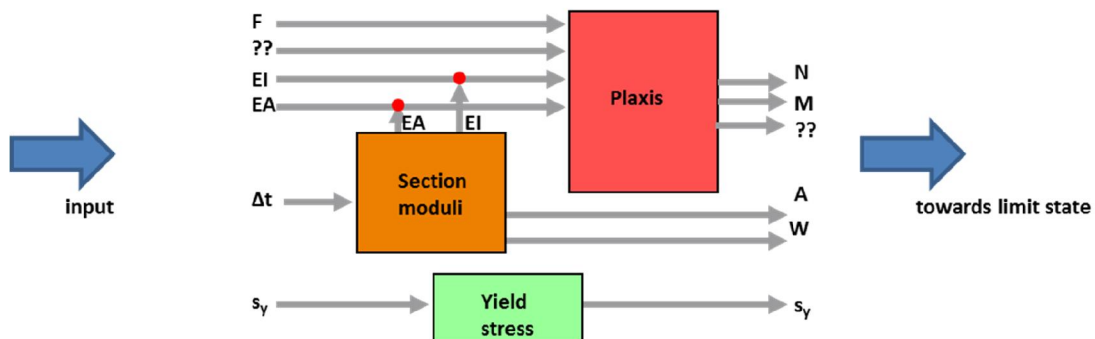
## Appendix C – input file example for multiple models

In the case study, focus is also put on failure of the sheetpile, for now defined as the yield stress being exceeded. Corrosion of the sheet pile is to be modelled by an equivalent thickness loss impacting the stiffness parameters EI as well as EA of the plate structure. The limit state evaluations in terms of stresses will also involve the use of corresponding values for the section modulus W.

This puts some specs on how the calculations are to be steered in an ordered way. One can look at it as a set of individual models getting an arrangement by prescribed relations (dependencies) between inputs and outputs:



A limit state can then be constructed out of all variables available once the models are evaluated. For the specific use case the corresponding scheme would for instance look like:





## Soil-structure interaction (2015)

Hence, a Plaxis model, taking inputs as e.g. EI and EA for the sheet pile, loading F and others; while calculating normal forces N, moments M in the sheet pile and other relevant outputs, e.g. soil response quantities. Next to that, there is another model that calculates consistent values of cross sectional properties (EI, EA, A, W) based on a thickness loss as input parameter. Finally a distinct model giving values for the yield stress. Ordering of the models will be defined by dependencies: EI and EA inputs for Plaxis have to be overruled by the output values of the section moduli model. As a result this section moduli model will (automatically) be evaluated before the Plaxis model. The yield stress model has no dependencies with other model and can take any place in the sequence of model evaluations.

Adopting to this approach led to a layout of the input file that basically looks like:

Plaxis test	#info line, e.g. identifier of project
none	#email address
3	#number of models
plx OtPlaxis	#modelnumber model type
D:\TO2\Project-Kunstwerken\Plaxis files\Damwand_v6.p2dx	#plaxis model file
3	#number of input parameters
F: load LineLoad_1_1 qy_start (Phase_7) Normal -1.0 1	#inputparameter definition, distribution, params
EI: mat AZ26_elastic EI Normal 1 1	#inputparameter definition, distribution, params
EA: mat AZ26_elastic EA Normal 1 1	#inputparameter definition, distribution, params
2	#number of output parameters
M: LIST phase_7 plate.PlaneStructureM11 "Node" True	#outputparameter definition
FILTER <60 LIST phase_7 plate.X "Node" True	#optional filter(s): filtering on coordinates
N: LIST phase_7 plate.PlaneStructureN11 "Node" True	#outputparameter definition
FILTER <60 LIST phase_7 plate.X "Node" True	#optional filter(s): filtering on coordinates
rv OtVariables	#modelnumber model type
1	#number of RV
sigma: Normal 240000 24000	#inputparameter definition: name distribution parameters
mod OtSectionModuli	#modelnumber model type
1	#number of input parameter
delta: Normal 0.02 0.002	#inputparameter definition: name distribution parameters
4	#number of output parameter
EI	#outputparameter
EA	#outputparameter
W	#outputparameter
A	#outputparameter
2	#number of dependencies
plx_EI: mod_EI	#dependency
plx_EA: mod_EA	#dependency
Independent	#correlation/copula definition
1	#number of limit states
Z: rv_sigma - max(abs(plx_M[i])/mod_W+abs(plx_N[i])/mod_A)	#limit state equation
-10	#value in case of calculation failure
Less 0	#limit state event definition
FORM 1000 0.0001 0.05 0.05 0.00001	#method
AbdoRackwitz 0.5 1.0e-4 1.2	#method, tau, omega, smooth
StartingPoint mean	#starting point: either <mean> or list for RV's in u-space

The file is divided in a number of blocks:

- Block with info; and optional mail address (standard 2 lines)
- Block with models
- Block with dependencies
- Block with correlations
- Block with limit states
- Block with reliability method



## Soil-structure interaction (2015)

---

The block with the models starts with declaring the number of models (at least 1) followed by sub-blocks with the definitions per model. Models are referred to with a name (for further reference) followed by the model type (e.g. OtPlaxis, OtSectionModuli, OtVariables)

- The Plaxis model definitions consists of the model file, the input parameters including their random properties and the output parameters of interest.
- The OtVariables model can contain multiple stand-alone random variables for further use in the analysis
- The OtSectionModuli model consists of the input variables and random properties and output parameters

Variables defined within the model (sub-)blocks, are referred to in other blocks by 'modelname\_variablename'; for example 'plx\_M' or 'mod\_EI'

The block dependencies (for putting models in a sequence) starts with declaring the number of dependencies that are to be defined (can be 0) followed by one dependency per line. A dependency like

- 'plx\_EI: mod\_EI' .reads as input 'EI' of model 'plx' is to be overruled with output 'EI' of model 'mod'.

The block correlations. The ordering of the random values will be equal to the the sequence obtained by the input lines with those parameters removed from the list that are overruled by dependencies.

The block limit state starts with declaring the number of limit states that are to be defined (at least 1) followed by one limit state per line. The (possible set of) limit state(s) is followed by a value to be accounted for when one of the model or limit state evaluations fails. Next the event definition for the limit state, as required by openturns is given. For multiple limit states the event will be defined for the minimum value (series system) of the separate limit states, so 'Less 0' should be used. (FORM or SORM should not be used in case of multiple limit states).

Finally, the block defining the reliability method that is to be applied. Currently, FORM, SORM, DS and MC are available (also a SENSITIVITY method is operational)

Input for FORM or SORM from OpenTURNS consists of 3 lines:

- Method and steering/convergence parameters
- Nearest point algorithm and steering parameters
- Starting point





## Soil-structure interaction (2015)

---

Examples are:

```
FORM 1000 0.0001 0.05 0.05 0.00001 #method, max iterations, abs_error, relative error, residual error, constr_error
AbdoRackwitz 0.5 1.0e-4 1.2 #method, tau, omega, smooth
StartingPoint 0.5 0.5 #starting point: either <mean> or list for RV's in u-space
```

Or

```
SORM 1000 0.0001 0.05 0.05 0.00001 #method, max iterations, abs_error, relative error, residual error, constr_error
Cobyla 0.2 #method, rhobeg
StartingPoint mean #starting point: either <mean> or list for RV's in u-space
```

Additionally a ProB2B version of FORM is made available. This method is defined by 2 input lines:

- Method, i.e. FORMTO2, and steering/convergence parameters
- Starting point

For example:

```
FORMTO2 0.3 0.001 0.001 50 2 1.2 #method, dU, epsB, epsZ itmax, nloop, relaxf, 1-2-sided
StartingPoint mean
```

Input for Monte Carlo or Directional sampling are defined by 1 line:

- Method and steering/convergence parameters

For example:

```
MONTECARLO 100000 1 0.05 #method, max number of samples, block size, coefficient of variation
```

Or

```
DS 100000 1 0.05 #method, max number of samples, block size, coefficient of variation
```

Options to select root strategy, sampling strategy and the 1D solver for DS through the input file be made available shortly, i.e. when performance of DS is investigated in more detail. For now the default settings are chosen (safe and slow, random sampling).

Finally the input line for sensitivity reads like:

```
SENSITIVITY 1000 #method, max number of samples
```

Running the simulations is organised by the script `OT_Bench.py` which basically only takes the inputfile and a name for the outputfile as arguments. Simulations results are shown on screen and sumped in to the outputfile. The Outputfile will also contain an echo of the input file, the samples taken during iterations and sampling as well as the final results ( $P_f$ ,  $\beta$ , etc. ). `OT_Bench` will create an instance of the `OT_Engine` class which takes care of all the actions defined by the input file: parsing, input, creating models running method etc. For the models one super class is defined of which dedicated implementations are derived for `OtPlaxis`, `OtVariables`, etc. Separate classes are defined for handling the limitstates and for a command interpreter. (One of the model classes not mentioned yet is `OtExpressions`: In case a model is to be implemented as a command/expression of variables this type can be used, without the need to create an dedicated model script. The expression can be typed in the input file).











## Soil-structure interaction (2015)

```
_set Line_14.LineLoad.qy_start -0.01
_set Line_15.LineLoad.qy_start -19.75
_mer geequivalents Geometry
_gotomesh
_mesh 0.06
_gotoflow
_waterlevel (-5 1) (105 1)
_waterlevel (-5 0.15) (105 0.15)
_gotostages
_phase InitialPhase
_set InitialPhase.Deform.SumMWeight 0
_setcurrentphase Phase_1
_set Phase_1.Identification "Weight=1"
_set InitialPhase.Deform.SumMWeight 1
_phase Phase_1
_setcurrentphase Phase_2
_set Phase_2.Identification "Ontgraven en water"
_deactivate (BoreholePolygon_1_2) Phase_2
_deactivate (BoreholePolygon_1_1) Phase_2
_set (WaterConditions_1_1.Conditions WaterConditions_1_3.Conditions
WaterConditions_1_4.Conditions WaterConditions_1_2.Conditions) Phase_2 "Custom level"
_set WaterConditions_1_1.Level Phase_2 UserWaterLevel_1
_set WaterConditions_1_3.Level Phase_2 UserWaterLevel_1
_set WaterConditions_1_4.Level Phase_2 UserWaterLevel_1
_set WaterConditions_1_2.Level Phase_2 UserWaterLevel_1
_set (WaterConditions_2_4.Conditions WaterConditions_2_2.Conditions
WaterConditions_2_1.Conditions WaterConditions_2_3.Conditions) Phase_2 "Interpolate"
_set WaterConditions_3_1.Conditions Phase_2 "Head"
_set WaterConditions_3_1.RefPos Phase_2 0
_phase Phase_2
_setcurrentphase Phase_3
_set Phase_3.Deform.ResetDisplacementsToZero True
_set Phase_3.Identification "Plaatsen constructies"
_activate NodeToNodeAnchors Phase_3
_activate Plates Phase_3
_activate Interfaces Phase_3
_phase Phase_3
_setcurrentphase Phase_4
_set Phase_4.Identification "Aanvullen tot +5m rechts"
_activate (BoreholePolygon_1_2) Phase_4
_phase Phase_4
_setcurrentphase Phase_5
_set Phase_5.Identification "ontgraven tot -7"
_deactivate (BoreholePolygon_1_3) Phase_5
_deactivate (BoreholePolygon_2_1) Phase_5
_set (WaterConditions_2_1.Conditions) Phase_5 "Custom level"
_set WaterConditions_2_1.Level Phase_5 UserWaterLevel_1
_phase Phase_5
_setcurrentphase Phase_6
_set Phase_6.Identification "verlagen buitenwaterstand"
_setglobalwaterlevel UserWaterLevel_2 Phase_6
_set WaterConditions_1_1.Level Phase_6 UserWaterLevel_2
_set WaterConditions_1_3.Level Phase_6 UserWaterLevel_2
_set WaterConditions_2_1.Level Phase_6 UserWaterLevel_2
_phase Phase_6
_setcurrentphase Phase_7
_set Phase_7.Identification "Maaivelbelastingen"
_activate LineLoads Phase_7
_set Phase_1.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_1.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_1.Deform.MaxIterations 100
_set Phase_2.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_2.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_2.Deform.MaxIterations 100
_set Phase_3.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_3.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_3.Deform.MaxIterations 100
_set Phase_4.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_4.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_4.Deform.MaxIterations 100
```



## Soil-structure interaction (2015)

---

```
_set Phase_5.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_5.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_5.Deform.MaxIterations 100
_set Phase_6.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_6.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_6.Deform.MaxIterations 100
_set Phase_7.Deform.UseDefaultIterationParams False
_set Phase_7.Deform.MaxSteps 1000
_set Phase_7.Deform.MaxIterations 100
```

## Appendix E – OpenTURNS features and reliability methods

Appendix as in [11], where an overview of the most relevant of OpenTURNS (OT) is given.

### E.1 OpenTURNS features

In this section E.1.1, a more detailed elaboration is made of how the FAST sensitivity method works. In section E.1.2, an explanation of the different optimization algorithms available for FORM analysis is given. The theory behind these algorithms and their convergence criteria are discussed while finally an evaluation of their performance after applying them in case of the anchor failure is presented. This evaluation has been conducted in order to decide about the most relatively reliable algorithm that should be adopted for the reliability analysis. Finally, in E.1.3, the types of probability distributions that are used in this study for the random variables and which are available in OT are displayed.

#### E.1.1 Fourier Amplitude Sensitivity Test (FAST)

In this section, the extended FAST sensitivity method is discussed as it is also described in the Reference Guide of OpenTURNS 1.5 (2015). FAST is based on the Fourier decomposition of the variance of the model response  $y = f(\underline{X})$ , the latter being represented by its Fourier expansion.  $\underline{X} = \{X^1, \dots, X^{n_x}\}$  is an input random vector of  $n_x$  independent components. Its key idea is to recast this representation as a function of a scalar parameter  $s$ , by defining  $s \rightarrow x_i(s), i = 1, \dots, n_x$  exploring the support of the input random vector  $\underline{X}$ .

For each input, the same procedure is realized in three steps:

##### 1) Sampling:

Deterministic space-filling paths with random starting points are defined, i.e. each input  $X^i$  is transformed as follows:

$$x_j^i = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin(\sin(\omega_i s_j + \varphi_i)), \quad i = 1, \dots, n_x, j = 1, \dots, N \quad (\text{E.1})$$





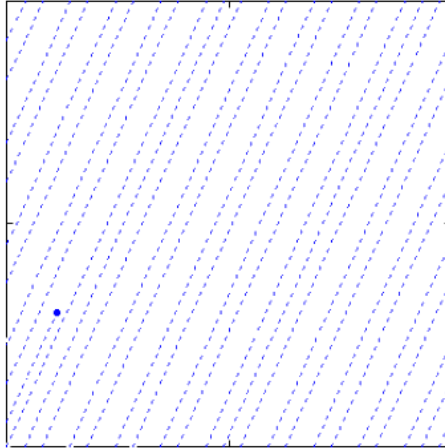


Figure A.1 Search curves in the input space as they are defined from the transformation (the blue dot indicates the direction of the current search path)

where  $n_X$  is the number of input variables.  $N$  is the length of the discretization of the  $s$ -space, with  $s$  varying in  $(-\pi, \pi)$  by step  $2\pi/N$ .  $\varphi_i$  is a random phase-shift chosen uniformly in  $[0, 2\pi]$ .  $\{\omega_i\}, \forall i = 1, \dots, n_X$  is a set of integer frequencies assigned to each input  $X^i$ . The frequency associated with the input of interest is set to the maximum admissible frequency satisfying the Nyquist criterion (which ensures to avoid aliasing effects):

$$\omega_i = \frac{N-1}{2M} \quad (\text{E.2})$$

with  $M$  the interference factor usually equal to 4 or higher. It corresponds to the truncation level of the Fourier series, i.e. the number of harmonics that are retained in the decomposition realised in the third step of the procedure. And the maximum frequency of the complementary set of frequencies is:

$$\max(\omega_{-i}) = \frac{\omega_i}{2M} = \frac{N-1}{4M^2} \quad (\text{E.3})$$

with the index “- $i$ ” which meaning “all but  $i$ ”.

## 2) Simulations:

Output is computed such as:  $y = f(s) = f(x_1(s), \dots, x_{n_X}(s))$

Then  $f(s)$  is expanded onto a Fourier series:

$$f(s) = \sum_{k \in \mathbb{Z}^N} [A_k \cos(ks) + B_k \sin(ks)] \quad (\text{E.4})$$

where  $A_k$  and  $B_k$  are Fourier coefficients defined as follows:

$$A_k = \frac{1}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} f(s) \cos(ks) ds \quad (\text{E.5})$$

$$B_k = \frac{1}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} f(s) \sin(ks) ds \quad (\text{E.6})$$

These coefficients are estimated thanks to the following discrete formulation:

$$\hat{A}_k = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N f(x_j^1, \dots, x_j^{N_x}) \cos\left(\frac{2k\pi(j-1)}{N}\right), \quad -N/2 \leq k \leq N/2 \quad (\text{E.7})$$

$$\hat{B}_k = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N f(x_j^1, \dots, x_j^{N_x}) \sin\left(\frac{2k\pi(j-1)}{N}\right), \quad -N/2 \leq k \leq N/2 \quad (\text{E.8})$$

### 3) Estimations by frequency analysis:

The quantitative measure of sensitivity is represented by *Sensitivity Indices*. The first-order sensitivity index,  $\hat{S}_i$  of an input  $p_i$  is the measure of the main (direct) effect of  $p_i$  on the output variance.  $\hat{S}_{ij}$  (where  $i \neq j$ ), the second-order sensitivity indices, measures the interaction effect of  $p_i$  and  $p_j$  on the output variance. Other higher-order indices are defined in the same manner. The total sensitivity index,  $\hat{T}_i$  is the sum of all sensitivity indices involving factor  $p_i$  (Homma & Saltelli, 1996). For example, the total sensitivity index of factor 1,  $\hat{T}_1$  for a model with 3 input factors is given as:

$$\hat{T}_1 = \hat{T}_1 + \hat{T}_{12} + \hat{T}_{13} + \hat{T}_{123}$$

The first-order ( $\hat{S}_i$ ) and total ( $\hat{T}_i$ ) indices can be interpreted as following (Pandya et al., 2008):

- $\hat{T}_i$  high:  $p_i$  is an influent parameter
- $\hat{S}_i$  and  $\hat{T}_i$  both small:  $p_i$  is not an influent parameter (neither alone nor in interaction with other parameters)
- $\hat{S}_i$  and  $\hat{T}_i$  nearly the same: no interaction of  $p_i$  with the other parameters
- $\hat{S}_i$  and  $\hat{T}_i$  very different: high interaction of  $p_i$  with the other parameters

Total indices are especially suited to apportion the model output variation to the input factors in a comprehensive manner. The FAST method calculates the first-order and the total sensitivity indices whereas Sobol' method, in addition to these also provides all higher-order sensitivity indices to determine quantitatively the interaction between parameters. However, the computational cost and calculation time of Sobol's method tends to be higher than that of the FAST method.

Combining equations E.1-E.8, the first-order indices are estimated as follows:

$$\hat{S}_i = \frac{\hat{D}_i}{\hat{D}} = \frac{\sum_{p=1}^M (A_p^2 \omega_i + B_p^2 \omega_i)}{\frac{N-1}{\sum_{n=1}^2 (A_n^2 + B_n^2)^2}} \quad (\text{E.9})$$

where  $\hat{D}$  is the total variance,  $\hat{D}_i$  the portion of  $D$  arising from the uncertainty of the  $i^{\text{th}}$  input and  $N$  the size of the sample using to compute the Fourier series.

Subsequently, the total-order indices are estimated as follows:

$$\hat{T}_i = 1 - \frac{\hat{D}_{-i}}{\hat{D}} = 1 - \frac{\sum_{k=1}^{\omega_i/2} (A_k^2 + B_k^2)^2}{\sum_{n=1}^2 (A_n^2 + B_n^2)^2} \quad (\text{E.10})$$

where  $\hat{D}_{-i}$  is the part of the variance due to all inputs except the  $i^{\text{th}}$  input.

## E.1.2 Optimization Algorithms in FORM

### Principles of optimization algorithms

The possible optimization algorithms in OT are:

- Abdo-Rackwitz (ARF)
- Cobyla
- Sequential Quadratic Programming (SQP)

Below, a description of the main principles of the optimization methods mentioned above is quoted. ARF and SQP methods are elaborated according to Abdo and Rackwitz (1990) while Cobyla's principles according to Powell (1994). Finally, an evaluation of the performance of the different methods follows after applying them in case of the anchor failure.

The general optimization problem (objective function) can be written in the classical form:

$$\begin{aligned} & \min f(u), \\ & \text{subject to inequality constraints (constraint function):} \\ & g_j(u) \leq 0 \quad \text{for } j = 1, 2, \dots, m \text{ be the amount of constraint functions} \end{aligned} \quad (\text{E.11})$$

The Lagrangian function of the general problem is defined by:

$$L(u) = f(u) + \sum_{j=1}^m \lambda_j g_j(u) \quad (\text{E.12})$$

where  $\lambda_j$  are the so-called Lagrangian multipliers. The *SQP* method (developed by Schittkowski (1985)) replaces the original problem by a sequence of quadratic programming problems which are exactly solvable and which approximate the original one. This is done by approximating the Lagrangian function by its second order Taylor expansion in an initial point  $u_0$ .

$$L(u) = L(u_0) + \nabla L_0^T (u - u_0) + \frac{1}{2} (u - u_0)^T \nabla^2 L_0 (u - u_0) \quad (\text{E.13})$$

where:

$$L(u_0) = f(u_0) + \sum_{j=1}^m \lambda_j g_j(u_0)$$

$$\nabla L_0 = \nabla f_0 + \sum_{j=1}^m \lambda_j \nabla g_{j0}$$

$$\nabla^2 L_0 = \nabla^2 f_0 + \sum_{j=1}^m \lambda_j \nabla^2 g_{j0}$$

in which  $\nabla$  is the gradient operator and  $\nabla^2 f_0$  represents the Hessian matrix<sup>10</sup> of the function  $f$  in the point  $u_0$ . The optimality conditions for any iteration point  $k$  of the sequence of quadratic expansions are:

---

<sup>10</sup> Hessian is a square matrix of second-order partial derivatives of a scalar-valued function, or scalar field. It describes the local curvature of a function of many variables.

$$\nabla L(u) = \nabla L_k + \nabla^2 L_k(u - u_k) = \nabla f_k + \sum_{j=1}^m \lambda_{jk} \nabla g_{jk} + [\nabla^2 f_0 + \sum_{j=1}^m \lambda_j \nabla^2 g_{j0}](u - u_k) = 0 \quad (\text{E.14})$$

$$g_j(u) = g_j(u_k) + \nabla g_{jk}^T(u - u_k) = 0 \quad j = 1, 2, \dots, t \quad (\text{E.15})$$

The exact calculation of the Hessian matrix is generally too expensive and cannot be efficiently implemented for a general case. Therefore, the gradient information obtained in each point during iteration is used to build up an approximation of this matrix using one of the known update formulas.

The new iteration point is defined by:

$$u_{k+1} = u_k + v_k \Delta u_k \quad (\text{E.16})$$

where  $v_k$  is the step length and  $\Delta u_k$  is a direction in which a line search is performed. The process stops when the optimality conditions of the original problem are satisfied.

The most time consuming part in this algorithm is the updating of the Hessian matrix and the solution of the system of equations. A fair approximation of the Hessian of non-quadratic functions is also obtained with about  $n$  updates of the matrix. This means that the approximation used in the few (say ten) iterations to reach convergence cannot be very good when the problem has large number of variables. The rounding errors during the updating process in large problems can make the approximate Hessian to become singular. Close to singularity the search direction can be significantly distorted. In this case the algorithm has to restart the iteration with a unit Hessian matrix in the point where singularity occurred.

The posterior algorithm, *ARF*, developed by Abdo and Rackwitz (1990) overcomes this problem by obtaining a constant approximation of the true Hessian matrix. Only the contribution of the objective function to the Hessian is considered. The numerical decomposition of the matrix contains the scalar product of the gradients of the constraints as elements in each iteration.

*Cobyla* algorithm has been developed by Powell (1994) and it constructs linear polynomial approximation to the objective and constraint functions by interpolation at the vertices of simplices (a simplex in  $n$  dimensions is the convex hull of  $n+1$  points,  $n$  being the number of variables). It generates the next vector of variables from function values at the vertices  $\{\underline{x}^{(i)} : i = 1, 2, \dots, n\}$  of a nondegenerate simplex in  $\mathbb{R}^n$ . In this case there are unique linear functions,  $\hat{f}$  and  $\{\hat{g}_j : j = 1, 2, \dots, m\}$  say, that interpolate  $f$  and  $\{g_j : j = 1, 2, \dots, m\}$  at the vertices, and the optimization problem E.15 by the linear programming problem:

$$\begin{aligned} & \text{minimize } \hat{f}(\underline{u}), & \underline{u} & \in \mathbb{R}^n \\ & \text{subject to } \hat{g}_j(\underline{u}) \geq 0, & j & = 1, 2, \dots, m \end{aligned} \quad (\text{E.18})$$

The iterative use of expression E.18 puts this method in the class of "sequential linear programming algorithms". It is also essential to notice that, in this method the gradients are derived by interpolation at the vertices of simplices and not analytically as it happens in SQP and ARF.

Additionally, *Cobyla* algorithm makes use of a trust region bound,  $\rho$ , so that the trust region condition on the new vector of variables,  $\underline{u}^{(*)}$ , is:

$$\|\underline{u}^{(*)} - \underline{u}^{(0)}\| \leq \rho \quad (\text{E.19})$$

Such a region gives the user some control over the steps that are taken automatically and which respond satisfactorily to the fact that there may be no finite solution to the linear programming problem. The algorithm also employs a merit function of the form:

$$\Phi(\underline{u}) = f(\underline{u}) + \mu[\max\{-g_j(\underline{u}) : j = 1, 2, \dots, m\}]_+, \quad \underline{u} \in \mathbb{R}^n \quad (\text{E.20})$$

in order to compare the goodness of two different vectors of variables. Here  $\mu$  is a parameter that is adjusted automatically depending on the how close to optimizing the objective function the analysis is and the subscript "+" means that the expression in square brackets is replaced by zero if and only if its value is negative, so we have  $\Phi(\underline{u}) = f(\underline{u})$  whenever  $\underline{u}$  is feasible. Parameters  $\mu$  and  $\rho$  are changing ( $\rho$  only reduces) automatically according to the improvement of the optimization problem that sequential vectors might cause. Therefore, if the change in the merit function does not happen to improve the optimization then these values are changing. Especially, regarding the  $\rho$  parameter, user gives the initial and the final values of it, namely  $\rho_{beg}$  and  $\rho_{end}$  (it is recommended that  $\rho_{beg}$  be a reasonable change to make the variables for a coarse exploration of the calculation, while  $\rho_{end}$  should be approximately the required distance from the final vector of variables to the solution of the optimization problem).

### Convergence criteria

The convergence of the aforementioned algorithms is controlled by the evaluation of the following errors, expressed in the standard space (for the relationship between the real space ( $x$ -space) and the standard space ( $u$ -space) see section 4.2.2) (OpenTURNS 1.5 (b), 2015, pp. 190-192):

- The *absolute error* which is the distance between two successive iterates:

$$\varepsilon_{abs} = \|\underline{u}_{n+1} - \underline{u}_n\| \quad (\text{E.21})$$

- The *constraint error*, which is the absolute value of the limit state function minus the threshold  $s$ :

$$\varepsilon_{cons} = |f(u_n) - s| \quad (\text{E.22})$$

- The *relative error*, which is the relative distance between two successive iterates (with regards to the second iterate):

$$\varepsilon_{rel} = \frac{\|\underline{u}_{n+1} - \underline{u}_n\|}{\|\underline{u}_{n+1}\|} \quad (\text{E.23})$$

- The *residual error*, which is the orthogonality error (lack of orthogonality between the vector linking the center and the iterate and the limit state function):

$$\varepsilon_{res} = \langle \underline{u}_n, \nabla f(\underline{u}_n) \rangle \quad (\text{E.24})$$

The algorithm converges if all the final error values are less than the maximum value specified by the user. The convergence can be also controlled by altering the *maximum number of iterations* which should be higher in case of stricter required errors. What is more, there is the possibility to manipulate the *starting point* that the algorithm uses for its first iteration. Usually, the default starting point in a FORM analysis consists of the mean values of the random variables. However, if there is already some knowledge about the potential design point, it can be set as the *starting point* of the algorithm in order to accelerate the convergence and save a lot of time.

The aforementioned errors, the maximum number of iterations and the starting point were manipulated during the analysis in order to understand the functionality of the different algorithms and to improve their efficiency.

## Evaluation of the algorithms performance

An evaluation of the above optimization algorithms has been made in order to make a decision of the most suitable for the current project. In principle, a literature overview regarding the performance of the algorithms is presented. Then, the 3 algorithms were tested considering the anchor failure limit state [11] and their results are discussed below.

According to Abdo and Rackwitz (1990), the SQP method seems to have better convergence behavior for highly curved constraint functions, which is especially true when very expensive structural state functions are involved, such as finite element structural analyses. However, the mentioned algorithm fails to reach convergence at a problem dimension (amount of random variables) of around  $n=50$ . Therefore, for increased dimensionality, SQP is less efficient in terms of storage and CPU time compared with other methods due to singularity of the updated Hessians matrices. In OT, a warning is introduced since an analysis has started that a default implementation of Hessian is being used and that the computation can be severely wrong.

Abdo and Rackwitz (1990) also proved that ARF algorithm can handle problems of up to 2000 variables while the storage requirements and the CPU time are much smaller than with SQP. Therefore, optimization problems of high dimensionality can be evaluated.

In OT, a warning appears at the beginning of a FORM calculation saying that a default implementation of the gradient is being used and that the computation can be wrong. A similar message also appears for the SQP algorithm saying that a default implementation of the Hessian matrix is used and that the computation's results might be unreliable. Moreover, in both algorithms, it is advisable to check the values of the random variables that were used during the analysis in order to ensure that they fluctuate within acceptable boundaries (Figure E.4 is an example of a variable that surpassed the minimum boundary at some stage).

Firstly, the Cobyla algorithm was applied on the case study in combination with a FORM analysis. Cobyla does not require a gradient evaluation of the limit state function and does not use a default implementation of the Hessians matrix as ARF and SQP does while the computational time is quite small comparable to the aforementioned methods.

The Cobyla algorithm was tested with (i) 3, (ii) 10 and (iii) 19 parameters respectively in order to check its efficiency<sup>11</sup>. As it has been mentioned in the previous section, the convergence criteria to be steered are the errors (absolute, relative, residual and constraint), the maximum number of iterations and the starting point. At first, the default errors were used with a value of  $10^{-3}$  but it was realised that such an order of errors lead to non-convergence of the algorithm. Therefore, the algorithm was then checked after relaxing the maximum errors to values of 0.1, 0.5, 1.0, 5.0 and 10.0. Finally, the combination of the errors that led to convergence was 0.1, 0.5, 0.1, 0.2 for the maximum absolute, relative, residual and constraint error respectively. After the analysis, the number of LSF calls in case (i), (ii) and (iii) was 25 even if the maximum one was set to 100 and the probability of failure was around 0.35. The probability of failure was quite high and that is why an inspection of the output file was carried out. In Figures E.2 and E.3, the values of the anchor limit state function are presented in the right graph during the iterations. It was then observed that the threshold of 450 kPa was never surpassed during the iterations.

---

<sup>11</sup> All of the algorithms were first checked with very simple LSF (linear and quadratic) and their results were verified by MC and DS.

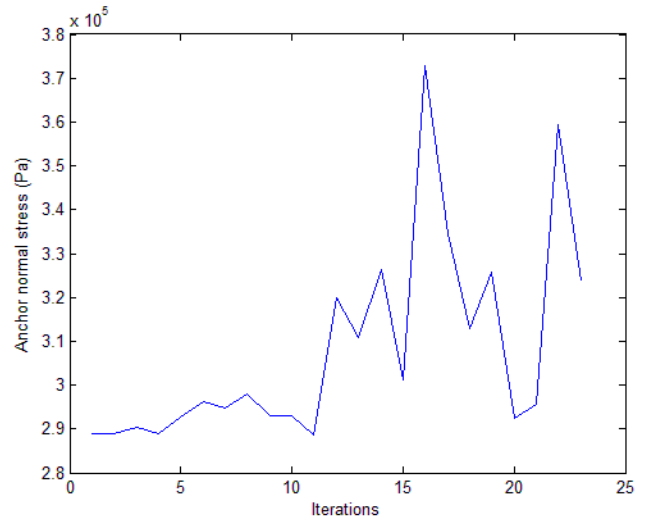
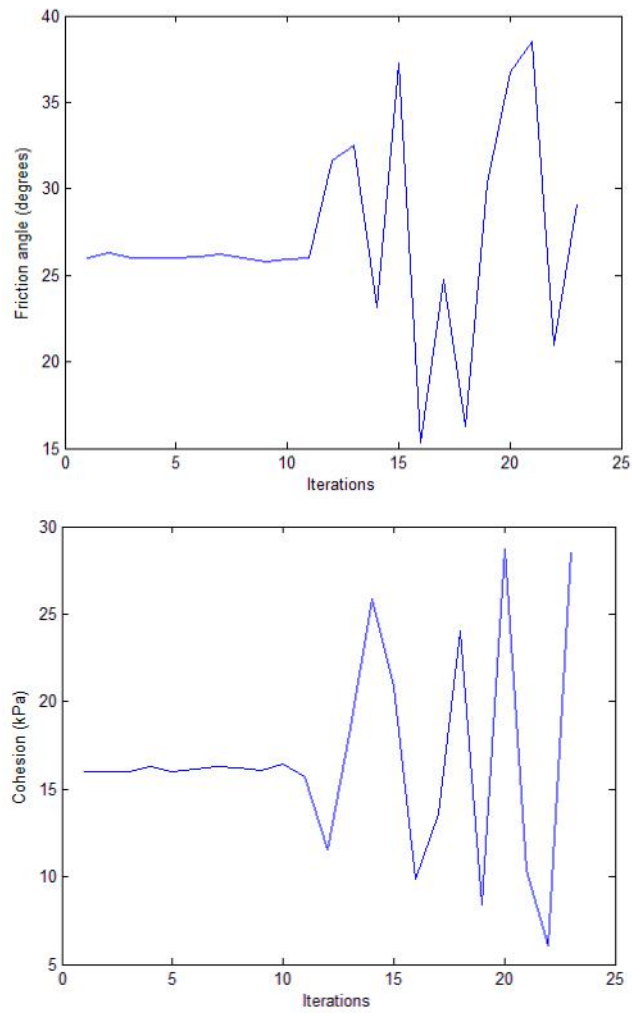


Figure E.2 Friction angle and cohesion progress during a FORM analysis with Cobyla and with 3 random variables. The figure at the right illustrates the limit state function evolution.



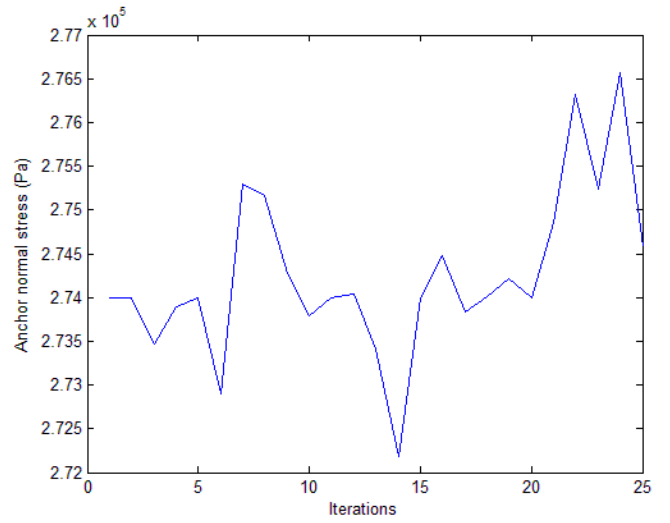
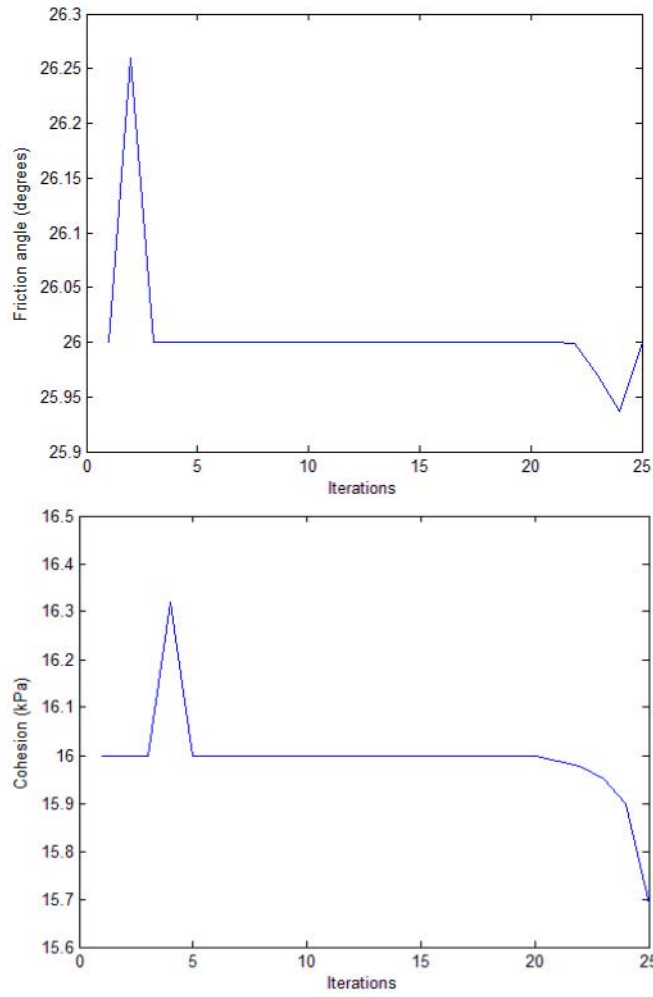


Figure E.3 Friction angle and cohesion progress during a FORM analysis with Cobyla and with 19 input parameters. The last figure at the right illustrates the limit state function evolution.

An additional action was then taken by relaxing the maximum number of iterations from 100 to 200 but no improvement was noticed (the LSF calls were again 25). It was also given extreme values to the errors and especially to the absolute, constraint and relative error in order to check the response of the algorithm but that did not lead to better results. Furthermore, the  $\rho_{beg}$  parameter (see theory part for explanation) was manipulated but even then no further improvement was noticed in terms of the results. In Figures E.2 and E.3, the performance of the algorithm during the analysis can be seen through the values of the variables that were assigned during the iterations.

As someone can notice from the graphs above, it is obvious that Cobyla does not perform very well in high dimensionality problems, as the variables do not seem to vary a lot. More specifically, in Figure E.3 with the 19 parameters, it can be noticed that the random variable does not change at all apart from two peaks, at the beginning and at the end of the analysis respectively. The incapability of the algorithm to change the parameters in order to reach the limit of the anchor stress, i.e. 450 kPa (while here a maximum of approximately 267 kPa is reached), leads to a poor approximation of both the design point and the probability of failure. In Figure E.2, with only 3 parameters, the variability of the parameter is higher during the analysis which leads to a better approach of the limit (around 370 kPa which is larger than with the 19 parameters) but even then a failure probability of 0.35 was not a realistic value. On the other hand, Cobyla is easy to use only for small number of variables (i.e. less than 9) with linear LSF otherwise the linear approximations can be highly inefficient. Apparently, the limit state function of the anchor stress level as a function of the soil parameters is much more complex in order to be approximated by this algorithm.

Therefore, the other available optimization algorithms, i.e. ARF and SQP, were examined as well. Because of the similarity of the two algorithms, only the ARF performance is presented below and a link with SQP is made when it is needed.

The ARF algorithm was tested initially with 19 parameters. The settings for the errors that were used were 0.1 for the absolute, relative, residual and constraint error respectively and the maximum number of iterations was set to 100.

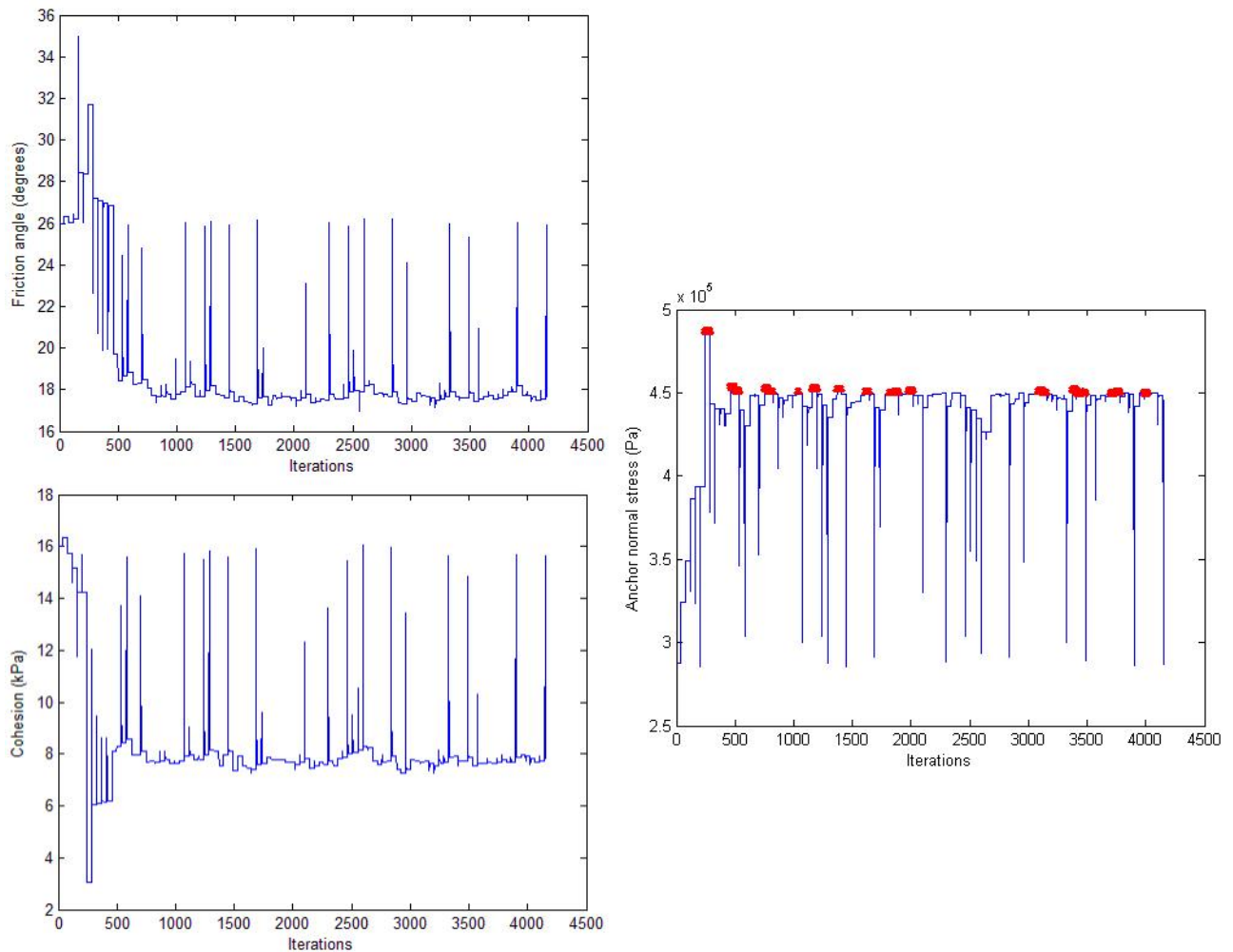


Figure E.4 Friction angle and cohesion progress during a FORM analysis with ARF algorithm and with 19 input parameters. The figure, at the right, illustrates the limit state function evolution while the red spots indicate the points where the 450 kPa threshold was surpassed.

The algorithm worked efficiently which means that the algorithm managed to converge towards the threshold of 450 kPa of the limit state function as it is depicted in Figure E.4 (see red dots). It was also noticed that the random variables fluctuated a lot during the iteration steps even if the amount was significant (19 parameters). The capability of the algorithm to vary all the 19 variables evenly and in a wide range, makes it possible to find the real design point and thus to come up with a more reliable failure probability. The resulted probability of failure was  $3.8 \cdot 10^{-9}$  and the reliability index was  $\beta=5.8$ .

However, the analysis took almost 4 days to finish which is a long duration and the number of LSF calls counted at 4151. Moreover, even if the results were promising, after tracing all the 19 parameters in order to inspect the algorithm's performance, it was found out that some variables took unacceptable values<sup>12</sup> during the analysis. As an example in Figure E.5, Poisson's ratio received negative values (see red circle) at the beginning of the iterations. There were also other such examples in the same analysis, such as the friction angle which took sky-high values and the interface strength which took negative values as well as values above 1 which is unacceptable. It

<sup>12</sup> In some cases, a value of "inf." was given to the variables that led to termination of the analysis without results.

should be mentioned that the design point of the algorithm was completely reasonable but even then such a performance can prevent the algorithm from converging to the right design point quickly and increase the computational effort.

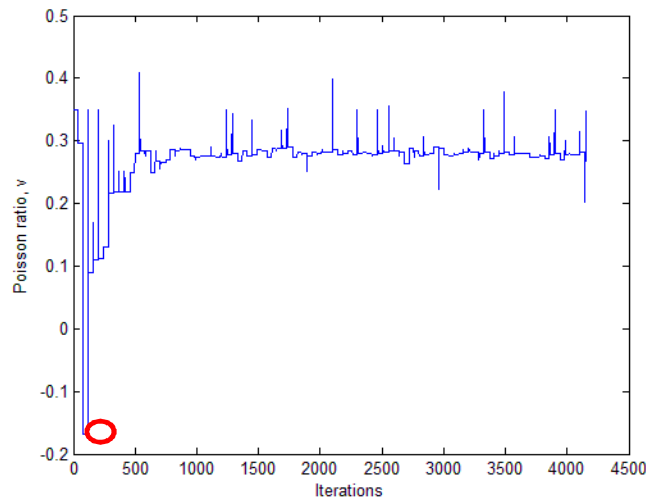


Figure E.5 Poisson ratio progress during the FORM analysis with ARF algorithm

Taking into account the above implications, there are two main concerns at that stage: (a) the high computational time and (b) the unreasonable values that the variables took. Firstly, in order to reduce the computational time, the maximum errors were relaxed. More precisely, it was noticed that after relaxing the maximum relative error a lot which is more related to the relaxation factor (in this case an extreme value of 10,000<sup>13</sup> was tried) and increasing the absolute error to 0.5, the number of LSF calls was reduced to 724 and the analysis was finished after almost 10 hours. In Figure E.6, the values that the cohesion and the friction angle took during the iterative procedure while the red spots in the right figure indicate the points that are included in the failure space. Figure E.4 shows the progress of friction angle after relaxing the errors.

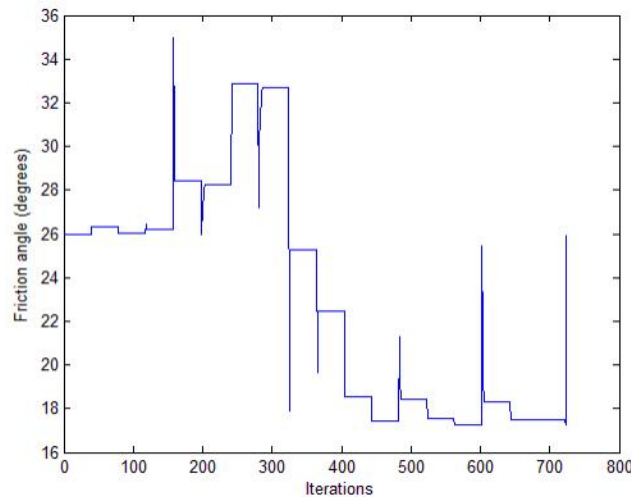


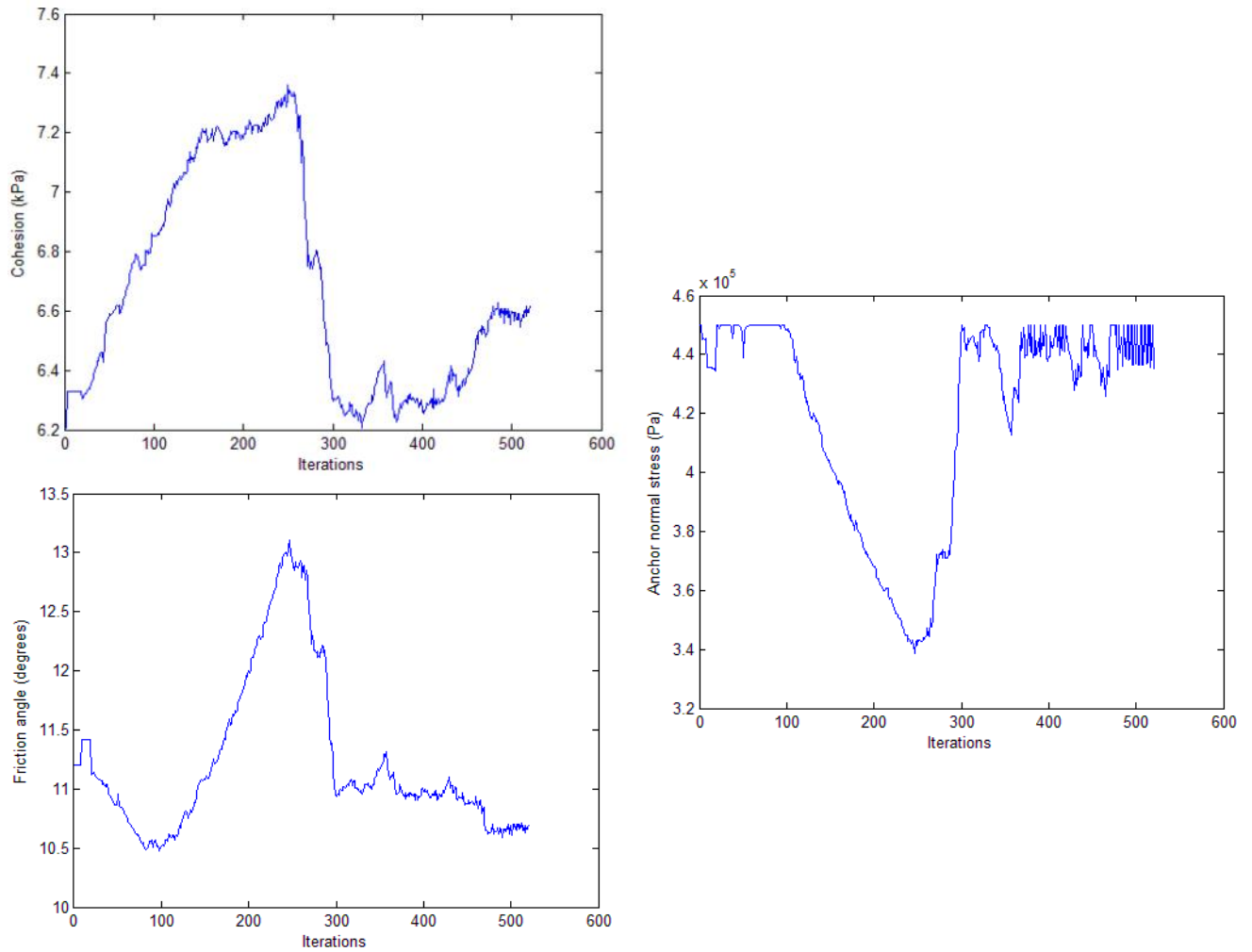
Figure E.6 Progress of the friction angle during the FORM analysis with ARF algorithm with errors 0.5, 10000, 0.1, 0.1 for the absolute, relative, residual and constraint error respectively

<sup>13</sup> Practically, such a value has the meaning that there is no limitation of the relative error during the optimization. In the standard space (where these errors are expressed), a value also greater than 10 can be also quite high. However, here extreme values were given due to the time limit to test multiple values.

As a general conclusion after the test of different combination of maximum errors, by relaxing the constraint, absolute and relative error too much, successive iterations of a certain variable's value seem to have a wide difference which can detain the algorithm from converging. Therefore, the wisest in this case study is to keep the maximum errors below or around 1.0 except for the relative and the constraint error that can relax more than 1 (depending on the case) in order to reduce the computational time to the minimum possible.

To prevent having unacceptable values of the parameters and in order to increase the efficiency of the algorithm, the random variables were reduced to 11 after a SA and some of them were truncated in a certain range according to observations and experience until now. However, the algorithm then started to give an error due to zero gradient of the objective function at a specific point (similarly, SQP gave an error due to zero hessian matrix at a specific point) while the upper limit of the LSFs could not be reached. As a countermeasure, the errors were relaxed (0.5, 1.0, 0.5, 1.0 for the absolute, relative, residual and constraint error respectively) in order for the algorithm not to be trapped in a specific point while also the step of the algorithm,  $v_k$  was manipulated. It was finally proved that this kind of error stemmed from the fact that the structural elements were considered as elastoplastic and thus a limit of the stress level was considered that misled the algorithm. The elements were eventually considered as elastic and the numerical problem was solved.

Before figuring out that the elastoplastic behaviour was giving the problem, Cobyla as a gradient free algorithm, was tested again as a potential solution but with changing the starting point close to the design one that was found with ARF. It is worthwhile to take a look into the performance of the algorithm, with 19 random variables in Figure E.7. In that way, we boost Cobyla to converge and it eventually performed quite differently than in Figure E.3 and without giving convergence problems. The computational time was estimated to be 9 hours and the probability of failure was very small, in the order of  $10^{-120}$ . However, the validation of the failure probability with DS showed that the result of Cobyla was far from correct and thus ARF was preferred for continuing with the rest of the analysis. For educational reasons, a FORM analysis with ARF was again performed after changing the starting point and it was found that the computational time was reduced to 4 hours. Therefore, it is still worthy to be aware of the fact that by changing the starting point, the performance of the algorithm can improve a lot. However, that requires a prior knowledge of the potential design point that usually does not exist.



*Figure E. 7 Coby performance after changing the starting point closer to the failure point*

It must be also mentioned that by reducing the number of the variables to 11 as it was mentioned before, the algorithms could not converge to the errors that has been set and the computational time increased compared with the case of 19 variables. Taking into account the high interaction among the variables that was proved in section 7.3 through the SA, it can be possible that the combination of the soil variables could lead to failure rather than the variables individually. Therefore, an analysis was tried again with the complete set of the parameters and it was realised that the algorithm did converge to the limit value.

### E.1.3 Distribution Types

#### Uniform Distribution

If the probability of a result is between a lower limit  $a$  and an upper limit  $b$  and if every result between these limits is equally probable, a uniform distribution should be used. This distribution is defined by the two limit parameters and the probability density function is written:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a}, & \text{for } a \leq x \leq b \\ 0, & \text{for } x < a \text{ and } x > b \end{cases} \quad (\text{E.25})$$

and the CDF is:

$$F(x) = \begin{cases} 0, & \text{for } x < a \\ \frac{x-a}{b-a}, & \text{for } a \leq x < b \\ 1, & \text{for } x \geq b \end{cases} \quad (\text{E.26})$$

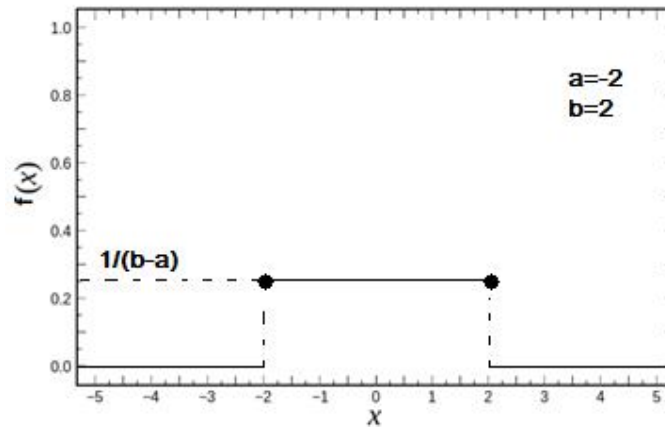


Figure E.8 Probability density function of a uniform distribution with  $a=-2$  and  $b=2$

The mean and the variance of the distribution are also defined by the limit parameters:

$$\mu_X = \frac{a+b}{2} \quad (\text{E.27})$$

$$\sigma_X^2 = \frac{(b-a)^2}{12} \quad (\text{E.28})$$

#### Normal Distribution

One of the most commonly used distribution types is the normal distribution or Gauss-distribution and it is defined by its first two central moments, the mean,  $\mu$  and the standard deviation,  $\sigma$ . The PDF is given by:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu_X)^2}{2\sigma_X^2}\right) \quad (\text{E.29})$$

and its CDF is:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu_X)^2}{2\sigma_X^2}\right) dx \quad (\text{E.30})$$

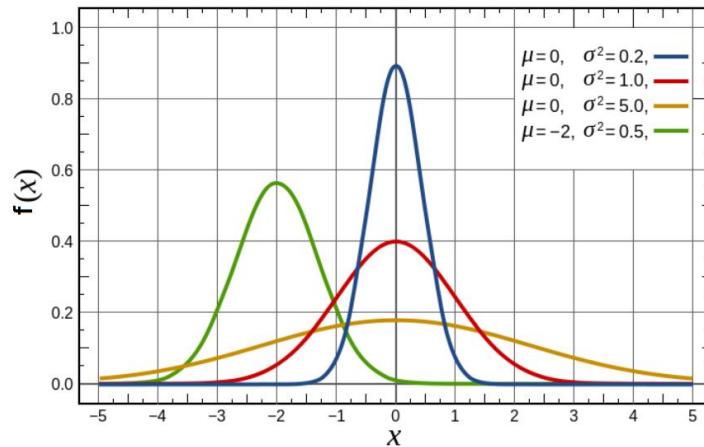


Figure E.9 Probability density function of a normal distribution with different mean and standard deviation values (notice that the curve with  $\mu=0$  and  $\sigma^2=1$  belongs to the standard normal distribution)

The normal distribution with mean  $\mu_X = 0$  and standard deviation  $\sigma_X = 1$  is called the standard normal distribution. In the most reliability methods such as FORM, SORM, DS etc., the analysis is carried out in the standard normal space which actually means that the random parameters are transformed into standard normal variables.

### Lognormal Distribution

If a variable  $X$  has a lognormal distribution, the variable  $Y=\ln(X)$  has a normal distribution. The probability density function is defined as:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu_Y)^2}{2\sigma_Y^2}\right), \quad x > 0 \quad (\text{E.31})$$

where  $\mu_Y$  and  $\sigma_Y$  the mean and the standard deviation of the normally distributed random variable  $Y$ . Sometimes it is useful to work with the  $Y$ 's parameters rather than  $X$ 's. These parameters can be expressed as follows:

$$\sigma_Y = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_X^2}{\mu_X^2}\right)} \quad (\text{E.32})$$

$$\mu_Y = \ln\mu_X - \frac{1}{2}\sigma_Y^2 \quad (\text{E.33})$$

where  $\mu_Y$  and  $\sigma_Y$  are the mean and the standard deviation of  $Y$ . In Figure E.10, an example is given of a log-normally distributed variable with different values of mean and standard deviation.



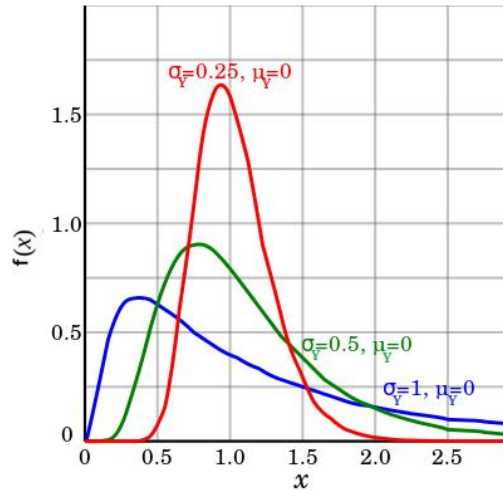


Figure E.10 Probability density function of a log-normal distribution with different mean and standard deviation values

### Truncated Normal Distribution

The truncated normal distribution is the probability distribution of a normally distributed random variable whose value is either bounded below or above or both.

Suppose  $X \sim N(\mu, \sigma^2)$  has a normal distribution and lies within the interval  $X \in (a, b)$ ,  $-\infty \leq a < b \leq +\infty$ . Then conditional  $X$  on  $a < X < b$  has a truncated normal distribution whose probability density function is:

$$f(x) = \frac{\phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)}{\Phi\left(\frac{b-\mu}{\sigma}\right) - \Phi\left(\frac{a-\mu}{\sigma}\right)} \cdot \frac{1}{\sigma} \quad (\text{E.34})$$

and  $f(x) = 0$  otherwise.  $\phi$  and  $\Phi$  is the probability density function and the CDF of the standard normal distribution. If  $\xi = \frac{x-\mu}{\sigma}$ ,  $\alpha = \frac{a-\mu}{\sigma}$  and  $\beta = \frac{b-\mu}{\sigma}$ , then the CDF is defined as:

$$F(x) = \frac{\Phi(\xi) - \Phi(\alpha)}{\Phi(\beta) - \Phi(\alpha)} \quad (\text{E.35})$$

Then, the mean value and the variance of the conditional  $X$  will be respectively:

$$\mu_{X|a < X < b} = \mu_X + \frac{\phi(\alpha) - \phi(\beta)}{\Phi(\beta) - \Phi(\alpha)} \cdot \sigma_X \quad (\text{E.36})$$

$$\sigma^2_{X|a < X < b} = \sigma^2_X \cdot \left[ 1 + \frac{\alpha \cdot \phi(\alpha) - \beta \cdot \phi(\beta)}{\Phi(\beta) - \Phi(\alpha)} - \left( \frac{\phi(\alpha) - \phi(\beta)}{\Phi(\beta) - \Phi(\alpha)} \right)^2 \right] \quad (\text{E.37})$$

In the next figure, the PDF histograms of a variable with a mean of 0 and a standard deviation 1 were plotted for two cases: (a) variable is normally distributed, (b) variable is truncated-normally distributed with  $a=-2$  and  $b=2$ .

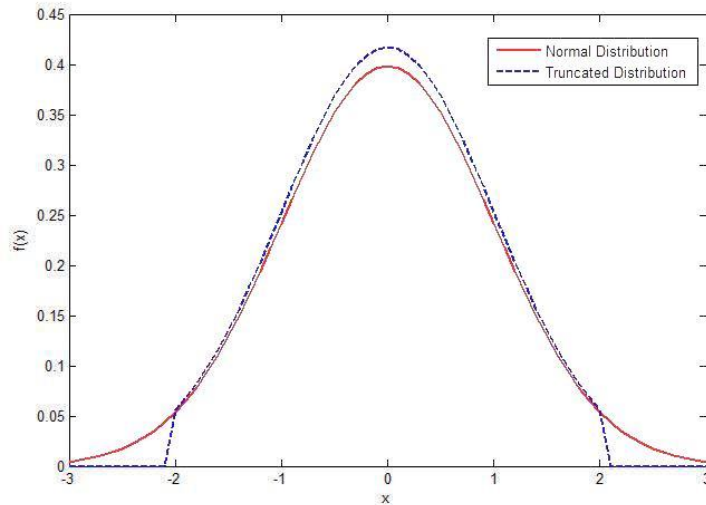


Figure E. 11 Truncated normal distribution in comparison with normal distribution

## E.2 Reliability methods

In this appendix, an overview of different reliability methods is given. More precisely, in E.1 an explanation is given concerning the generation of random samples that is applied in MC as well as in other sampling methods. In Appendix E.2, more advanced sampling methods than crude MC are presented that can be used as accelerating reliability methods in the sense that the computational time can be reduced. Finally, in Appendix E.3, some basic principles of the FOSM are elaborated that can help to better understand the concept of FORM as well.

### E.2.1 Generation of random samples in Monte Carlo

The non-exceedance probability of an arbitrary random variable is uniformly distributed between zero and one, regardless of the distribution of the variable. In formula (CUR – publication 190, 1997):

$$F_X(X) = X_u \quad (\text{E.38})$$

$X_u$  is the uniformly distributed variable between zero and one and  $F_X(X)$  is the non-exceedance probability,  $P(X < X_*)$ . Thus, for the variable X:

$$X = F_X^{-1}(X_u) \quad (\text{E.39})$$

in which  $F_X^{-1}(X_u)$  is the inverse of the PDF of X. Using this formula a random number X can be generated from an arbitrary distribution  $F_X(X)$  by drawing a number of  $X_u$  from the uniform distribution between zero and one.

More or less the same way, base variables of a statistical vector can be drawn from a known joint probability distribution function. However, the joint PDF must then be formulated as the product of the conditional probability distributions of the base variables of the vector. In formula this is:

$$F_{\vec{X}}(\vec{X}) = F_{X_1}(X_1) \cdot F_{X_2|X_1}(X_2|X_1) \dots F_{X_m|X_1, X_2, \dots, X_{m-1}}(X_m|X_1, X_2, \dots, X_{m-1})$$

By taking  $m$  realizations of the uniform probability distribution between zero and one, a value can be determined for every  $X_i$ :

$$\begin{aligned} X_1 &= F_{X_1}^{-1}(X_{u_1}) \\ X_2 &= F_{X_2|X_1}^{-1}(X_{u_2}|X_1) \\ &\dots \\ X_m &= F_{X_m|X_1, X_2, \dots, X_{m-1}}^{-1}(X_{u_m}|X_1, X_2, \dots, X_{m-1}) \end{aligned} \quad (\text{E.40})$$

If the variables are statistically independent, this can be simplified to:

$$X_i = F_{X_i}^{-1}(X_{u_i}) \quad (\text{E.41})$$

By inserting the values for the LSF, one can check whether the obtained vector  $(X_1, X_2, \dots, X_m)$  is located in the safe area.

## E.2.2 Other Sampling Methods

### Quasi-Monte Carlo Simulation

As an alternative to pseudo-random number generation (used in Crude MC), the quasi-random number sequences are introduced, from where the method Quasi-MC took its name. Quasi-MC is a technique which approximates the probability of failure using low discrepancy sequences<sup>14</sup>  $\{x^1, \dots, x^N\}$  instead of randomly generated sequences.

If the domain of failure is  $D_f = \{x \in \mathbb{R}^n | g(x, \underline{d}) \leq 0\}$ , the goal is to estimate the following probability:

$$P_f = \int_{D_f} f_{\underline{X}}(\underline{x}) d\underline{x} \quad (\text{E.42})$$

The main principle of this method is the integral of the function  $f$  on  $\Delta = [0,1]^s$  can be approximated by using some low discrepancy sequence  $\{x^1, \dots, x^N\}$  as follows:

$$\int_{\Delta} f(\underline{u}) d\underline{u} \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f(x_i) \quad (\text{E.43})$$

The low discrepancy sequence is generated in  $\Delta$  according to Lebesgue measure and then may be transformed to any measure  $\mu$  thanks to the inverse CDF technique in order to approximate the integral

<sup>14</sup> The discrepancy of a sequence is low if the number of points in the sequence falling into an arbitrary set  $B$  is close to proportional to the measure of  $B$ , as would happen on average (but not for particular samples) in the case of a uniform distribution.

$$\int_{\mathbb{R}^s} f(\underline{u}) d\underline{u} \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f(\underline{x}_i) \quad (\text{E.44})$$

In Figure 4, a comparison is made between quasi-random sample and pseudo-random sample in order to illustrate the difference in sampling for the two methods.

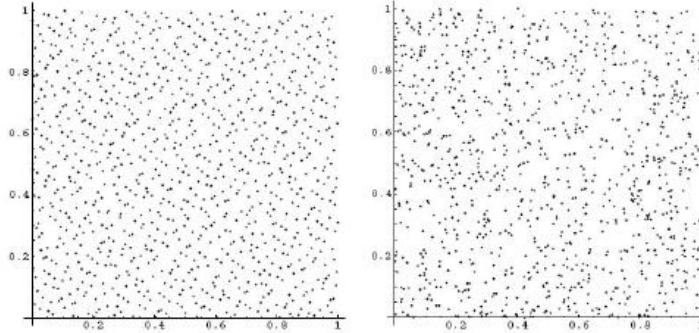


Figure E.1 Example of Quasi random Sample (left) and Pseudo Random Sample (right)  
(source: Waarts, 2000)

This method a priori provides an asymptotically higher convergence rate than traditional MC but no general rule can guarantee a better efficiency of the Quasi-MC sampling than the classical MC sampling. The advantages of Quasi-MC sampling tend to disappear with the increase of the number of dimensions of the input variables. It is recommended to use the Quasi-MC technique with high sampling sizes or with very low dimensionality (in OT, this method is valid only if the input random variables are independent) (OpenTURNS 1.5, 2015).

### Importance Simulation

The main idea of the Importance Sampling method is to replace the initial probability distribution of the input variables by a more "efficient" one. "Efficient" means that more events will be counted in the failure domain  $D_f$  and thus reduce the variance of the estimator of the probability of exceeding a threshold. In other words, importance sampling starts with the observation that, if we are going to sample randomly, we should distribute the points to put the most of them in the region that contains information (i.e. the failure region) and to waste as few as possible.

In this method, a sampling density  $h(\underline{x})$  is used instead of the actual probability density function  $f(\underline{x})$ . For a MC simulation the probability of failure is calculated by:

$$P_f = \frac{\sum_i^N I(g(\underline{x})) \frac{f(\underline{x})}{h(\underline{x})}}{N} \quad (\text{E.45})$$

where

$$I(g(\underline{x})) = 1, \quad \text{if } g(\underline{x}) \leq 0 \quad \text{and}$$

$$I(g(\underline{x})) = 0, \quad \text{if } g(\underline{x}) \geq 0$$

The problem is that prior knowledge is needed of the failure area, which in most cases is not available. In Figure 5, examples of the different sampling methods are shown.

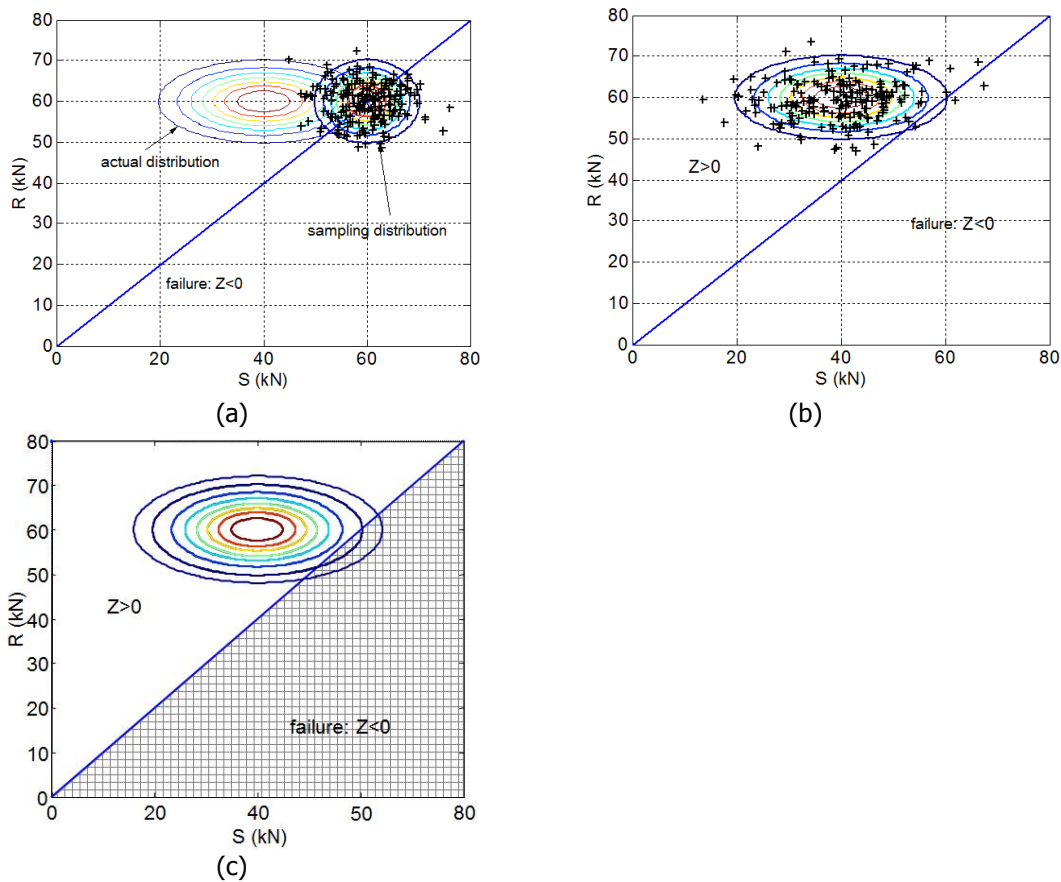


Figure E.2 Comparison of Importance Sampling (a), MC (b) and Numerical integration (c) (source: [\[1\]](#))

### Latin Hypercube Simulation

Latin Hypercube Sampling is a sampling method enabling to better cover the domain of variations of the input variables, thanks to a stratified sampling strategy (in OT this method is applicable in the case of independent input variables). Stratified sampling tries to place the sampling points so that more of them will be found in regions where the variance of the limit state function  $g(x)$  is largest. In Figure F.3 a comparison is made between the LHS and MC in terms of their sampling technique. The sampling procedure, according to Baecher and Christian (2003), is based on the next steps:

1. Divide the range of each variable into several intervals of equal probability,  $P_i$
2. If there are  $D$  variables to be sampled, each in  $k$  regions then for each variable the  $k$  sampling points are placed in independent random order
3.  $K$  samplings are made by choosing the first randomized value for each variable, the second randomized value for each variable and so on until  $k$  sets of randomized variables are chosen.

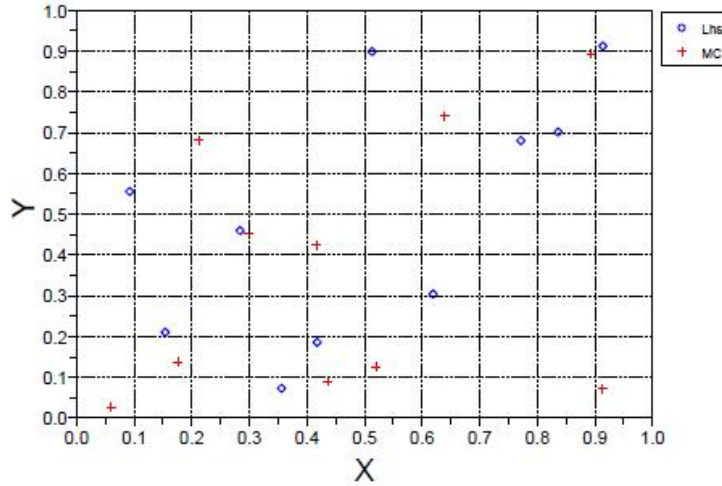


Figure E. 3 Comparison between Latin Hypercube sampling and MC (source: OpenTURNS 1.5, 2015a)

### E.2.3 First Order Second Moment (FOSM) Method

The First-Order, Second-Moment (FOSM) approach (Ang & tang, 1984) provides analytical approximation for the mean and the standard deviation of a parameter of interest as a function of the mean and standard deviations of the various input factors and their correlations.

Consider  $Z$  to be a function of random variables  $x_1, x_2, \dots, x_n$  that is

$$Z = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (E.46)$$

In general case,  $x_1, x_2, \dots, x_n$  are correlated with covariance matrix  $[C]$ , i.e  $[C]=[\sigma][R][\sigma]$ , where  $[\sigma]$  is a diagonal matrix of standard deviations and  $[R]$  is the (positive-definite and symmetric) correlation matrix with diagonal elements  $R_{ii}=1$  and non-diagonal elements  $R_{ij}=\rho_{ij}$  ( $\rho_{ij}$  is the correlation coefficient between variables  $i$  and  $j$ ). In scalar notation,  $C_{ij}= \sigma_i\sigma_jR_{ij}$  (Farrokh, 2007).

The first order approximation to the mean, variance and standard deviation of the  $Z$  function, is based on the first terms of a Taylor series expansion of  $Z$ . The following first-order estimates of mean and variance are obtained:

$$E[Z] = \mu_Z \approx f(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (E.47)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \{b\}^T [C] \{b\} \quad (E.48)$$

Where the vector  $\{b\}$  denotes  $\partial Y / \partial x_i$  evaluated at the mean values of  $x_i$ , i.e.:

$$\{b\}^T = \left\{ \frac{\partial Z}{\partial x_1}, \frac{\partial Z}{\partial x_2}, \dots, \dots, \frac{\partial Z}{\partial x_n} \right\} \Big|_{\mu_x} \quad (E.49)$$

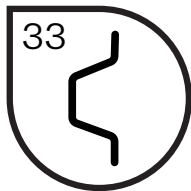
If there is no correlation among the variables, Eq.(E.48) can be written as:

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial Z}{\partial x_i} \Big|_{\mu_{x_i}} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (\text{E.50})$$

Then, the reliability index can be calculated in 6 steps (Baecher & Christian, 2003)

1. Identify all variables that affect the mechanism that is researched.
2. Determine the best estimate (usually the mean value) of each variable,  $E[x_i]$  and use these to calculate the best estimate of the function,  $E[Z]$ .
3. Estimate the uncertainty in each variable and, in particular, its variance,  $\text{Var}[x_i]$ .
4. Perform sensitivity analyses by calculating the partial derivatives of Z with respect to each of the uncertain variables or by approximating each derivative by the divided difference  $\frac{\partial Z}{\partial x_i}$ .
5. Use the equation of  $\text{Var}[Z]$  to obtain the variance of the function Z.
6. Calculate the reliability index

$$\beta = \frac{E[Z]}{\sigma_Z} \quad (\text{E.51})$$



Handreiking waarin wordt laten zien hoe met monitoring een beter inzicht verkregen kan worden wanneer het einde van de technische levensduur van bestaande natte kunstwerken is bereikt.





## Natte Kunstwerken van de Toekomst

Verlichten vervangingsopgave natte kunstwerken door monitoring



# Natte Kunstwerken van de Toekomst

Verlichten vervangingsopgave natte kunstwerken door monitoring

## **Auteurs**

Thomas Bles – Deltares  
Joost Bredeveld – Deltares  
Willy Peelen - TNO

**December 2015**

**Deltares** **TNO** **MARIN**

## Voorwoord

Het project 'Natte Kunstwerken van de Toekomst' is geïnitieerd vanuit het Ministerie van Economische Zaken in het kader van de TO2 regeling. Binnen het project wordt samengewerkt door drie kennisinstituten, te weten Deltares, TNO en MARIN.

Er is bij beheerders van natte kunstwerken een kennisbehoefte gericht op het optimaal functioneren van natte kunstwerken onder veranderende maatschappelijke en klimatologische omstandigheden. Het doel van het project is daarom kennis te ontwikkelen die leidt tot prioritering van, kostenbesparing bij en spreiding van investeringen in de vervangingsopgave en levenscycluskosten, zodat de vervangingsopgave van het natte kunstwerken areaal een zo groot mogelijke maatschappelijke waarde oplevert.

Voorliggende handreiking is een product van de samenwerking in 2015. Doel van de handreiking is om te laten zien hoe met monitoring een beter inzicht verkregen kan worden wanneer het einde van de technische levensduur van bestaande natte kunstwerken is bereikt. Zo draagt deze handreiking bij aan het uiteindelijke doel van het project Natte Kunstwerken van de Toekomst: een goede, maatschappelijk waardevolle, vervangingsopgave.

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>INTRODUCTIE</b> .....	<b>5</b>
1.1	PROBLEEMBESCHRIJVING .....	5
1.2	LEESWIJZER .....	6
<b>2</b>	<b>MONITORING VAN NATTE KUNSTWERKEN</b> .....	<b>7</b>
2.1	WAT WORDT ER VERSTAAN ONDER MONITORING .....	7
2.2	WAT MAG ER VERWACHT WORDEN VAN MONITORING VAN NATTE KUNSTWERKEN.....	8
2.3	INPASSING IN HET ASSET MANAGEMENT PROCES (RWS) .....	9
<b>3</b>	<b>FAAL-, SCHADE- EN DEGRADATIEMECHANISMEN</b> .....	<b>10</b>
3.1	EINDE TECHNISCHE LEVENSDUUR .....	10
3.2	STRUCTURERING VAN MECHANISMEN .....	11
3.3	INVLOED MECHANISMEN OP BELASTING EN STERKTE .....	11
3.4	ANALYSE FAALMECHANISME .....	12
<b>4</b>	<b>VOORBEELDEN VAN MONITORINGSSYSTEMEN</b> .....	<b>15</b>
4.1	MONITORINGSSYSTEEM VOOR ALKALI-SILICA-REACTIE (ASR) IN EEN SLUIS.....	15
4.2	MONITORINGSSYSTEEM SLUISKOLK MET TOEGENOMEN BELASTING .....	16
4.2.1	<i>Probleembeschrijving</i> .....	16
4.2.2	<i>Vaststelling van opspaneffect achter kolkwanden</i> .....	17
4.2.3	<i>Model voor monitoring als levensduur-verlengende maatregel</i> .....	17
<b>5</b>	<b>MONITORING ALS VERLICHTING VAN DE VERVANGINGSOPGAVE?</b> .....	<b>19</b>
	<b>BIJLAGEN</b> .....	<b>22</b>
	BIJLAGE 1 SCHADE- EN DEGRADATIEMECHANISMEN NATTE KUNSTWERKEN .....	23
	BIJLAGE 2 STRUCTURERING FAALMECHANISMEN NATTE KUNSTWERKEN .....	24
	BIJLAGE 3 KOPPELING MEETGROOTHEDEN AAN MECHANISMEN .....	25
	BIJLAGE 4 VERSLAG WORKSHOP MONITORING .....	27



# 1

## Introductie

Voor u ligt de handreiking 'Verlichten vervangingsopgave natte kunstwerken door monitoring'. Dit document is vooral bedoeld voor beheerders en eigenaren van natte kunstwerken, maar bevat ook interessante informatie voor andere stakeholders op dit gebied.

Zoals de titel al weergeeft verknoopt deze handreiking een toepassingsgebied, natte kunstwerken, en een technologie, monitoren. Daarin wordt de toepassing nader gekaderd tot de vervangingsopgave van deze kunstwerken. Beslissingen in het kader van deze vervangingsproblematiek zijn bij uitstek gebaat bij kennis die de onzekerheid over de conditie en belastingen verkleint en het conditieverloop in de toekomst kan voorspellen. Monitoring kan deze informatie geven. Deze handreiking wil duidelijk maken dat monitoring nu al van meerwaarde is bij deze toepassing als hulpmiddel om de levensduur te verlengen en wil enthousiasmeren tot het verder ontwikkelen ervan. Dat laatste door voorzetten te geven tot het doen van proefprojecten, waarin de meerwaarde van monitoring gedemonstreerd en benut kan worden.

### 1.1 *Probleembeschrijving*

In Nederland zijn natte kunstwerken (zoals schutsluizen, stuwen en gemalen) gebouwd met een verwachte levensduur voor de civiele delen van 100 jaar. Het uitgangspunt was om zo een voldoende robuust civiel 'chassis' te hebben dat gedurende de levensduur geen grote problemen te verwachten waren. Hierin onderscheidt de problematiek zich van het repareren of vervangen van onderdelen waarvan geaccepteerd is dat ze in de loop der jaren niet meer functioneren en daarmee aan het einde van hun levensduur zijn.

Uitgaande van een levensduurverwachting van 60-100 jaar staat de komende decennia de vervanging of grootschalige renovatie van ruim 250 natte kunstwerken op de agenda. Een opgave waarmee een miljardeninvestering gemoeid is en die enorme gevolgen gaat hebben voor het dagelijks verkeer en gebruik van de Nederlandse waterwegen.



## Handreiking monitoring

---

Het is van belang om deze enorme opgave hanteerbaar te maken en om ervoor te zorgen dat het areaal aan natte kunstwerken na vervanging en renovatie voldoet aan de veranderende criteria die de maatschappij en klimaatverandering aan ons stellen.

Specifieke informatie over de daadwerkelijke conditie van en belastingen op de civiele delen van de bestaande kunstwerken vormt een belangrijke grondslag voor prioritering in de vervangingsopgave. Hoe groot is de reserve in de constructie om ook de komende decennia de belastingen te weerstaan en een voldoende constructieve veiligheid te borgen? Echter veel informatie over de conditie van de civiele delen is niet bekend, er was immers zeer robuust gebouwd en dientengevolge was informatie daarover niet nuttig. Daardoor is er nu een gebrek aan concepten en middelen om deze conditie te bepalen en tot nut te maken voor de vervangingsbeslissingen. Ervaringen en kennis en kunde van monitoring - ook uit andere toepassingsgebieden - kunnen daarom helpen om de levensduur van kunstwerken te verlengen.

### 1.2 Leeswijzer

In deze handreiking wordt allereerst beschreven wat onder monitoring wordt verstaan en wat van deze technologie in het kader van de beschreven vervangingsproblematiek van natte kunstwerken verwacht mag worden. De interesse van een beheerder in monitoring komt voort uit een bestaand probleem of vraag. Het resultaat van een inventarisatie van de meest complexe mechanismen die spelen bij de vervangingsproblematiek zal worden gegeven, in de vorm van een lijst van schade- en degradatiemechanismen (al dan niet in combinatie met een belastingtoename, leidend tot een faalmechanisme). Daarop volgt een analyse van deze mechanismen met betrekking tot hun ernst (aard en omvang) en in hoeverre het al mogelijk is om zinnig aan deze mechanismen te meten. Om de haalbaarheid van monitoringssystemen te demonstreren worden enkele voorbeeldsystemen uitgewerkt. Tot slot wordt de vraag gesteld: wat nu?

# 2 Monitoring van natte kunstwerken

## 2.1 Wat wordt er verstaan onder monitoring

Er zijn diverse definities van monitoring in de praktijk beschikbaar (zie bijvoorbeeld NEN 6740:2006, Hermes en SBRCURnet richtlijnen 223 en 241). Gemene deler in deze definities is dat het gaat om periodieke waarnemingen waarmee gedrag en conditie van een constructie kunnen worden bepaald om gebruikt te worden voor beheer en onderhoud.

Voor de voorliggende handreiking, die ingaat op natte kunstwerken aan het einde van hun levensduur, wordt de volgende brede definitie van monitoring gehanteerd:

“Monitoren van natte kunstwerken is het beantwoorden van beheer- en onderhoudsvragen inclusief het voorspellen van einde levensduur van het kunstwerk door middel van:

- waarnemen en meten van zowel de constructie en onderdelen daarvan, als van de grond, grondwater en eventuele objecten of waterstanden in de omgeving en
- het op basis van de waarnemingsresultaten en/of meetresultaten vaststellen van de noodzaak van (constructieve) maatregelen of vervanging en van eventuele veranderingen in het gebruik van het kunstwerk.

Deze metingen kunnen een eenmalig karakter hebben, maar vaak zijn ook herhaalde metingen nodig om inzicht te krijgen in de staat van of belastingen op het kunstwerk. Daarnaast zijn voor goede interpretatie en toepassing van de metingen vaak ook modelberekeningen nodig.”

Concreet betekent dit, dat met metingen specifiek voor een nat kunstwerk inzicht wordt verkregen in de werkelijke (actuele) sterkte en belastingen, en dus het inzicht in de sterktegradatie in de tijd wordt vergroot. Beiden zijn van belang als nader wordt geanalyseerd voor welke onderdelen van natte kunstwerken monitoring wordt voorgesteld als een effectief en efficiënt middel om meer inzicht te verkrijgen in de staat van het kunstwerk. Dit inzicht is nodig om voorspellingen te kunnen

## Handreiking monitoring

---

doen over de restlevensduur van kunstwerken, alsmede om inzicht te geven in de belastingen die veilig toelaatbaar zijn als de functionele eisen voor het kunstwerk zijn gewijzigd in de tijd (toename belastingen).

Deze handreiking geeft geen aanbevelingen ten aanzien van het daadwerkelijk ontwerpen van monitoringsystemen. Daarvoor wordt verwezen naar de bestaande CUR richtlijnen [CUR 223 en 241], waarin als centraal uitgangspunt een risicobenadering wordt gehanteerd. Samengevat komt deze aanpak neer op het volgende:

- van onacceptabele risico's wordt vastgesteld wat de bijbehorende faalmechanismen zijn;
- van deze faalmechanismen wordt vastgesteld welke meetgrootheden nodig zijn om een interpretatie te maken;
- vervolgens worden eisen aan de metingen gesteld om inzicht te krijgen in deze meetgrootheden;
- op basis van deze eisen worden geschikte meetinstrumenten gekozen;
- en het monitoringsysteem kan worden ontworpen.

### 2.2 *Wat mag er verwacht worden van monitoring van natte kunstwerken*

Uit de gevoeligheidsanalyse van VONK [Nicolai, 2014] blijkt dat het tot vlak voor einde levensduur van het gehele kunstwerk economisch rendabel is om onderdelen als sluisdeuren of bewegingswerken nog te vervangen, ten opzichte van het vervroegd vervangen van het gehele kunstwerk. Daarom betreft toepassing van monitoring in het kader van deze handreiking, toepassing op de onderdelen zoals betonmuren, fundering en bodembescherming. Dit zullen wij verder 'het chassis' van het kunstwerk noemen. Binnen deze handreiking blijft met deze zelfde argumentatie monitoring ten behoeve van (regulier) onderhoud buiten beschouwing.

Samengevat mag er van monitoring in de geest van deze handreiking worden verwacht dat er inzicht wordt verkregen in einde technische levensduur van bestaande natte kunstwerken. Dit betekent concreet dat het volgende mogelijk wordt:

- **Van papieren probleem naar realistische beschouwing:** als een nat kunstwerk op basis van de norm wordt afgekeurd kan monitoring een uitkomst bieden om beter te beoordelen of afkeuring daadwerkelijk nodig is.
- **Betere programmering van de vervanging:** door monitoring wordt inzicht verkregen in de actuele sterkte en belastingen, en kunnen betere voorspellingen worden gedaan over degradatie in de toekomst. Omdat zo in de tijd kan worden voorspeld wanneer een nat kunstwerk niet meer voldoet, wordt het beter mogelijk om de vervanging te programmeren.
- **Veilige benutting van het kunstwerk tot vervanging:** Op het moment dat een nat kunstwerk is afgekeurd en er plannen worden gemaakt voor vervanging, dan brengt het blijven gebruiken van het object risico's met zich mee. Gezien het feit, dat natte kunstwerken als knooppunt fungeren in verschillende watersystemen, kan dat verantwoord zijn als deze risico's voldoende beperkt zijn of worden. Monitoring levert inzicht in de condities waaronder het kunstwerk alsnog veilig is te gebruiken tot het moment van vervanging.

Het staat voor de auteurs van deze handreiking buiten discussie dat monitoring niet alleen een technische aangelegenheid is. Om de bovenstaande doelen te behalen zullen de juiste personen in de beheerorganisaties voor de ontwikkelfase, implementatiefase en operationele fase moeten





## Handreiking monitoring

---

worden aangesproken en overtuigd. Deze vraag is ook voorgelegd aan de stakeholders aan de beheerkant in workshops en interviews. Ook zij gaven aan dat dit belangrijk was. Het is op moment van schrijven van deze handreiking nog niet duidelijk hoe een doelmatige toepassing van monitoring als levensduur-verlengende maatregel het beste kan worden georganiseerd. Wel worden de volgende algemene aanbevelingen gedaan:

- Een heldere taakverdeling betreffende de werkzaamheden is essentieel. [CUR 223] Het gaat hierbij om het ontwerp van het monitoringsysteem, uitvoeren en visualisatie van de metingen, interpretatie van de metingen en het schrijven van een vertaalslag van de technische analyse naar een praktisch bruikbaar advies op asset management niveau in de organisaties.
- Technisch adviseurs (geotechnici en constructeurs) in beheerorganisaties zijn in staat om een vertaalslag naar het management te maken m.b.t. de aansturing van de monitoring en het gebruik van de monitoringsresultaten. Maak hen daarom bewust van de mogelijkheden die monitoring biedt.
- Kosten en baten van de monitoring moeten duidelijk zijn (en de baten groter dan de kosten) wil monitoring worden toegepast. Houd daarnaast rekening met de asset management processen zoals die bij de beheerorganisaties bestaan bij het ontwerpen en inpassen van monitoring.

### **2.3 Inpassing in het asset management proces (RWS)**

De vervangingsopgave is een relatief nieuw onderwerp bij beheerorganisaties. Zij zijn doende dit een plek in hun organisatie en processen te geven. Zo is bij Rijkswaterstaat sinds enkele jaren het Programma Vervanging en Renovatie (V&R) ingericht dat zich richt op het in kaart brengen van aard, omvang en de consequenties van de vervangingsproblematiek en het organiseren van de noodzakelijke maatregelen. Daarmee wordt de problematiek enigszins apart gezet van het beheer en onderhoud van natte kunstwerken in de robuuste fase van hun leven. De situatie bij andere beheerders is bij de auteurs niet bekend. Monitoren wordt binnen dit V&R-programma gepromoot voor het veilig beschikbaar houden van een nat kunstwerk als knooppunt in verschillende watersystemen. De aanpak van ontwikkelen en implementeren van monitoren zoals in deze handreiking voorgestaan sluit goed aan bij deze toepassing.



# 3

## Faal-, schade- en degradatiemechanismen

### 3.1 *Einde technische levensduur*

Voor de beoordeling van de constructieve veiligheid van (nieuwe of bestaande) kunstwerken worden de belastingen op en de sterkte van de constructie met elkaar vergeleken. Het criterium hierbij is dat de faalkans (dus de kans dat sterkte kleiner is dan de belasting) voldoende klein is gedurende de resterende levensduur van de constructie. Hierbij is de toelaatbare faalkans direct gerelateerd aan een betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ ), die correspondeert met het minimale veiligheidsniveau dat wettelijk (in het Bouwbesluit en de Waterwet) wordt voorgeschreven. In de rekenkundige bepaling van de constructieve veiligheid worden onzekerheden in de sterkte en de belasting expliciet meegenomen door middel van het gebruik van rekenwaarden of met een probabilistische benadering.

Als het begrip 'einde technische levensduur' gelijk wordt gesteld aan het (rekenkundig) niet meer voldoen aan de vereiste veiligheid, dan kunnen op basis van deze werkwijze de uitdagingen rondom de einde levensduurproblematiek bij natte kunstwerken helder worden geïdentificeerd.

Uit de definitie van de faalkans blijkt dat het einde van de technische levensduur kan worden bereikt

- doordat de sterkte in de tijd lager wordt dan waar in het ontwerp rekening mee is gehouden;
- doordat de belasting gedurende de ontwerplevensduur van de constructie groter wordt dan waar in het ontwerp rekening is gehouden.

In een robuust ontwerp wordt het einde van de technische levensduur ná het verstrijken van de ontwerplevensduur bereikt. Einde technische levensduur kan echter ook eerder worden bereikt. Doordat de belasting sneller toeneemt of de sterkte sneller afneemt dan in het ontwerp voorzien.

De constatering, dat een constructie rekenkundig niet aan de (in algemene zin) gestelde eisen voldoet, betekent niet per definitie dat deze constructie daadwerkelijk onveilig is, omdat vaak conservatieve (veilige) aannames worden gemaakt. In bepaalde gevallen kan het op papier plausibel worden gemaakt, dat een grotere rekenwaarde van de sterkte of een kleinere rekenwaarde van de



## Handreiking monitoring

---

belasting kan worden aangenomen. Zodoende kan mogelijk zonder verdere maatregelen toch rekenkundig worden aangetoond dat de veiligheid hoger is, en mogelijk wel voldoet.

*Stel dat de grondmechanische draagkracht van de fundering van het buitenhoofd van een sluis op basis van de grondsterkten ontleend aan een regionale proevenverzameling onvoldoende is. Door het uitvoeren van aanvullend laboratoriumonderzoek kan een lokale proevenverzameling worden opgebouwd, op basis waarvan de draagkracht van de fundering wel voldoende kan zijn.*

### 3.2 Structurering van mechanismen

Het voorspellen van het tijdstip waarop niet meer wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de constructieve veiligheid vormt een belangrijke uitdaging in de einde levensduurproblematiek. De (theoretische) kennisbasis over het ontstaan en het verloop van een faalmechanisme als gevolg van een schade- en/of degradatiemechanismen, al dan niet in combinatie met belastingtoenamen, schiet hierbij momenteel nog tekort. Waar een schademechanisme een direct nadelig gevolg is voor de sterkte, impliceert een degradatiemechanisme een tijdsafhankelijk (indirecte) afname van de sterkte. Een lijst van schade- en degradatiemechanismen is als bijlage 1 opgenomen.

*Een voorbeeld van een schademechanisme dat tot falen leidt is het instabiel worden van een talud, bij een bovenbelasting groter dan de (langs het maatgevende afschuifvlak te mobiliseren) schuifsterkte van de grond. Dit kan leiden tot het niet beschikbaar zijn van de vaargeul.*

*Een degradatiemechanisme dat tot falen kan leiden is het optreden van wapeningscorrosie bij de betonnen kolkwand van een schutsluis. Als de kolkwand vervolgens na verloop van tijd bezwijkt (door het overschrijden van het maximaal keerbare verval over de wand tussen grondwaterpeil en kolkpeil), dan kan de schutsluis zowel haar transportfunctie als waterkerende functie verliezen.*

Een nat kunstwerk bestaat uit verschillende componenten die onder maatgevende omstandigheden als gevolg van belastingtoenamen (door verandering in de omgeving, in het gebruik of van het watersysteem) en/of sterkte-afnamen (door schade- en degradatiemechanismen) kunnen falen. Nader ingedeeld naar de materialen waartussen het falen plaatsvindt, kunnen we spreken van:

- constructief falen<sup>1</sup> van civiele delen;
- geotechnisch falen van grond-constructie interactie<sup>2</sup> tussen civiele delen en ondergrond;
- grondmechanisch falen<sup>3</sup> van civiele delen;
- falen van aansluitconstructies tussen civiele delen en de omgeving.

Daarnaast kan een verdere structurering plaatsvinden op basis van de dominante faaloorzaak, dus de grootte van de belasting op en/of een de sterkte van civiele delen. Een gestructureerde lijst van belastingtoenamen en schade- en degradatiemechanismen staat in bijlage 2.

### 3.3 Invloed mechanismen op belasting en sterkte

De onderdelen van een nat kunstwerk staan dus onder invloed van verschillende belasting en sterkte componenten. Ten behoeve van een rekenkundige beoordeling worden voor de maatgevende omstandigheden grootten van belastingen en sterkten met een bepaalde mate van (on)zekerheid

---

<sup>1</sup> tekort aan moment-, dwarskracht- en/of normaalkrachtcapaciteit;

<sup>2</sup> tekort aan draagkracht funderingselementen (paalfundering, vloer, grond(water)kering);

<sup>3</sup> tekort aan grondmechanische sterkte (instabiliteit object, instabiliteit taluds);

afgeleid. De toelaatbare mate van (on)zekerheid hangt samen met de vereiste betrouwbaarheid van de te beoordelen onderdelen. Desondanks kunnen de onderdelen, en daarmee belasting en sterkte componenten, gedurende de levensduur aan onvoorziene veranderingen worden blootgesteld.

---

*Door veranderingen aan het natte kunstwerk en/of het watersysteem waarvan het deel uitmaakt, of door een afwijkend gebruik van een nat kunstwerk (zoals de afvoer van water met een schutsluis), kunnen belastingen op onderdelen van het kunstwerk groter worden dan voorzien. Verder kan een ander verloop van schade- en/of degradatiemechanismen optreden, mede door grotere belastingen, waardoor de sterkte van onderdelen kleiner kan worden dan in het ontwerp voorzien.*

---

Feitelijk gezien zullen onvoorziene veranderingen van de belasting en sterkte componenten kunnen leiden tot een toename van de mate van (on)zekerheid, die vervolgens een verandering van de betrouwbaarheid van de rekenkundige beoordeling tot gevolg kan hebben.

Met monitoring kan inzicht worden verkregen in de veranderingen van belastingen en de snelheid van degradatie, waardoor de mate van onzekerheid van belasting en sterkte wordt verkleind. Dit kan leiden tot een verbeterde voorspelling van het moment waarop de verhouding tussen belasting op en sterkte van een onderdeel te klein is geworden om een voldoende veilige constructie te hebben.

Het feit, dat maatgevende omstandigheden zelden zullen optreden, maakt het lastig om het einde van de technische levensduur van een nat kunstwerk betrouwbaar te voorspellen. Er komen echter steeds geavanceerdere rekentechnieken voorhanden om hier passend mee om te gaan.

---

*Zo worden er in het beschouwen van de veiligheid tegen overstromen van waterkeringen rekentechnieken doorontwikkeld die het mogelijk maken om de faalkans van een dijk bij te stellen op basis van in het verleden geobserveerde belastingen waarbij deze niet is bezweken (c.q. waarbij er een faalmechanisme niet is opgetreden). Op basis van het principe van "bewezen sterkte" kan de kans op lage dijksterktes worden verlaagd of zelfs uitgesloten, waardoor de faalkans kleiner wordt. Daarbij is het niet noodzakelijk dat een dijk zich heeft bewezen onder ontwerpcondities; elke geobserveerde overleefde belasting die de dijksterkte aanspreekt en relevant is voor faalmechanismen van de dijk kan in principe worden verwerkt. Een soortgelijke redenering is ook voor natte kunstwerken mogelijk.*

---

Uit de lijst van meest relevante schade- en degradatiemechanismen in bijlage 1, die gezamenlijk met een aantal experts is opgesteld, wordt duidelijk dat het aantal mechanismen omvangrijk is. Prioritering voor ontwikkeling en toepassing van monitoring is daarom gewenst.

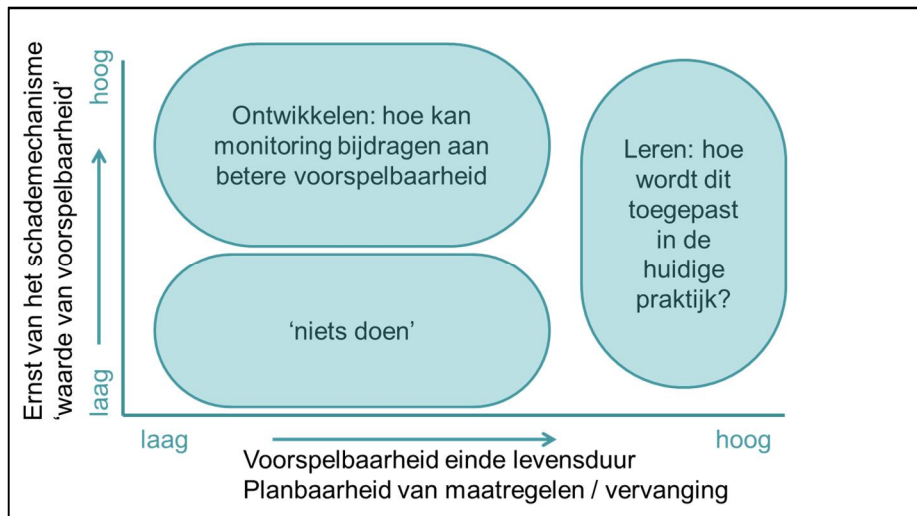
Vervolgens is er een koppeling gemaakt tussen de lijst van schade- en degradatiemechanismen enerzijds en een lijst van meetbare (veranderingen van) belasting en sterkte componenten anderzijds. Deze koppeling is te zien in bijlage 3. Hieruit komt naar voren dat monitoring voor alle schade- en degradatiemechanismen in principe nuttige aanvullende informatie kan leveren.

### **3.4 Analyse faalmechanisme**

In de vorige paragraaf is een inventarisatie gepresenteerd van een groot aantal schade- en degradatiemechanismen leidend tot falen van natte kunstwerken. Maar welke mechanismen zijn voor ontwikkelen en toepassen van monitoring in het kader van restlevensduur nu het meest belangrijk? Deze vraag is voorgelegd aan een aantal specialisten van RWS, Deltares en TNO gedurende een workshop met als doel nut en noodzaak van monitoring voor deze schade- en degradatiemechanismen te bepalen.



## Handreiking monitoring



Figuur 3.1 Schematische weergave nut en noodzaak ontwikkeling monitoring

Daartoe werd aan de hand van een aantal vragen het volgende in kaart gebracht (zie figuur 3.1)

- ernst van het schade- of degradatiemechanisme;
- de mate waarin met huidige rekenmodellen, meet- en inspectiemiddelen informatie over het schade- of degradatiemechanisme kan worden verkregen.

Laaghangend fruit voor het ontwikkelen van monitoring is geïdentificeerd voor mechanismen die relatief ernstig zijn maar waarvoor al veel inspectiemiddelen beschikbaar zijn. Verder onderzoek en ontwikkeling is vooral zinvol voor mechanismen die ernstig zijn maar waar nog geen middelen voor beschikbaar zijn. Deze aanpak en de resultaten van de workshop zijn samengevat in bijlage 4.

Uit de workshop kwam naar voren dat in de voorspelbaarheid van de schade- en degradatiemechanismen een grotere spreiding is te zien dan in de ernst van de mechanismen. Dit kan worden verklaard doordat uiteindelijk elk mechanisme bij een kunstwerk kan leiden tot afkeuren. De voorspelbaarheid varieert echter wel sterk. Als meest ernstige schade- en degradatiemechanismen kwamen tijdens de workshop naar voren:

- betondegradatie (alkali-silica-reactie ASR)
- wapeningscorrosie beton onder waterstand
- corrosie van kwelschermen
- constructief falen door veranderde belastingen
- transport grondmateriaal door interne erosie (onderloopsheid)
- opdrijven van de constructie
- corrosie grond(water)kerende damwanden
- transport grondmateriaal door interne erosie (achterloopsheid)

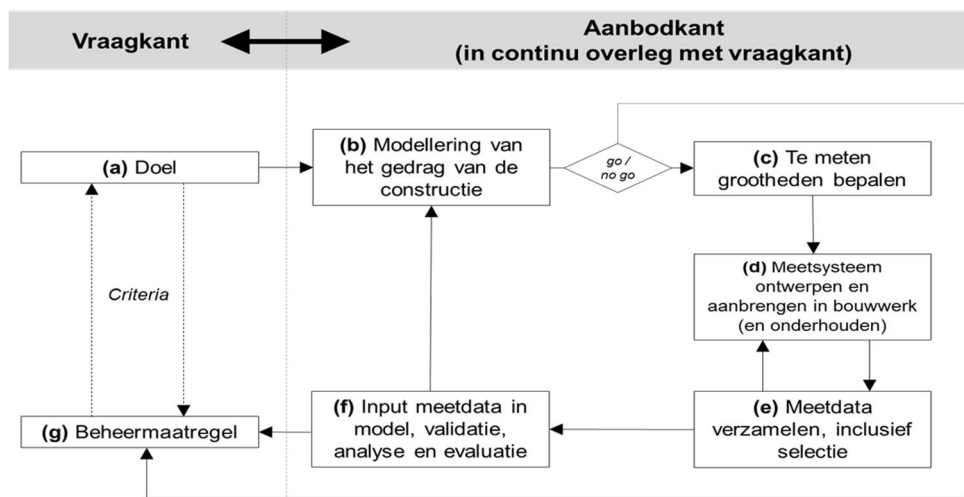
Van deze schade- en degradatiemechanismen zijn voor ASR en corrosie boven water al relatief veel inspectiemiddelen voorhanden, die voor monitoringssystemen ingezet kunnen worden. Dit zijn de mechanismen die als laaghangend fruit worden beschouwd. Corrosie van kwelschermen, onder- en

## Handreiking monitoring

achterloopsheid en (hydraulische) belastingen zijn geïdentificeerd als nog niet standaard meetbare mechanismen. Hier liggen dus kansen voor het gebruik van monitoring, omdat verwacht wordt dat met monitoring de voorspelbaarheid vergroot kan worden.

Uit de workshop bleek ook een behoefte aan het verkrijgen van meer informatie over hydraulische belastingen. Dit vooral in het kader van normbeoordelingen waarin er grote spreidingen in deze belastingen worden meegenomen. Door het introduceren van gemeten informatie in deze beoordelingen zal de spreiding naar verwachting worden verminderd. Monitoringsystemen die de belasting meten zijn meer generiek inzetbaar en hoeven niet alleen ingezet te worden bij kunstwerken met degradatieproblemen.

Nu bekend is waar kansen liggen voor gebruik van monitoring kan de ontwikkeling van de monitoringsystemen ter hand genomen worden. Raamwerken om dit te doen zijn beschikbaar. Zo is er bijvoorbeeld in SBRCURnet verband een zogenoemd 7 stappenplan ontwikkeld in CUR 241, waarbij de aansluiting tussen beheerdoelen en mogelijke beheermaatregelen centraal staat. Deze vormen de vraagkant in Figuur 3.2. Het (monitor) aanbod moet zo ontwikkeld of ingericht worden dat het het antwoord geeft op de vraagkant. In het algemeen behelst dit een modellering van het gedrag van de constructie, ook in termen van te meten grootheden, een meet- en dataacquisitie systeem en een validatie en analyse van de metingen.



Figuur 3.2 Stappenplan uit CUR 241

## 4 Voorbeelden van monitoringsystemen

Het waarom en waaraan van monitoren is nu beschreven. Maar kan het ook? Wat is de technische haalbaarheid en hoe groot is de effort die gemoeid is met het uitvoeren van monitoren. Dat wordt in dit hoofdstuk met twee voorbeelden duidelijk gemaakt.

### 4.1 *Monitorsysteem voor Alkali-Silica-Reactie (ASR) in een sluis*

In een ca. 80 jaar oude sluis in Nederland is ca. 10 jaar geleden onderzoek gestart naar de constructieve veiligheid naar aanleiding van zichtbare scheuren. De scheuren blijken door het degradatiemechanisme ASR (Alkali Silica Reactie) te zijn veroorzaakt. De mate waarin schade is geconstateerd was zodanig, dat op basis van een heel summiere constructieve beschouwing is geconcludeerd dat vervanging van de sluis nodig is.

Een aantal jaar is met dit gegeven niet veel gedaan. Vervolgens werd na een summiere beoordeling van een groot aantal kunstwerken voor deze sluis (op basis van de eerder getrokken conclusies) wederom geconstateerd dat de sluis moest worden vervangen, omdat de constructie door ASR is aangetast. De beheerder is daarop aan de slag gegaan met een nadere analyse van het probleem en de oplossingsrichtingen.

Er werd allereerst nagegaan of de aantasting door ASR zodanige constructieve consequenties heeft dat vervanging nodig is. Niet vervangen is in dit geval financieel en voor de scheepvaart een gunstige uitkomst, omdat de sluis goed functioneert. Het onderzoek is als volgt opgebouwd.

- Allereerst is het gedrag van de sluis berekend. Hiervoor is een rekenmodel van de sluis opgesteld. De berekeningen voorspelden een verplaatsing van de sluiswanden, die ook meetbaar zou moeten zijn tijdens schutten.
- Vervolgens zijn de verplaatsingen van de wanden gemeten die optreden bij het schutten. Het bleek dat de gemeten verplaatsingen veel kleiner waren dan de berekende waarden.
- Met behulp van de gemeten waarden zijn de onzekerheden in de aannamen van het rekenmodel beter begrepen en konden vooral de onzekerheden in het gedrag van de grond en in mindere

mate de vloer worden vermindert. Hiervoor is ook het gedrag van de grond berekend met een daarvoor geschikt model.

- Op deze manier zijn de aannamen in het oorspronkelijke rekenmodel verbeterd en is het mogelijk gebleken de verplaatsingen van de wand vrij goed te voorspellen met het rekenmodel.
- Met het rekenmodel is vervolgens een faalanalyse uitgevoerd, daarbij bleek dwarskracht in de wanden nabij de vloer maatgevend.
- Wel of niet falen van de constructie hangt daarom van de betonsterkte op die locatie af.
- De volgende stap in het onderzoek is de check of de betonsterkte daadwerkelijk voldoet aan de aanname die is gedaan en of in maatgevende doorsneden de aantasting van het beton door ASR voldoende beperkt is gebleven.

Uit deze case blijkt dat nadere gedetailleerde beschouwing van de schade, de constructieve consequenties, gedetailleerde modellering, relevante meetgegevens en een stapsgewijze aanpak daarin kan leiden tot de conclusie dat een technisch afgekeurde sluis toch aantoonbaar voldoet.

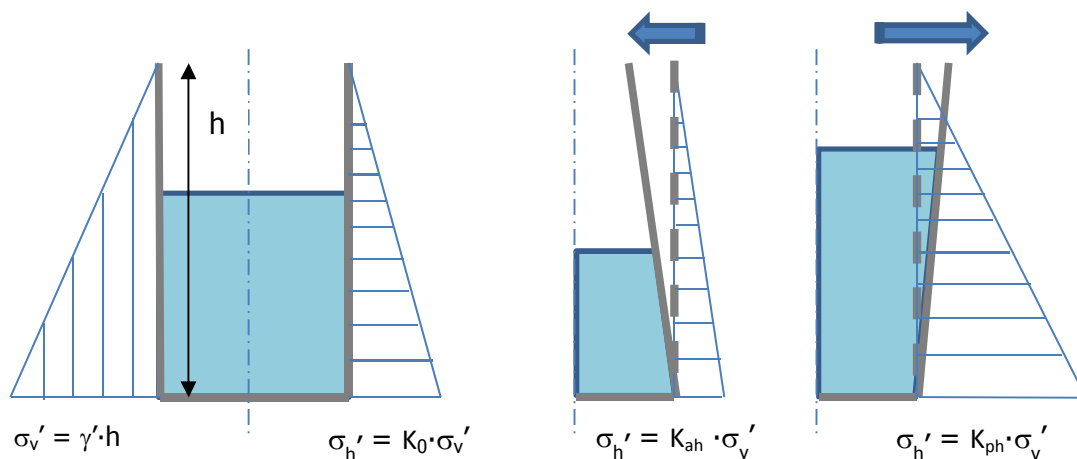
## 4.2 Monitoringssysteem sluisolk met toegenomen belasting

### 4.2.1 Probleembeschrijving

In het ontwerp van grondkerende constructies speelt de belasting van de grond die tegen de wand rust een significante rol. Deze druk kan worden ingeschat door de verticale korrelspanning ( $\sigma_v'$ ) als gevolg van het effectieve gewicht ( $\gamma'$ ) van de grond naar een horizontale gronddruk te vertalen. In lijn met [NEN9997-1 2012] hangt deze 'gronddruk' onder meer af van de grootte en richting van de relatieve wandverplaatsing (zie [Figuur 4.1](#)):

- Als de wand ten opzichte van de grond niet verplaatst, dan wordt er over de neutrale gronddruk ( $K_0$ ) gesproken.
- Wandverplaatsingen van de grond af dan wel naar de grond toe leiden uiteindelijk tot de actieve gronddruk ( $K_{ah}$ ) respectievelijk de passieve gronddruk ( $K_{ph}$ ) op de wand.

Gronddrukken tussen de volledig actieve en passieve waarde treden op indien de wandverplaatsingen ten opzichte van de grond onvoldoende zijn om de grenswaarden te mobiliseren.



Figuur 4.1: Toelichting op neutrale ( $K_0$ ), actieve ( $K_{ah}$ ) en passieve ( $K_{ph}$ ) gronddruk op kolkwand door beweging wand





Ten gevolge van het schutten (en door temperatuurvariaties) zullen de kolkwanden afwisselend van de grond af (lege sluiscolk) en naar de grond toe (volle sluiscolk) bewegen. In het ontwerp dient er dan voor de resulterende gronddruk over de levensduur een passende (conservatieve maar realistische) inschatting te worden gemaakt. Uit praktijkcases<sup>4</sup> blijkt dat het 'klapperen' van de kolkwanden in de tijd kan leiden tot het oplopen van de gronddruk (het opspaneffect).

#### 4.2.2 Vaststelling van opspaneffect achter kolkwanden

Voor het analyseren van de sterkte van de betonnen sluiscolkwanden van de sluiscomplexen in de Maas bij Maasbracht en Born werd besloten om het opspaneffect te gaan monitoren. Voor het goed kunnen interpreteren van de monitoringsresultaten was het noodzakelijk om de actuele sterkte van de betonnen kolkwand (middels kernboringen en inspecties naar schade en eventuele beton-degradatie) vast te kunnen stellen. En in theorie zouden voor het monitoren van deze faaloorzaak bij een kolkwand de volgende grootheden moeten worden gemonitord:

- absolute vervormingen van de kolkwand;
- waterdrukken vanuit de sluiscolk op de kolkwand;
- grondwaterdrukken op de kolkwand;
- gronddrukken op de kolkwand.

Voor het direct meten van de laatstgenoemde driver is nog geen monitoringwijze voorhanden om dat zonder het (lokaal) verstoren van de grond te doen. Met deze constatering is in de echte case dan ook gekozen voor de volgende meetsensoren:

- absolute vervormingen van de kolkwand:
  - hellingmeetbuizen in de sluiscolkwanden;
  - theodolietmeting van de sluiswanden;
- waterdrukken vanuit de sluiscolk op de kolkwand;
  - waterpeilmetingen in de sluiscolk
- grondwaterdrukken op de kolkwand:
  - peilbuismetingen achter de kolkwand.

Daarbij zijn ook temperatuurmetingen (in de hellingmeetbuizen) verricht, om de invloeden van de temperatuur op de vervorming van de kolkwanden eruit te kunnen filteren.

#### 4.2.3 Model voor monitoring als levensduur-verlengende maatregel

Met monitoring kan ook een stap verder worden gezet door richting de toekomst voorspellingen te gaan doen over de restlevensduur van de kolkwanden. Om deze stap te zetten is het nodig om de betrouwbaarheid van de wand eenduidig en continu vast te kunnen blijven stellen. Hierbij is het van belang om een aantal drivers te blijven monitoren:

- constructieve sterkte en stijfheid van de kolkwand (met beproefde kernboringen);
- vervormingsbeeld van de kolkwand;
- verval over de kolkwand (verschil grondwaterstand en kolkpeil).

---

<sup>4</sup> "Sluiscolkwanden in Maasbracht en Born – Advies horizontale druk tegen sluiscolkwanden", Geodelft, kenmerk 425990-0010, versie 2 definitief, mei 2007;



## Handreiking monitoring

---

Op basis van deze uitgangspunten kan regelmatig de belasting vanuit de gronddrukken op de kolkwand worden bepaald en kan worden vastgesteld of de constructie voldoende veilig is. Zo wordt een continu beeld verkregen van de invloed van het schutten op het constructief bezwijken van de kolkwanden onder invloed van (veranderende) grond(water)drukken inclusief opspaneffect op de wand.

N.B. Om een voorspelling te kunnen doen over tot wanneer de toename van de horizontale gronddruk op de kolkwand acceptabel is, is een (tijdsafhankelijk) model nodig. Dit kan worden opgesteld op basis van het extrapoleren van de monitoringresultaten. Met dit voorspellingssysteem op basis van monitoring is het ook mogelijk geworden om andere invloeden op de belasting van de kolkwand te volgen. Door bijvoorbeeld klimaatverandering of veranderd peilbeheer kunnen grondwaterstanden toenemen of kolkpeilen lager worden. Of deze veranderde belastingen toelaatbaar zijn kan dan beter worden voorspeld.

## 5 Monitoring als verlichting van de vervangingsopgave?

Vervangingsbeslissingen van natte kunstwerken worden beter van het betrekken van de daadwerkelijke technische conditie van het kunstwerk en de daadwerkelijke belastingen op het kunstwerk. Vaak zijn deze gegevens maar beperkt aanwezig en moeten conservatieve aannames worden gemaakt. Ervaring met het verkrijgen en benutten van deze gegevens door middel van monitoring is beperkt.

Deze handreiking laat zien dat monitoren een haalbare technologie is om deze informatie in te winnen en dat deze methode geschikt is voor beheervragen in het kader van vervangingsbeslissingen. Samengevat betekent dit dat met monitoring:

- de veiligheid van kunstwerken, die in beoordelingen volgens de norm nu worden afgekeurd, alsnog kan worden aangetoond;
- ook voorspellingen kunnen worden gedaan over veiligheid in de toekomst, zodat de programmering van de vervangingsopgave kan worden onderbouwd
- en onderbouwing kan worden geleverd voor het veilig gebruik van een kunstwerk nadat tot vervanging is besloten tot het moment van vervanging

Vastgesteld is bij welke schade- en degradatiemechanismen (al dan niet in combinatie met een belastingtoename, leidend tot falen) monitoring geschikt is om te worden toegepast. Het object-specifieke beheerdoel en beschikbare maatregelen bepalen hoe de monitoring in een specifiek geval ingericht dient te worden. Dit betekent daarom nog niet dat monitoring een standaard aanpak is. Er zijn nog vragen die beantwoord moeten worden alvorens monitoring breed toegepast kan worden in de praktijk. Ontwikkelingen zijn nodig op de volgende vlakken:

- Om een monitoringstrategie effectief en efficiënt te ontwikkelen bij een kunstwerk dat (volgens de norm) is/wordt afgekeurd is nauw overleg tussen beheerders en monitor experts en uitvoerders nodig. Daartoe is een bereidheid nodig aan de kant van de beheerder om buiten de gebaande paden van beheer en onderhoud te treden.

## Handreiking monitoring

---

- Voor veel faal-/schade-/degradatiemechanismen is wel ongeveer bekend wat gemeten moet worden, maar een invulling hiervan bij een concrete case is nog nooit gedaan. Bij bijvoorbeeld achter- of onderloopsheid lijken onder andere peilbuismetingen een voor de hand liggende meettechniek. Maar algemene richtlijnen of best practices die aangeven waar de peilbuizen moeten worden geplaatst bestaan nog niet.
- Voor sommige degradatiemechanismen moeten nog modellen en sensoren worden ontwikkeld. Zo ontbreekt voor ASR op dit moment praktisch toepasbare modellen van de ontwikkeling van ASR in de tijd. Ook ontbreekt het aan sensoren waarmee non-destructief ASR of betoncorrosie (net) onderwater gemeten kan worden.
- De kosten en baten van monitoring moeten nog helder worden gemaakt. Als geen algemene conclusies te trekken zijn dan betekent dit dat per kunstwerk afgewogen moet worden of monitoring zinvol is. Het is echter redelijk te verwachten dat de winst van het uitstellen van de hinder en de investeringen, gemoeid met het vervangen van nat kunstwerk, snel opweegt tegen de kosten van het monitoren.
- Er is ervaring nodig hoe omgegaan moet worden met de resultaten van monitoring. Welke 'taal' moet er worden gesproken om richting het asset management van de beheerder met overtuigende argumenten te komen?
- Het voorspellen van het tijdstip dat niet meer wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot de constructieve veiligheid vormt een belangrijke uitdaging in de einde levensduurproblematiek. Met name de (theoretische) kennisbasis over het ontstaan en verloop van schade en degradatiemechanismen, en daarmee de afname van de sterkte in de tijd, schiet hierbij tekort. Monitoring kan weliswaar gebruikt worden voor betere voorspellingen in de tijd, maar dan moet in bovenstaande eerst meer inzicht worden verkregen.

De weg vooruit ligt daarom in de samenwerking tussen beheerders en ontwikkelaars. Zo kunnen object-specifieke beheervragen worden uitgewerkt in termen van de conditie-informatiebehoefte en kan vervolgens worden vastgesteld hoe met monitorsystemen antwoord gegeven kan worden op deze vragen.

TNO en Deltares nemen het initiatief voor deze samenwerking en activeren, daarbij geholpen door de landelijke Rijkswaterstaatdienst GPO, in 2016 het netwerk van beheerders en andere direct betrokkenen. Samen met hen wordt rond objecten waarin de besproken problematiek (ASR, toegenomen belastingen) speelt, toegepast onderzoek vormgegeven gericht op het verkrijgen van inzicht in de huidige en toekomstige conditie van de objecten en de inzet van monitoring daarbij.

## Referenties

1. HerMes: Het rationele monitoring evaluatie systeem – eindrapport, Delft Cluster, Delft, 2003
2. CUR-rapport 223 'Richtlijn, Meten en monitoren van bouwputten–Instrument voor kwaliteits- en risicomanagement', Stichting CURNET, Gouda, 2010
3. CUR preadvies 241 'Intelligente constructies met ICT', Stichting CURNET, Gouda, 2012
4. SBRCURnet kennispaper 'Slimme constructies voor slim beheer en onderhoud – praktijkcases' <http://www.sbrcurnet.nl/producten/kennispapers/kennispaper-slimme-constructies-voor-slim-beheer-en-onderhoud-praktijkcases>
5. Nicolai, R.P., Rapportage "methodiek gevoeligheidstest natte kunstwerken", VONK, Rijkswaterstaat, juli 2014



## Bijlagen



### ***Bijlage 1 Schade- en degradatiemechanismen natte kunstwerken***

Op 27 augustus 2015 heeft een workshop plaatsgevonden met een vijftal experts waarin is gesproken over de mogelijkheden van monitoring in het kader van de vervangingsopgave van natte kunstwerken. Een verslag van deze workshop is als bijlage 4 opgenomen. Bij deze workshop is gebruik gemaakt van de volgende (mogelijk incomplete) lijst van schade- en degradatiemechanismen leidend tot een faalmechanisme bij natte kunstwerken:

- 1 transport grondmateriaal door interne erosie (achterloopsheid)
- 2 transport grondmateriaal door interne erosie (onderloopsheid)
- 3 erosie bodembescherming voor-/achterland
- 4 erosie bodembescherming in het kunstwerk
- 5 vervormingsverschil tussen civiele delen en omgeving onder water
- 6 vervormingsverschil tussen civiele delen en omgeving boven water
- 7 instabiliteit van taluds
- 8 aantasting funderingspalen door schimmels en bacteriën
- 9 aantasting funderingspalen door 'beestjes'
- 10 wapeningscorrosie beton onder waterstand
- 11 wapeningscorrosie beton boven waterstand
- 12 corrosie van ankerstaven/verankering
- 13 vermoeiing van staal
- 14 betondegradatie (alkali-silica-reactie, asr)
- 15 degradatie/verbrossing van de voegen bij metselwerk
- 16 degradatie/verbrossing van de stenen bij metselwerk
- 17 corrosie grond(water)kerende damwanden
- 18 transport grondmateriaal door grondkerende wanden
- 19 corrosie van kwelschermen
- 20 verborgen gebreken in wanden die zich pas later openbaren
- 21 verzakking van paalfundering (hoogteverlies kunstwerk)
- 22 horizontale vervormingen van paalfundering (plaatsvastheid kunstwerk)
- 23 vervormingsverschillen fundering (horizontaal/verticaal/rotatie, leidend tot scheurvorming kunstwerk)
- 24 vervormingen van wanden
- 25 opdrijven van de constructie
- 26 constructief falen door veranderde regelgeving
- 27 constructief falen door veranderde belastingen (bijvoorbeeld stootbelastingen)
- 28 verstopping van drainagesystemen die constructie beïnvloedt



## Bijlage 2 Structurering faalmechanismen natte kunstwerken

Het 'chassis' van een nat kunstwerk bestaat uit meerdere componenten die onder maatgevende omstandigheden als gevolg van ontoelaatbaar hoge belastingen (S) dan wel ontoelaatbaar lage sterkten (R), als gevolg van de schade- en degradatiemechanismen in bijlage 1, kunnen falen. Nader ingedeeld naar de materialen waartussen een faalmechanisme plaatsvindt, kunnen we spreken van:

- constructief falen<sup>5</sup> van civiele delen;
- geotechnisch falen van grond-constructie interactie<sup>6</sup> tussen civiele delen en ondergrond;
- grondmechanisch falen<sup>7</sup> van civiele delen;
- falen van aansluitconstructies tussen civiele delen en de omgeving.

Een verdere structurering van faalmechanismen kan plaatsvinden op basis van de faaloorzaken:

- constructief falen van civiele delen:
  - door veranderende grond(water)belastingen<sup>8</sup> (S) (25/27)
  - door veranderende hydraulische belastingen (S) (27)
  - door veranderde mechanische belastingen<sup>9</sup> (S) (27)
  - door veranderde regelgeving (S,R) (26)
  - door vervormingen van en vervormingsverschillen tussen onderdelen (S, R) (23/24)
  - door biologische aantasting<sup>10</sup> van funderingselementen (R) (8/9)
  - door corrosie van betonwapening (R) (10/11)
  - door corrosie van ankerstaven/verankering (R) (12)
  - door vermoeiing van staal (R) (13)
  - door betondegradatie, oftewel alkali-silica-reactie ASR (R) (14)
  - door degradatie/verbrossing van voegen metselwerk (R) (15)
  - door degradatie/verbrossing van stenen metselwerk (R) (16)
  - door corrosie van grond(water)kerende (dam)wanden (R) (17)
  - door verborgen constructieve gebreken (R) (18/20)
  - door corrosie van kwelschermen (R) (19)
- geotechnisch falen van grond-constructie interactie tussen civiele delen en ondergrond:
  - door verlies aan plaatsvastheid van funderingselementen<sup>11</sup> (S,R) (21/22)
- grondmechanisch falen van civiele delen:
  - door instabiliteit object als gevolg van achter- en/of onderloopsheid<sup>12</sup> (R) (1/2)
  - door erosie bodembescherming voor-/achterland (R) (3)
  - door erosie bodembescherming in het kunstwerk (R) (4)
  - door instabiliteit taluds (R) (7)
  - door materiaaltransport door grond(water)kerende wanden (R) (18)
  - door uitval van drainage (R) (28)
- falen van aansluitconstructies tussen civiele delen en de omgeving:
  - door vervormingsverschil tussen object(onderdeel) en omgeving (S) (5/6)

<sup>5</sup> tekort aan moment-, dwarskracht- en/of normaalkrachtcapaciteit;

<sup>6</sup> tekort aan draagkracht funderingselementen (paalfundering, vloer, grond(water)kering);

<sup>7</sup> tekort aan (on)gedraineerde grondsterkte (instabiliteit object, instabiliteit taluds);

<sup>8</sup> als gevolg van instabiliteit van grondlichamen, opdrijven, verstopping drainage;

<sup>9</sup> als gevolg van stootbelastingen, vervormingsverschillen;

<sup>10</sup> als gevolg van schimmels, bacteriën, fauna;

<sup>11</sup> als gevolg van verandering in wand- of schachtwrijving (toename negatieve kleef en/of afname positieve kleef);

<sup>12</sup> transport grondmateriaal langs (achterloopsheid) of onder (onderloopsheid) het object door interne erosie;



### ***Bijlage 3 Koppeling meetgrootheden aan mechanismen***

De haalbaarheid van het toepassen van monitoring als een levensduur-verlengende maatregel hangt af van de mate waarin het mogelijk is de faaloorzaken (dat wil zeggen: schade- en/of degradatiemechanismen, al dan niet in combinatie met een belastingtoename) tijdig met sensoren te kunnen signaleren. Daarbij wordt opgemerkt dat sterkte over het algemeen lastiger is te meten, omdat hiervoor indirecte metingen moeten worden uitgevoerd, terwijl vervormingen en belastingen makkelijker zijn te meten met directe metingen.

De volgende inventarisatie van meetbare grootheden is gemaakt:

- mechanische drivers:
  - (variatie in) waterdruk
  - (variatie in) grondwaterdruk
  - (variatie) in gronddruk
  - stromingsdruk water (laminair/turbulent)
  - stromingsdruk grondwater (laminair)
  - golfklappen water
  - dynamische belastingen (verkeer, aanvaar)
  - vervormingen (horizontale verplaatsing, verticale zakking)
  - vervormingsverschillen (hoekverdraaiingen)
- chemische drivers
  - aanwezige grondwater
  - aanwezige water
  - aanwezige zuurstof (concentratie)
  - aanwezige zout/chloride (concentratie)
  - aanwezige zuurgraad (pH-waarde)
  - temperatuur

Vervolgens is een koppeling gemaakt tussen de lijst van schade- en degradatiemechanismen enerzijds (zie bijlage 1) en de lijst van meetbare grootheden anderzijds, zie Figuur B3.1:



## Handreiking monitoring

	grondwaterdruk (variatie)	(laminaire) stromingsdruk grondwater (materiaaltransport)	(laminaire) stromingsdruk water	turbulente stromingsdruk water	golflappen	aanwezigheid grondwater	aanwezigheid water	aanwezigheid zuurstof	temperatuur	vervormingsverschillen (grond-constructie)	statische belasting (bv effectief grondgewicht)	dynamische belasting (bv verkeer)	mechanische belasting	chemische belasting (zout, zuurgraad)
1 Transport grondmateriaal door interne erosie (achterloopsheid)	■													
2 Transport grondmateriaal door interne erosie (onderloopsheid)	■													
3 Erosie bodembescherming voor-/achterland			■	■										
4 Erosie bodembescherming in het kunstwerk			■	■										
5 Vervormingsverschil tussen civiele delen en omgeving onder water			■	■										
6 Vervormingsverschil tussen civiele delen en omgeving boven water			■	■	■									■
7 Instabiliteit van taluds	■	■										■		
8 Aantasting funderingspalen door schimmels en bacterien														
9 Aantasting funderingspalen door 'beestjes'						■	■	■	■					
10 wapeningscorrosie beton onder waterstand						■	■	■	■					■
11 wapeningscorrosie beton boven waterstand						■	■	■	■					■
12 corrosie van ankerstaven/verankering						■	■	■	■					■
13 vermoeiing van staal				■	■									
14 betondegradatie (alkali-silica-reactie ASR)						■	■							
15 degradatie/verbrossing van de voegen bij metselwerk						■	■			■				■
16 degradatie/verbrossing van de stenen bij metselwerk						■	■			■				■
17 corrosie grond(water)kerende damwanden						■	■	■	■					■
18 transport grondmateriaal door grondkerende wanden		■	■	■	■									
19 corrosie van kwelschermen						■	■	■	■					■
20 verborgen gebreken in wanden die zich pas later openbaren	■				■						■	■	■	
21 verzakking van paalfundering (hoogteverlies kunstwerk)	■	■									■	■	■	
22 horizontale vervormingen van paalfundering (plaatsvastheid kunstwerk)										■		■		
23 vervormingsverschillen fundering (horizontaal/verticaal/rotatie, leidend tot scheurvorming kunstwerk)										■		■		
24 vervormingen van wanden	■				■						■	■	■	
25 opdrijven van de constructie	■										■			
26 constructief falen door veranderde regelgeving														
27 constructief falen door veranderde belastingen (bijv. stootbelastingen)													■	
28 verstopping van drainagesystemen die constructie beïnvloedt	■					■		■	■					

Figuur B3.1: Meetbare drivers voor de verschillende schade- en degradatiemechanismen

### Bijlage 4 Verslag workshop monitoring

Op 27 augustus 2015 heeft een workshop plaatsgevonden met een vijftal experts waarin is gesproken over de mogelijkheden van monitoring in het kader van de vervangingsopgave van natte kunstwerken. Doel van de workshop was een prioritering te verkrijgen van schade- en/of degradatiemechanismen die, al dan niet in combinatie met een belastingtoename, tot een faalmechanismen leiden waarbij monitoring kansrijk lijkt, en om vast te stellen voor welke belasting en sterkte componenten monitoring relatief eenvoudig kan worden gebruikt.

De volgende experts waren aanwezig bij de workshop:

- Ron Karelse, Rijkswaterstaat Zeeland
- Leo Klatter, Rijkswaterstaat GPO
- Dirk Jan Kiljan, Rijkswaterstaat GPO
- Wouter van der Wiel, IV-Infra
- Jos Wessels, TNO
- Frits van Tol, Deltares

### Aanpak

De workshop werd geïntroduceerd met behulp van Figuur B4.1. In deze figuur staat weergegeven wanneer monitoring nuttig kan zijn door gebruik te maken van de volgende twee assen:

- *Ernst van het mechanisme*: Hoe ernstiger een schade- of degradatiemechanisme is, hoe meer aandacht er aan het mechanisme gegeven moet worden.
- *Voorspelbaarheid van einde levensduur mechanisme*: Dit is de mate waarin er met huidige rekenmodellen, meet- en inspectiemiddelen informatie kan worden verkregen. Hoe groter de voorspelkracht van het schade-/degradatiemechanisme, hoe minder ontwikkeld hoeft te worden.

Als de voorspelbaarheid laag is en de ernst van de schade- en degradatiemechanismen is over het algemeen ook laag, dan loont het waarschijnlijk niet om hier monitoring voor te gaan ontwikkelen. Als de voorspelbaarheid echter laag is en de ernst over het algemeen hoog, dan is een betere voorspelbaarheid gewenst en kan monitoring mogelijk van meerwaarde. Ten slotte kan er geleerd worden hoe, bij goed voorspelbare mechanismen, dit wordt toegepast in de praktijk.



Figuur B4.1: Schematische weergave nut en noodzaak ontwikkeling monitoring



## Handreiking monitoring

---

Om de workshop verder te structureren zijn de voorspelbaarheid en ernst van schade<sup>13</sup> en degradatiemechanismen<sup>14</sup> verder gespecificeerd in deelvragen. Deze deelvragen zijn:

- Voorspelbaarheid schade- of degradatiemechanisme:
  - Zijn schade- en/of degradatiemechanismen aan de civiele constructies (leidend tot een faalmechanisme) met huidige methoden tijdig zichtbaar/aantoonbaar?
  - Is monitoring van belasting en sterkte componenten relevant voor het faalmechanisme op dit moment geschikt om inzicht te krijgen in einde technische levensduur?
  - Is het falen bros of ductiel?
  
- Ernst schade- of degradatiemechanisme:
  - Zijn er maatregelen mogelijk?
  - Bij hoeveel kunstwerken kan dit mechanisme spelen?
  - Wat is het belang van kunstwerken waar dit mechanisme kan spelen?
  - Hoe groot is de kans dat dit mechanisme leidt tot einde technische levensduur van het kunstwerk?

Deze vragen zijn beantwoord voor alle mechanismen die genoemd zijn in Bijlage 1, door een score te geven van 1 tot en met 4, conform de classificatie die in Tabel B4.1 staat genoemd. Ook is een onderlinge weging tussen de vragen vastgesteld, om op die manier uiting te geven aan het feit dat sommige deelvragen belangrijker zijn dan andere. De resultaten van deze weging staan eveneens in Tabel B4.1 weergegeven, tussen haakjes achter de gestelde vraag. Ook zijn de vragen in volgorde van belangrijkheid weergegeven (belangrijkste bovenaan).

Voordat begonnen is met het beantwoorden van de vragen zijn alle faal-, schade en degradatiemechanismen en vragen doorgesproken (en aangepast) met de deelnemers om een zo uniform mogelijk beeld bij de deelnemers te verkrijgen (en er op die manier voor te zorgen dat de antwoorden van de deelnemers met elkaar vergeleken konden worden).

### Resultaten

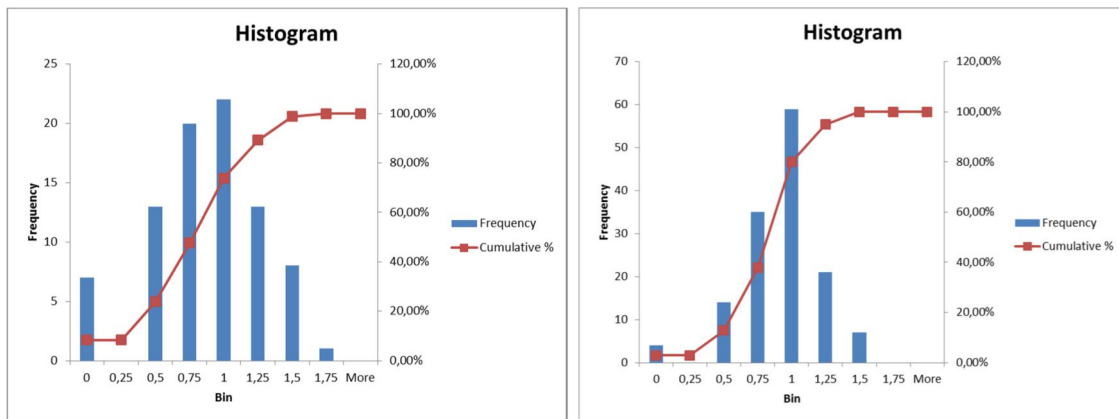
Hoewel de deelnemers tijdens de workshop aangaven dat het beantwoorden van de vragen lastig was, bleek na afloop toch een voldoende consistent beeld naar voren te komen. Daartoe is de standaardafwijking van de scores gebruikt. Deze staan in een histogram in Figuur B4.2 weergegeven. Hieruit kan worden afgelezen dat in ongeveer 80% van de gevallen de standaarddeviatie over de antwoorden kleiner is dan 1, waar scores van 1 t/m 5 gegeven konden worden.

---

<sup>13</sup> schademechanismen zijn een direct (tijdsafhankelijk) nadelig gevolg voor de sterkte;

<sup>14</sup> degradatiemechanismen impliceren een tijdsafhankelijke (indirecte) afname van de sterkte;

## Handreiking monitoring



*Figuur B4.2: Standaardafwijkingen antwoorden deelnemers workshop (links voorspelbaarheid, rechts ernst)*



Handreiking monitoring

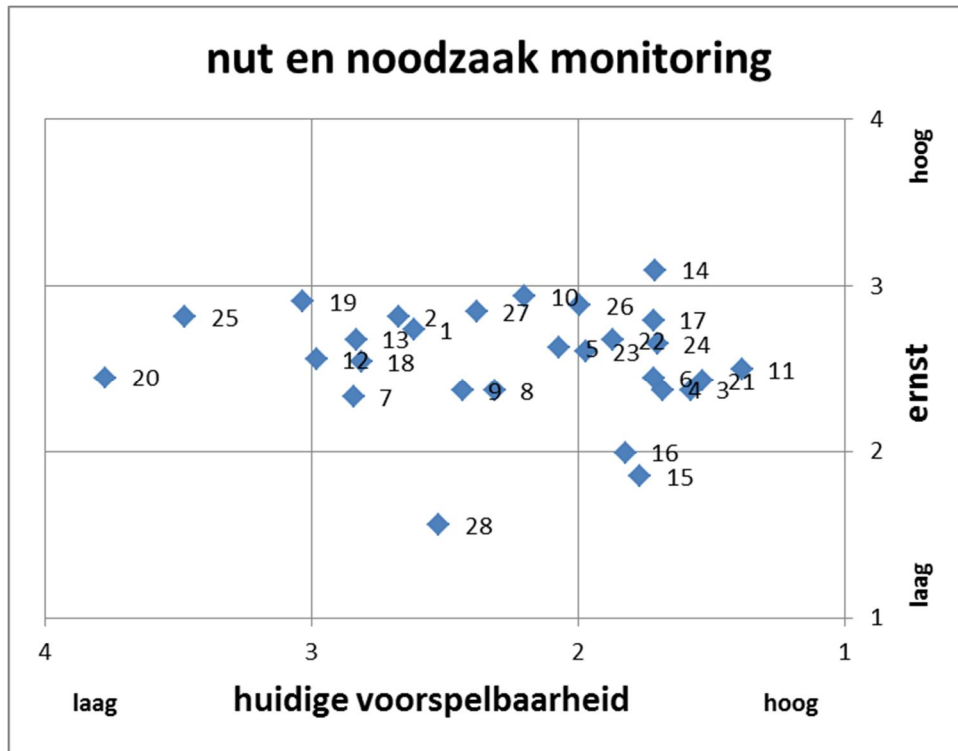
	score			
	1	2	3	4
	'klein/onbelangrijk'			'belangrijk/grote gevolgen'
<b>Voorspelbaarheid:</b>				
Is het falen bros of ductiel? (relatieve gewing: 43%)	ductiel			bros
Is schade en/of degradatie aan de civiele constructies met huidige methoden tijdig zichtbaar/aantoonbaar? (relatieve gewing: 36%)	Altijd, maatregelen kunnen op tijd worden genomen of vervanging kan tijdig worden gepland	Meestal is schade/degradatie tijdig geconstateerd, maar er ontstaat grote druk op de planning	Vaak wordt schade/degradatie zo laat geconstateerd, dat noodmaatregelen nodig zijn, buiten de normale planning om	Nooit, schade/degradatie doet zich compleet onverwacht voor, maatregelen zijn dan niet meer te treffen
Is monitoring op dit moment geschikt om inzicht te krijgen in einde technische levensduur? (relatieve gewing: 28%)	monitoring is het belangrijkste middel om faalmechanisme en einde levensduur vast te stellen	monitoring draagt voor een belangrijk deel bij aan het inzicht in einde technische levensduur	monitoring wordt vrijwel niet gebruikt om inzicht te krijgen in einde technische levensduur	monitoring is op dit moment ongeschikt om faalmechanisme en einde levensduur vast te stellen
<b>Ernst:</b>				
Hoe groot is de kans dat dit mechanisme leidt tot einde technische levensduur van het kunstwerk? (relatieve gewing: 42%)	Het mechanisme leidt op zichzelf nooit tot einde technische levensduur van het kunstwerk	Het mechanisme kan tot einde technische levensduur leiden	Het mechanisme leidt vaak tot einde technische levensduur	Dit mechanisme is vrijwel altijd het maatgevende mechanisme; het veroorzaakt einde technische levensduur
Bij hoeveel kunstwerken kan dit mechanisme spelen? (relatieve gewing: 27%)	Het mechanisme is bij minder dan 10% van het kunstwerken areaal relevant	Het mechanisme is bij 10-50% van het kunstwerken areaal relevant	Het mechanisme is bij 50-90% van het kunstwerken areaal relevant	Het mechanisme is bij meer dan 90% van het kunstwerken areaal relevant
Zijn er maatregelen mogelijk? (niet vervangen) (relatieve gewing: 26%)	Maatregelen zijn eenvoudig te nemen zonder hinder voor gebruik van het kunstwerk en tegen lage kosten (tov vervanging)	Maatregelen zijn mogelijk, maar er ontstaat gebruikshinder en er zijn enige kosten mee gemoeid (tov vervanging)	Maatregelen zijn mogelijk, maar er ontstaat aanzienlijke gebruikshinder en er zijn grote kosten mee gemoeid (tov vervanging)	Er zijn geen maatregelen mogelijk; het faalmechanisme leidt tot einde technische levensduur
Wat is het belang van kunstwerken waar dit mechanisme kan spelen? (relatieve gewing: 15%)	Het systeem blijft vrijwel volledig functioneren bij uitval van het kunstwerk	Het systeem blijft na kleine aanpassingen nog functioneren	Het systeem blijft na grote aanpassingen nog functioneren	Uitval van het kunstwerk leidt tot disruptie van het gehele systeem

Tabel B4.1: Overzicht van gestelde vragen om inzicht te krijgen in voorspelbaarheid en ernst van mechanismen



## Handreiking monitoring

Alle schade-/degradatiemechanismen zijn vervolgens in de matrix geplot die te zien is in Figuur B4.3.



Figuur B4.3: nut en noodzaak monitoring (nummers komen overeen met mechanismen uit bijlage 1)

## Conclusies

De volgende conclusies worden getrokken. In de voorspelbaarheid van de schade- en degradatiemechanismen (al dan niet in combinatie met een belastingtoename, leidend tot falen) is een grotere spreiding te zien dan in de ernst van de schade- en degradatiemechanismen. Dit kan worden verklaard doordat uiteindelijk elk mechanisme bij een kunstwerk kan leiden tot afkeuren. De voorspelbaarheid varieert echter wel sterk.

Als meest ernstige schade- en degradatiemechanismen kwamen tijdens de workshop naar voren:

- betondegradatie (alkali-silica-reactie ASR) (14)
- wapeningscorrosie beton onder waterstand (10)
- corrosie van kwelschermen (19)
- constructief falen door veranderde belastingen (27)
- transport grondmateriaal door interne erosie (onderloopsheid) (2)
- opdrijven van de constructie (25)
- corrosie grond(water)kerende damwanden (17)
- transport grondmateriaal door interne erosie (achterloopsheid) (1)

Van deze mechanismen zijn voor ASR en corrosie boven water al relatief veel inspectiemiddelen voorhanden, die voor monitoringsystemen ingezet kunnen worden. Dit zijn de mechanismen die als laaghangend fruit worden beschouwd. Corrosie van kwelschermen, onder- en achterloopsheid en



## Handreiking monitoring

---

(hydraulische) belastingen zijn als nog niet standaard meetbare mechanismen geïdentificeerd, waarvan de voorspelbaarheid wel vergroot kan worden door de inzet van monitoring.

Tijdens de workshop bleek ook een behoefte aan het verkrijgen van meer informatie over hydraulische belastingen. Dit vooral in het kader van normbeoordelingen waarin er grote spreidingen in deze belastingen worden meegenomen. Het introduceren van gemeten informatie in deze beoordelingen zal de spreiding naar verwachting worden verminderd. Zulke systemen zijn minder objectspecifiek, kunnen worden ingezet voor kunstwerken met of zonder degradatieproblemen en ongeacht welk schade- of faalmechanisme.





Vanuit het kennisprogramma Natte Kunstwerken van de Toekomst is op 11 oktober 2022 een workshop georganiseerd rond het thema “betrouwbaarheid van bestaande verankeringen van damwandconstructies”. Bij deze workshops waren verschillende beheerders betrokken (RWS, gemeentes Rotterdam en Amsterdam, havenbedrijf Rotterdam, provincies Zuid-Holland, Fryslân en Zeeland) alsmede TNO, ingenieursbureaus en inspectiebedrijven. ProRail heeft via mail input geleverd. Van de workshop is een verslag gemaakt dat beschikbaar wordt gesteld via de website van het kennisprogramma.



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2021*

*Vervangings- en renovatieopgave  
natte kunstwerken in Nederland*

Kennisbijdrage:

## **Einde levensduur damwanden**

Betrouwbaarheid bestaande verankeringen  
van damwanden (workshopverslag)

### **Auteurs**

Henri Havinga (Deltares)  
Renger van de Kamp (Rijkswaterstaat)  
Diego Allaix (TNO)

kenmerk : KpNK-2021-KV1.2-damwand-b001  
versie : 1.0  
datum publicatie : 15 november 2022





## Voorwoord

### Kennisprogramma Natte Kunstwerken

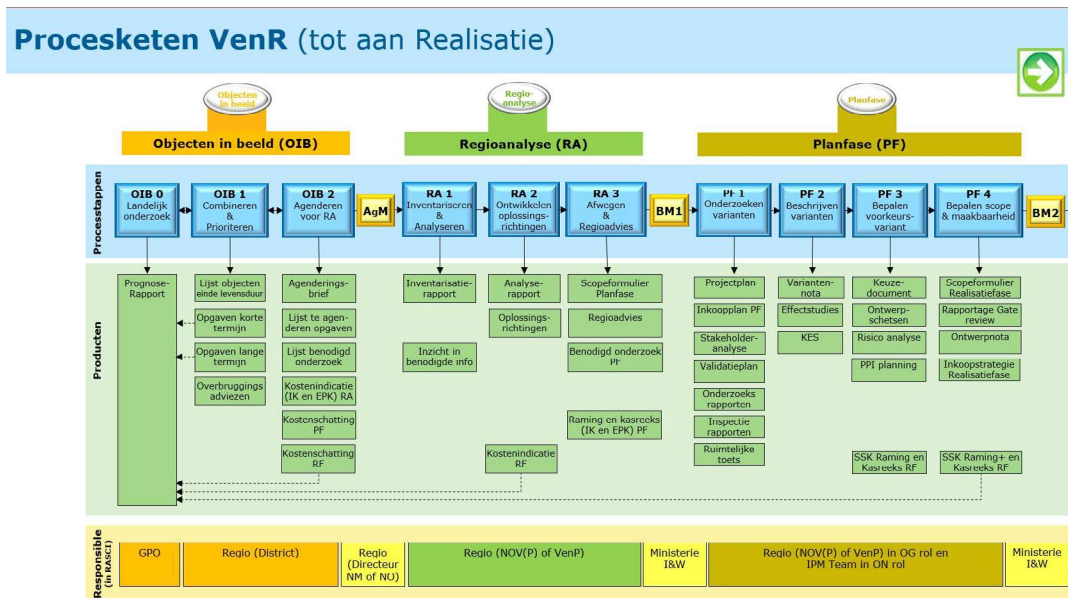
Sluizen, stuwen, gemalen en stormvloedkeringen zijn belangrijke assets waarvoor beheerders zoals Rijkswaterstaat en de waterschappen verantwoordelijk zijn. Veel van deze natte kunstwerken in de waterinfrastructuur bereiken de komende decennia het einde van hun (technische en/of functionele) levensduur. Zij kunnen daardoor hun functies naar verwachting niet meer adequaat blijven uitoefenen. Dit zal ten koste gaan van de mate waarin de waterinfrastructuur voldoet aan betrouwbaarheidseisen. In het kader van goed assetmanagement staan we dan ook voor de enorme opgave om deze kunstwerken te vervangen of te renoveren. Welke kennis hebben we nodig om dat efficiënt, kostenbesparend en toekomst-bestendig aan te pakken?



In het Kennisprogramma Natte Kunstwerken (KpNK) ontwikkelen en bundelen Deltares, MARIN, TNO en Rijkswaterstaat deze kennis op basis van de Samenwerkingsovereenkomst Natte Kunstwerken.

### Werkwijze vervangings- en renovatieproces

De laatste jaren richten we ons niet meer uitsluitend op een-op-een vervanging van kunstwerken. We zoeken steeds meer naar mogelijkheden om hun levensduur te verlengen en (noodzakelijke) ingrepen te koppelen aan gebieds- en netwerkontwikkelingen en aan functionele ontwikkelingen. Rijkswaterstaat heeft als assetmanager een vernieuwde werkwijze voor dit vervangings- en renovatieproces (VenR) opgesteld om een uniform en systematisch proces te hebben waarmee een VenR-maatregel transparant onderbouwd kan worden (zie Figuur 1).



Figuur 1: Procesketen VenR binnen Rijkswaterstaat



Deze procesketen vormt de basis waar de kennisontwikkeling van het kennisprogramma aan bijdraagt.

### **Twee-stappen-benadering en drie kernvragen**

De kennis die we ontwikkelen binnen het Kennisprogramma Natte Kunstwerken draagt bij aan de stapsgewijze-benadering binnen deze Procesketen VenR:

- stap 1 (*Objecten in Beeld*): richt zicht op (het einde van) de technische levensduur van een kunstwerk en het agenderen van de VenR-opgave in het *Prognose rapport*;
- stap 2 (*Regioanalyse*): brengt vooral de relatie in kaart tussen het kunstwerk en de netwerken waar het (samen met andere kunstwerken) deel van uitmaakt. In het resulterende *Regioadvies* gaat het ook over (het einde van) de functionele levensduur.

Inhoudelijk vindt het onderzoek plaats aan de hand drie *kernvragen*:

1. Hoe lang gaat mijn kunstwerk nog mee, zowel technisch als functioneel?
2. Welke alternatieven heb ik, behalve een-op-een vervanging?
3. Hoe weeg ik de alternatieven tegen elkaar af?

### **Programmaplan, jaarlijkse kennisplannen en samenwerking**

Het programmaplan omvat de achtergronden en ambities voor de gehele looptijd van het Kennisprogramma Natte Kunstwerken. Jaarlijks worden deze ambities uitgewerkt in een kennisplan en een bijbehorend financieringsplan. Andere partijen zoals waterschappen, adviesbureaus en andere (commerciële) organisaties, nodigen we uitdrukkelijk uit om deel te nemen aan het gezamenlijk uitvoeren van een kennisplan, bijvoorbeeld met kennisbijdragen in voor hen relevante onderzoeksprojecten, met praktijkervaringen of financiële bijdragen.

### **Resultaten delen**

Bijdragen en onderzoeksresultaten uit ons Kennisprogramma Natte Kunstwerken delen we met de hele sector via onze website ([www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl)) en op andere manieren.

Hieronder vindt u een KpNK-kennisbijdrage binnen werkpakket '*Einde levensduur damwanden*' uit het kennisplan 2021. Het omvat eerst de samenvatting van het verkennende onderzoek naar de conditiebepaling van (moeilijk bereikbare) verankeringen bij damwandconstructies: '*Betrouwbaarheid bestaande verankering van damwanden (workshopverslag)*' Deze activiteit is namens het Kennisprogramma Natte Kunstwerken geleid door Deltares. Na de samenvatting vindt u het volledige onderzoeksverslag in de vorm van een workshopverslag en de bijbehorende presentaties.



### Meer informatie

- Het Kennisprogramma Natte Kunstwerken is de uitwerking van de onderzoekslijn 'Toekomstbestendige Natte Kunstwerken' binnen het Nationaal Kennisplatform voor Water en Klimaat (NKWK). Zie [www.waterenklimaat.nl](http://www.waterenklimaat.nl)

**NKWK**

- Voor meer informatie over het programma Kennisprogramma Natte Kunstwerken, zie [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl).



- Voor vragen over het Kennisprogramma Natte Kunstwerken en het kennisplan 2021 kunt u terecht bij Martine Brinkhuis, email [martine.brinkhuis@rws.nl](mailto:martine.brinkhuis@rws.nl)
- Voor vragen over de voorliggende kennisbijdrage kunt u terecht bij de auteurs:

Henri Havinga - [henri.havinga@deltares.nl](mailto:henri.havinga@deltares.nl)

Hans Brinkman - [hans.brinkman@deltares.nl](mailto:hans.brinkman@deltares.nl)

Renger van de Kamp - [renger.vandekamp@rws.nl](mailto:renger.vandekamp@rws.nl)



Kennisprogramma Natte Kunstwerken  
*Kennisplan 2021*



## Samenvatting

# Einde levensduur damwanden

Betrouwbaarheid bestaande verankeringen van damwanden (workshopverslag)

### **Aanleiding en probleemstelling**

Een groot deel van de damwandconstructies in Nederland is verankerd. Het verkennen van de actuele conditie en prestatie (trekcapaciteit) van bestaande verankeringen, en daarmee van de (rest)levensduur en betrouwbaarheid van damwandconstructies, is bij Rijkswaterstaat zeer actueel. Het kan zowel gaan om lichte verankeringen (zoals de klapankers bij het Amsterdam-Rijnkanaal) als om zware verankeringen (zoals de verankeringen bij de Prinses Irenesluis in Wijk bij Duurstede).

Er bestaan echter significante (kennis)onzekerheden over de actuele conditie en prestatie van bestaande verankeringen. Zo ontbreekt bijvoorbeeld informatie over de as built situatie, zijn er geen meetdata bekend van degradatie en is de oorzaak van geconstateerde brosse breuken niet altijd duidelijk. Complicerende factor daarbij is dat verankeringen zich onder de grond bevinden en conditiebepaling zeer lastig is. Daardoor is het moeilijk de technische (rest)levensduur van bestaande verankeringen te bepalen. Omdat verankeringen essentieel zijn voor het goed functioneren van de constructie, en het dus belangrijk is die conditie en (rest)levensduur wél te kunnen bepalen, is deze kennisonzekerheid een probleem voor het assetmanagement bij projecten en op areaalniveau.

### **Onderzoeksvragen (WAT)**

Om meer duidelijkheid te verkrijgen over de omvang van het daadwerkelijke probleem van de kennisonzekerheid voor het assetmanagement hebben we het volgende onderzocht:

1. Hoe goed kunnen de actuele conditie, prestatie en de hiermee samenhangende technische (rest)levensduur van verankeringen van waterbouwkundige constructies worden bepaald?
2. Wat is de omvang van de kennisonzekerheid over de daarbij relevante aspecten?

### **Onderzoeksaanpak en -methode (HOE)**

Om deze vragen te beantwoorden hebben we in oktober 2022 een workshop gehouden met beheerders, vertegenwoordigers van ingenieurs- en inspectiebureaus en van kennisinstellingen. Doel van de workshop was het creëren van draagvlak om met de onderzoeksvragen aan de slag te gaan. Met de circa 30 aanwezigen hebben we aan de hand van presentaties en discussies ervaringen met elkaar gedeeld en beschikbare informatie geïnventariseerd over:

- falende verankeringen (bekende schadegevallen);
- de op dit moment gebruikte inspectie- en meettechnieken voor de bepaling van de conditie van verankeringen;





- uitdagingen (witte vlekken) binnen de huidige aanpak voor de beoordeling van de conditie, prestatie en restlevensduur van verankeringen.

### **Onderzoeksresultaten**

Om het gewenste resultaat te bereiken – namelijk het vaststellen van de invulling van vervolgonderzoek (i.e. een stappenplan tot verbetering, met wie, wat en hoe?) – werden er tijdens deze workshop presentaties gegeven door assetmanagers en/of experts van Rijkswaterstaat, Gemeente Rotterdam en Havenbedrijf Rotterdam, ingenieurs- en adviesbureau Nebest, TNO en Deltares:

- Deltares gaf aan welke fysieke aspecten bij verankeringen het einde van de levensduur bepalen (toename belasting, afname sterkte en toename vervorming), welke informatie er nodig is om einde levensduur van constructies te kunnen beoordelen en hoe de daarvoor benodigde berekeningen daarbij zo scherp mogelijk gedaan kunnen worden.
- Rijkswaterstaat deelde enkele recente ervaringen met bestaande verankeringen bij waterbouwkundige constructies. Onder andere over de brosse breuken bij de verankeringen in de Prinses Irenesluis en het versneld vervangen van verankeringen bij de Hollandse IJsselkering.
- Gemeente Rotterdam toonde praktijkvoorbeelden van de Britanniëhaven en Calandkanaal waar problemen waren met horizontale verplaatsingen van ankerschotten.
- Nebest liet voorbeelden zien van en aandachtspunten bij twee vaak gebruikte inspectiemethoden bij verankeringen: visuele inspectie via het vrijgraven van een deel van de damwandconstructie (ingrijpend) en visuele inspectie aan de waterzijde (oppervlakkig). Hun boodschap was dat er eigenlijk een gebrek is aan minder ingrijpende, betere inspectiemethoden.
- TNO presenteerde vernieuwingen in de inspectie van corrosie bij stalen constructieonderdelen via ultrasone meettechnieken en de toepassingsmogelijkheden daarvan. Waar tot nu toe alleen een bewerkelijke methode via puntmetingen voorhanden was, is nu ook een snelle methode voor het contactloos scannen van grote oppervlakten in ontwikkeling. Deze kan mogelijk in de toekomst ook voor het meten aan krachten in verankeringen worden ingezet.
- Havenbedrijf Rotterdam liet zien hoe en in welke mate de betrouwbaarheid van verankeringen nauwkeuriger voorspeld kan worden op basis van de resultaten van testmetingen. Het bedrijf deed ook een aantal suggesties voor het verbeteren van deze betrouwbaarheidsvoorspellingen.

In de workshop bleek dat er weinig tot geen schades aan verankeringen bekend zijn, waardoor er nog geen noodzaak is gevoeld om deze bij (jaarlijkse) inspecties te controleren. Er werd geconstateerd dat er vaak belangrijke areaaldata (i.e. informatie over de as-built situatie en over de actuele toestand van verankeringen) ontbreekt. Daardoor kunnen de huidige conditie, prestatie en resulterende (rest)-levensduur van verankeringen niet of niet goed worden beoordeeld.



### **Vooruitblik**

De volgende acties werden gezien als vervolgstappen om in de toekomst het beoordelen van de technische (rest)levensduur van verankeringen beter te kunnen doen:

- Beheerders en ingenieursbureaus staan ervoor open om inspectieresultaten te delen, zodat die gebundeld kunnen worden in een overzicht.
- Er is behoefte aan een uniform format voor het testen en inspecteren van verankering.
- Praktijkhandleiding voor een geavanceerde rekenkundige beoordeling (inclusief het updaten van de betrouwbaarheid op basis van data) is wenselijk.

Uit de workshop kwam verder een groot aantal suggesties voor het verkleinen van verschillende kennisonzekerheden bij verankeringen naar voren. Deze zijn opgenomen in het volledige verslag van de workshop. Ook de uitnodiging en presentaties zijn daarbij opgenomen.



## Verlag Workshop Betrouwbaarheid bestaande verankeringen van damwanden 11 oktober 2022, Deltares, Delft

### Algemeen

Goede opkomst, vertegenwoordigers van RWS, TNO, Deltares, HbR, gem.Rotterdam, provincie Fryslân, Zuid-Holland en Zeeland, gemeente Amsterdam, ingenieurs- en inspectiebureaus.

### Presentaties en programma

Opening	Joost Bredeveld (Deltares)	Algemene toelichting kennisprogramma en V&R
Verankering en einde levensduur	Henri Havinga (Deltares)	Overzicht van onderwerpen die belangrijk zijn bepaling einde levensduur.
Ervaringen	Renger van de Kamp (RWS) Karan Tikai (RWS) Rodriaan Spruit (gem.werken Rotterdam)	Inspectietechnieken en schades Renovatie damwanden Hollandsche IJsselkering Ervaringen ankerschermen. Monitoringresultaten 2 kademuren in Rotterdam.
Inspectiemethodes	Mark Lodema (Nebest)	Overzicht van aangetroffen schades en bijzonderheden in afgelopen 15 jaar vanuit heel NL
Nieuwe inspectietechnieken	Arno Volker (TNO)	Nieuwe meettechnieken voor damwanden o.b.v. hoogfrequent geluid (ipv ultrasoon)
Reliability updating o.b.v. ankerproeven	Alfred Roubos (HbR)	Kun je ankerproeven gebruiken voor “zwakke plekken” en reverse “engineering”? Temperatuur- en seizoenseffecten Noodzaak voor een uniform format voor registratie ankerproeven
Inventarisatie schadegevallen	Joost Bredeveld (Deltares), interactief met alle aanwezigen	Zie verslag verderop
Vervolgstappen	Alle aanwezigen	Zie verslag verderop
Afsluiting	Samenvatting vervolgstappen	

### Resultaten interactie “inventarisatie schadegevallen”

- Algemeen beeld: Provincies houden ieder jaar een schouw; hierbij wordt niet gecontroleerd of ankers nog functioneren, als er schades/vervormingen zijn komt dit wel naar voren. Er zijn weinig/geen schades aan ankers bekend. Nebest vindt dat je beter 1 maal per 5 jaar goed kan inspecteren
- Een richtlijn voor het vastleggen van de inspecties zou nuttig zijn
- Provincie Zuid-Holland: meer dan 200 km damwand. Weinig problemen met verankering, wel sterke voorkeur voor groutankers (ipv plaatankers of klapankers).
- Provincie Zeeland: beperkt areaal bij enkele sluizen en loswallen, geen schades aan verankering bekend.
- Provincie Fryslan: uitgebreid areaal, veel klapankers en plaatankers.
- Gem. Amsterdam: meer dan 600 km (groot deel binnenstedelijke kademuren), enkel geval bekend van schade aan damwandverankering.
- Ingenieursbureaus: weinig schades bekend.



- Het komt vaak voor dat essentiële gegevens van de constructie ontbreken.

### **Resultaten interactie vervolgstappen**

Tijdens de workshop konden de aanwezigen (geschreven) input leveren voor vier onderwerpen. Onderstaand een verslag van de geleverde input.

## **1. Maatgevende einde levensduur beoordelingssituaties van verankeringen: Nieuwe inzichten en methoden**

### Aspecten

- Veiligheidsfilosofie (NEN8707, NPR Bestaande constructies, ruimtelijke variatie corrosie)
- "Nieuwe faalmechanismen (sinds jaren '60): Kranz, belasting door zakkende grond
- Rekenmodellen

### Suggesties en ideeën van deelnemers

- Oppassen dat we bij nieuwe ankers niet teveel marge "opeten" (bijv. lengte-effect, onnauwkeurige uitvoering).
- Streef naar uniform beheer van archief- en beproevingsdata.
- Herbeproeven van bestaande ankers (hoe op goede manier gebruiken voor berekening?)
- Onderzoek naar fundamenteel gedrag van de constructie (mobilisatie groutanker-capaciteit, verborgen veiligheid grond-constructie interactie).
- Bij ankerschotten / ankerschermen voldoende aandacht aan SLS geven (ongunstig vervormingsgedrag).

## **2. Handelingsperspectief voor einde levensduur: onvoldoende info => nader onderzoek**

### Aspecten

- As-built informatie ontbreekt
- Actuele toestand (degradatie / corrosie, bodemniveau, slibdiktes) onduidelijk

### Suggesties en ideeën van deelnemers

- Areaalgegevens op orde is een utopie.
- Het is goed mogelijk om met magnetosonderingen de lengte en positie van ankers na te meten (veel sonderingen in een rij haaks op de damwand).
- Soms kan de ankerkracht ook worden bepaald met een eigenfrequentie-analyse.
- Overzicht maken welke ankertypen en staalkwaliteiten in welke tijd werden toegepast.
- Inspectieresultaten en gegeven gesloopte objecten verzamelen / nationale database?
- Monitoring (periodiek) is cruciaal bij restlevensduur beschouwing.
- Soms kan de sterkte van een deksloof worden meegenomen in sterkteberekeningen.
- Dummy-ankers in nieuwe constructies plaatsen voor toekomstige vragen?
- Ankers onder water bijplaatsen als versterkingsmaatregel (onderzoek van HbR).



### **3. Negatieve fysieke aspecten bij verankeringen die einde levensduur medebepalen**

#### Aspecten

- Toename ankerbelasting (degradatie, erosie, zakkende grond)
- Afname sterkte anker (degradatie / schade)
- Toename vervorming ankers (terreinbelastingen, kruipgedrag, etc)

#### Suggesties en ideeën van deelnemers

- Maak een database met inspectieresultaten
- Wisselende belastingen a.g.v. bijv. temperatuur en grondwaterfluctuaties kunnen ook tot toename ankerkracht leiden (opspanning grond aan actieve zijde)
- Ankerschotten en ankerschermen blijken in praktijk erg gevoelig te zijn.
- Geen of onjuist onderhoud aan bij ankers met hoge staalkwaliteit is een risico.
- Verder onderzoek naar temperatureffecten
- MIC is een risico. Is het mogelijk om hiervoor een risicobeoordeling op te stellen? Bijv. een lijst met risicofactoren, welke factoren kunnen proactief worden beïnvloed?

### **4. Handelingsperspectief voor einde levensduur: beoordeling eenvoudig => gedetailleerd**

#### Aspecten

- Te eenvoudig rekenmodel gebruikt (bv. Kranz, interpretatie proeven, 3D-effecten)
- Te grote "vakindeling" voor beoordeling (onvoldoende maatwerk)
- Te strenge beoordelingscriteria (plastische sterkte, bewezen sterkte, te strenge CC-klasse)

#### Suggesties en ideeën van deelnemers

- Er is behoefte aan een handreiking of voorbeelden voor hoe in de praktijk geavanceerd kan worden gerekend.
- CUR / CROW handboek binnenstedelijke kademuren is toe aan een update.
- EEM-berekeningen bieden meer inzicht en mogelijkheid voor optimalisatie.
- Realtime monitoring nodig voor inzicht en bepaling prioritering.
- Bij optimalisatie o.b.v. rekpercentages in Triaxiaalproeven moet goed worden gelet op het niet gelijktijdig mobiliseren van grondweerstand in verschillende lagen.
- Bij reverse engineering goed opletten op welke normen alles is gebaseerd.

#### **Resultaten afsluiting vervolgstappen**

- Beheerders en ingenieursbureaus staan er voor open om inspectieresultaten te delen, zodat die gebundeld kunnen worden in een overzicht.
- Er is behoefte aan een uniform format voor testen en inspecties van verankering.
- Areaaldata op orde is erg belangrijk.
- Praktijkhandleiding voor geavanceerde berekeningsaspecten is wenselijk.



**MARIN**

**TNO**



Rijkswaterstaat

**Deltares**  
Enabling Delta Life



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken

*“Met Vervanging en Renovatie van natte kunstwerken Nederland toekomstbestendig maken”*

Joost Bredeveld (Deltares-lid Programmteam)



# Vervanging en Renovatie wordt steeds belangrijker



**Verouderd areaal**



**Intensief gebruik**



Merwedebrug A27  
gesloten voor  
vrachtwagens

**Veilig en beschikbaar**

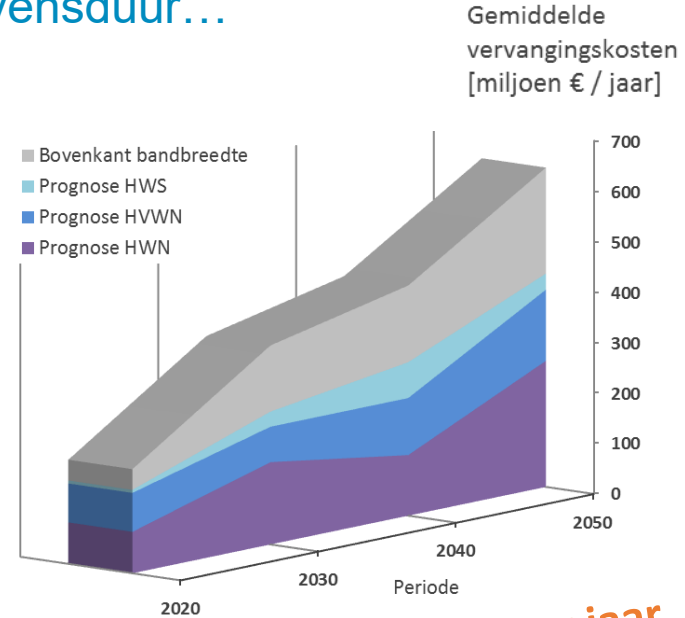
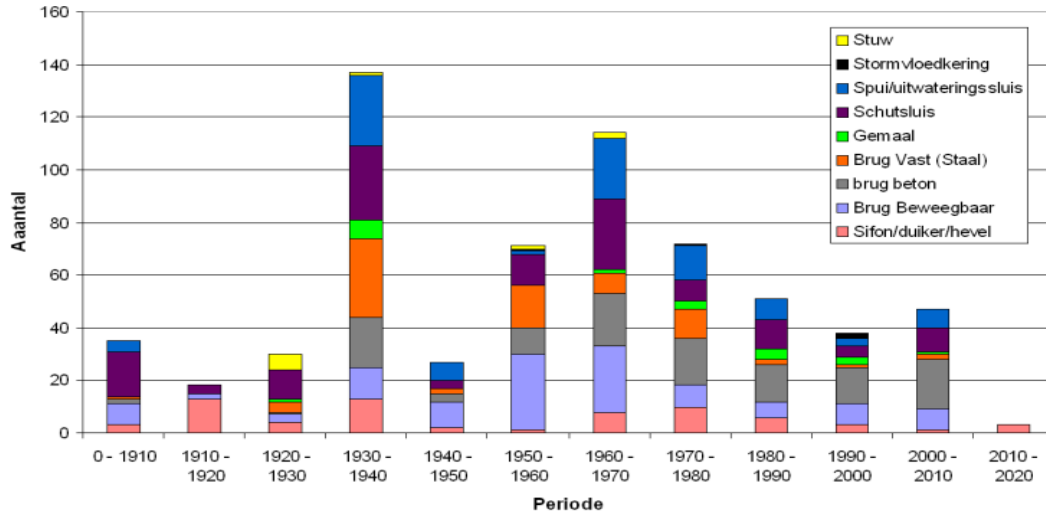


*Met onderhoud alleen redden we het niet meer.*

# ‘Einde levensduur’



(Civiele en bewegende delen van) groot aantal natte kunstwerken bereikt de komende decennia het einde van de levensduur...



**Van 200 naar 600 miljoen € per jaar**



# Kennisprogramma Natte Kunstwerken

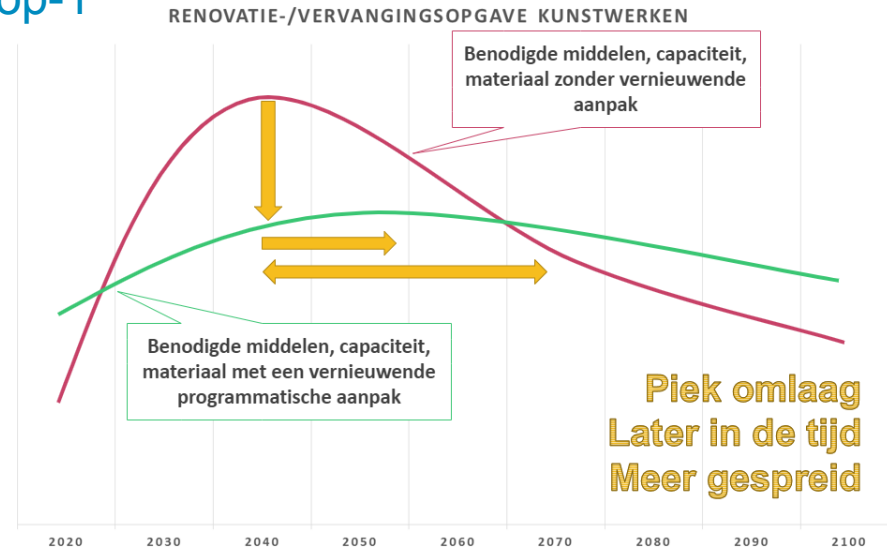
[www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl)



Kennisontwikkeling (o.b.v. kernvragen van beheerder):

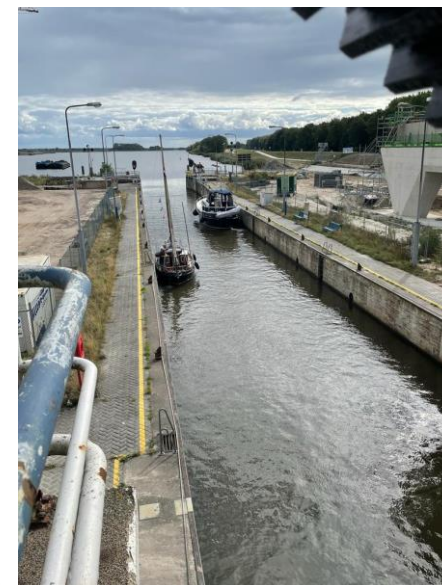
1. Hoe lang gaat mijn kunstwerk nog mee?
2. Welke alternatieven heb ik, naast 1-op-1 vervanging, bij eindelevensduur?
3. Hoe weeg ik de verschillende VenR-alternatieven af?

Kennisdeling en kennisdoorwerking



# Voorbeelden van KpNK-werkwijze

[www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl)



...vanuit KpNK-workshop corrosie richting normering

Roggebotsluis



**MARIN**

**TNO**

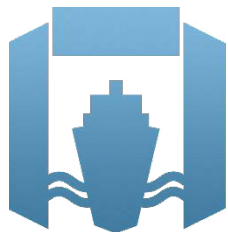


Rijkswaterstaat

**Deltares**  
Enabling Delta Life



## Kennisprogramma Natte Kunstwerken (2021-2024)



Daan Dunsbergen (RWS)  
Albert Barneveld (RWS)  
Ad van 't Zelfde (TNO)  
Alfons Mayer (TNO)  
Johan Dekker (MARIN)  
Joost Bredeveld (Deltares)

[daan.dunsbergen@rws.nl](mailto:daan.dunsbergen@rws.nl)  
[albert.barneveld@rws.nl](mailto:albert.barneveld@rws.nl)  
[ad.vantzelfde@tno.nl](mailto:ad.vantzelfde@tno.nl)  
[alfons.mayer@tno.nl](mailto:alfons.mayer@tno.nl)  
[j.dekker@marin.nl](mailto:j.dekker@marin.nl)  
[joost.breedeveld@deltares.nl](mailto:joost.breedeveld@deltares.nl)

## *Workshop betrouwbaarheid bestaande verankeringen*

Invloed betrouwbaarheid van de  
verankering op einde levensduur van een  
damwandconstructie

Henri Havinga

Hans Brinkman

11 oktober 2022

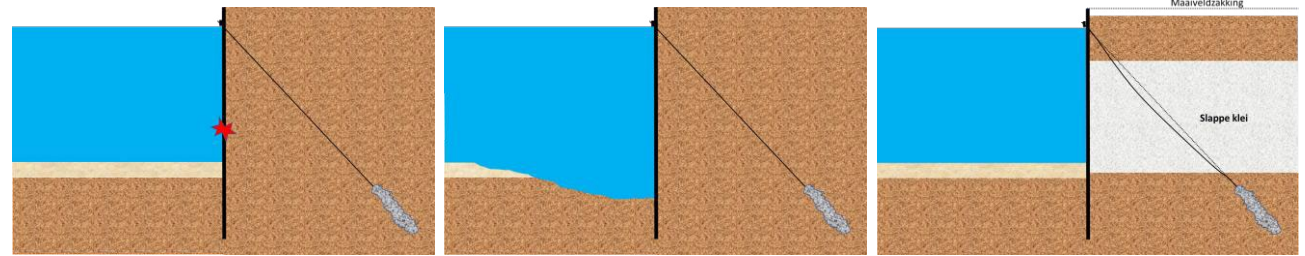
# Inhoudsopgave

- Negatieve fysieke aspecten bij verankeringen die einde levensduur medebepalen
- Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling
  - Onvoldoende informatie → Nader onderzoek
  - Eenvoudig → Gedetailleerd
- Maatgevende einde levensduur beoordelingssituaties van verankeringen
  - Nieuwe inzichten en methoden

# Negatieve fysieke aspecten bij verankeringen die einde levensduur medebepalen

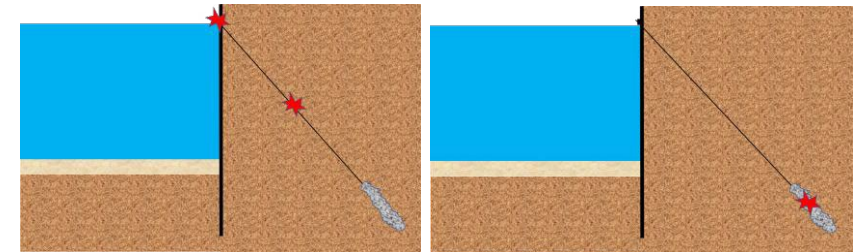
## Toename ankerbelasting

- Degradatie damwand
- Cumulatieve erosie waterbodem
- Zakkende grond op ankerstangen
- Zwaarder gebruik



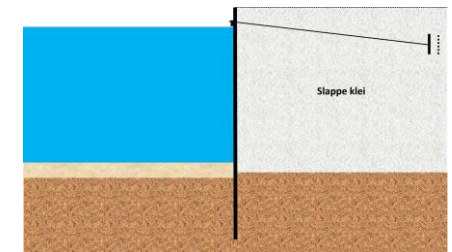
## Afname ankersterkte

- Degradatie ankerstang/streng (corrosie)
- Degradatie ankerkop
- Degradatie aanhechting grout (wisselende belasting)



## Toename ankervervorming

- Kruip en consolidatie
- Toename ankerbelasting



# Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling: onvoldoende informatie → nader onderzoek

## As-build onbekend

- Locatie en afmetingen
  - Ankerschot, Ankerwand, Schroefanker, Groutanker, Klapankers enz.
- Sterkte van ankers
  - Staalkwaliteit
  - Controle proeven: zijn ze uitgevoerd? tot welke kracht?
  - Geschiktheids(bezwijk)proeven: zijn ze uitgevoerd? wat was het resultaat?
- Toegepaste maatregelen
  - Corrosie bescherming?
  - Scharnierende verbinding voor zakkende grond?

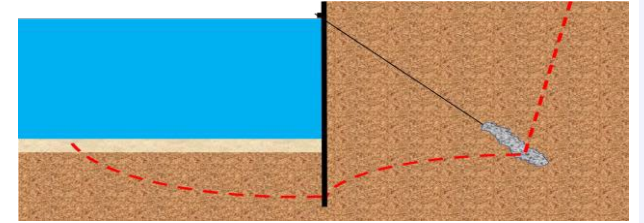
## Actuele toestand onbekend

- Degradatie van verankering & damwand?
- Bodemniveau en dikte sliblaag?

# Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling: Eenvoudig → Gedetailleerd

## Onvoldoende geavanceerd rekenmodel

- Analytische Kranz → EEM (Kranz is conservatief)
- Sterkte bij 2 of 5% rek bij isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven → werkelijke maximale sterkte van het grondmassief uit anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven
- Triaxiale grondsterkte in EEM → plane strain grondsterkte



## Te grote beoordelingsvakken

- Maatgevende snede grote vakken → Opdelen in kleinere vakken geeft scherpere beoordeling per vak

## Beoordelingscriterium

- Elastische sterkte → Plastische capaciteit (bij voldoende staaldikte)
- Elastische sterkte Class 4 op basis van spanningsreductieregel → Berekenen Class 4 capaciteit
- Geen plastische scharnieren → Plastische scharnieren (bij voldoende staaldikte)
- Nieuwbouw → Bestaande bouw
- CC3 → Juiste CC-klasse veelal lager, zie NEN1990



# Maatgevende einde levensduur beoordelingssituaties van verankeringen: Nieuwe inzichten en methoden

## Veiligheidsfilosofie

- NEN8707
- (in ontwikkeling) NPR/NEN bestaande kadeconstructies op basis van bewezen sterkte
- Probabilistisch
- Effect van variatie corrosie op de betrouwbaarheid

## Ander betrouwbaarheidsniveau vereist dan bij ontwerp

## Nieuwe mechanismen

- Kranz (pas sinds jaren 60)
- Zakkende grond op ankerstangen (vroeger wel onderkend en maatregelen maar geen berekening)

## Nieuwe rekenmodellen

- Verenmodel
- Eindige elementen model
- Berekeningsmethoden voor zakkende grond op ankerstangen



# Recente ervaringen bestaande ankers RWS

Renger van de Kamp / Karan Tikai  
11 oktober 2022



## Onderwerpen

- Terugkoppeling eerdere workshop
- Irenesluis
- Kranz-stabiliteit / ankerlengte
- Onderzoek
- Hollandsche IJsselkering (Karan Tikai)



# Terugkoppeling eerdere workshop



Workshop

*Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater*



Sluis Eefde [Rijkswaterstaat]



**Protocol gemiddelde  
staaldiktebepaling van  
6 aangrenzende stalen  
damwandplanken met  
ultrasone metingen**





# Voorbeeld: damwanden onder brug

		DKT/METINGEN																			
TYPE	0		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
Punt	Zone	Hoogte tov waterlijn	M 1 - Buik	M 2 - Lijf	M 3 - Kas	M 4 - Kas	M 5 - Lijf	M 6 - Buik	M 7 - Buik	M 8 - Lijf	M 9 - Kas	M 10 - Kas	M 11 - Lijf	M 12 - Buik	M 13 - Buik	M 14 - Lijf	M 15 - Kas	M 16 - Kas	M 17 - Lijf	M 18 - Buik	
D1	Atmosferisch	Deksluif	10,2	9,8	10,3	10,0	9,4	9,6	10,0	9,5	9,9	10,2	9,9	9,9	10,3	9,8	9,8	9,5	9,5	10,4	
		0,5	10,1	9,9	10,0	9,8	9,6	9,9	10,0	9,7	9,9	10,3	9,4	9,7	10,1	10,0	9,8	9,5	9,5	9,9	
		Waterlijn	9,3	9,4	9,0	9,0	8,4	8,3	9,1	8,6	8,7	8,7	8,4	8,4	9,3	8,3	9,1	9,1	8,7	7,9	9,6
	Permanent	-0,5	9,7	9,2	8,8	8,9	8,2	8,5	8,5	8,4	8,6	8,9	9,1	9,3	8,8	8,9	8,6	8,9	8,6	8,9	8,6
		-1	9,7	8,9	8,9	9,1	8,8	9,1	9,2	8,7	8,9	9,1	8,4	8,5	9,0	8,9	9,3	8,9	8,6	9,2	9,2
		Bodem	9,2	9,3	9,3	9,2	8,6	9,2	9,2	9,4	9,3	9,7	9,4	9,4	9,5	9,3	8,9	9,1	8,9	9,2	9,2
	D2	Atmosferisch	Deksluif	9,5	10,2	9,6	9,9	10,2	10,0	9,5	9,9	9,8	9,5	9,5	9,3	9,0	8,9	9,3	10,0	9,1	10,2
			0,5	9,5	10,1	10,6	10,1	10,0	10,0	9,8	9,8	10,2	10,8	10,4	9,1	9,0	9,0	9,3	10,1	9,1	10,2
		Spazone	Waterlijn	9,6	9,0	9,2	9,4	9,1	9,1	9,8	8,8	9,0	9,8	9,1	9,6	7,9	7,9	7,8	8,3	8,8	8,5
			-0,5	8,9	8,8	9,7	8,6	8,9	8,9	9,0	8,6	8,1	9,0	9,3	9,4	8,4	8,0	8,3	8,0	8,9	9,0
		Permanent	-1	9,4	9,8	9,5	8,3	8,2	9,1	8,8	8,3	8,8	9,9	9,2	9,5	9,3	8,3	9,3	8,6	8,4	8,5
			Bodem	9,4	9,1	9,6	8,7	8,8	9,1	8,5	8,7	8,3	9,2	9,3	9,5	9,3	9,2	8,7	8,2	8,1	8,7
D3	Atmosferisch	Deksluif	9,8	9,5	10,1	9,6	9,4	9,7	9,9	9,6	10,0	9,9	9,9	10,5	9,8	9,8	10,3	9,9	9,7	10,3	
		0,5	10,0	9,5	10,1	9,8	9,5	9,8	10,0	9,7	10,1	10,0	9,9	10,1	10,0	10,0	9,8	9,8	10,5		
	Spazone	Waterlijn	8,8	7,9	9,1	nm	8,5	8,2	7,9	7,8	nm	8,9	8,8	8,2	8,3	8,8	8,4	nm	8,5	8,2	
		-0,5	8,9	9,1	9,1	8,2	7,5	9,3	8,8	9,1	9,6	nm	9,3	9,1	9,1	8,9	nm	8,6	8,6	8,8	
	Permanent	-1	8,6	8,6	8,4	7,0	7,5	8,3	9,6	9,3	9,6	8,6	8,1	8,2	8,9	7,9	8,7	8,2	8,4	8,8	
		Bodem	9,1	9,1	9,5	8,7	8,1	9,1	9,7	9,3	10,2	9,3	9,6	9,3	9,1	8,4	8,9	8,9	8,7	9,4	
D4	Atmosferisch	Deksluif	9,8	9,4	9,4	10,4	10,1	10,2	9,8	9,4	9,8	9,9	9,7	9,9	9,7	9,4	9,7	9,6	9,5	10,0	
		0,5	9,6	9,5	9,4	10,3	10,2	10,3	9,8	9,5	9,9	9,8	9,7	9,9	9,8	9,4	9,8	9,8	9,4	9,9	
	Spazone	Waterlijn	8,9	8,4	8,6	9,3	9,2	9,0	8,5	8,5	9,0	8,4	8,7	8,7	8,0	8,5	9,1	9,0	8,9	8,6	
		-0,5	8,8	8,1	8,0	9,1	9,0	9,2	9,1	8,8	nm	8,7	8,2	9,4	9,0	8,7	7,9	7,7	8,1	8,5	
	Permanent	-1	8,8	8,5	8,5	8,4	8,4	8,7	9,1	8,5	nm	8,8	8,7	9,1	8,8	9,0	9,0	8,9	8,7	9,0	
		Bodem	9,3	9,1	9,0	9,9	9,4	9,1	8,8	8,5	9,1	9,8	9,5	9,0	8,9	8,7	8,7	8,8	8,5	9,1	

		Oude metingen					
noordzijde			kas	lijf	buik	lijf	kas
	waterlijn		9,9	9,4	9,6	8,1	8,2
	-0,5		10,5	9	9,8	8,5	8,4
	-1		10,8	9,8	10,1	9,4	9
	30 cm bb		10,7	10,1	8,5	8,8	8,6
zuidzijde			kas	lijf	buik	lijf	kas
	waterlijn		8,7	9	9,1	8,1	9,3
	-0,5		8,4	8,2	6,2	9,2	9,1
	-1		8	7,6	6,3	9	8,9
	30 cm bb		9,2	9,1		9,2	8,4



## Voorbeeld: damwanden onder brug

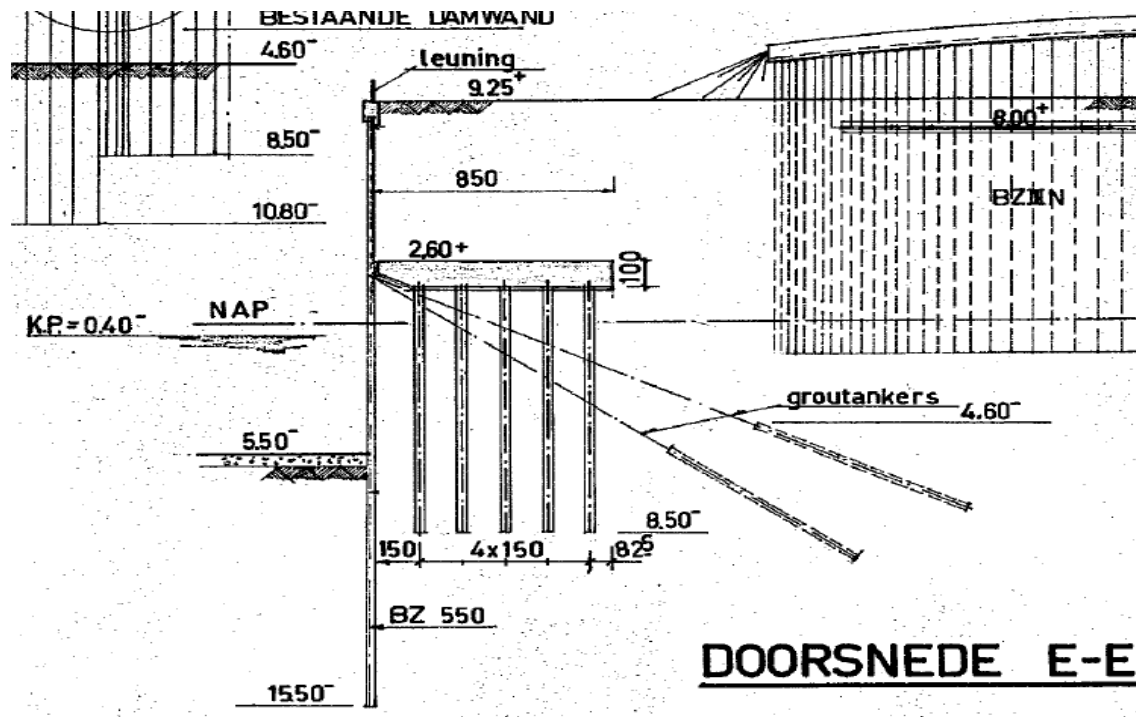
<i>volgens meetprotocol</i>						
lijf		gem	stdev	v.c.	n	kar
Atmosferisch	Deksloof	9,6	0,32	3%	24	9,4
	0,5	9,7	0,34	3%	24	9,5
Spatzone	Waterlijn	8,6	0,44	5%	24	8,4
Permanent	-0,5	8,7	0,46	5%	24	8,4
	-1	8,6	0,47	6%	24	8,3
	Bodem	9,0	0,44	5%	24	8,7
buik + kas		gem	stdev	v.c.	n	kar
Atmosferisch	Deksloof	9,9	0,32	3%	48	9,7
	0,5	9,9	0,34	3%	48	9,8
Spatzone	Waterlijn	8,8	0,52	6%	45	8,6
Permanent	-0,5	8,8	0,46	5%	45	8,6
	-1	8,9	0,49	6%	47	8,7
	Bodem	9,1	0,39	4%	48	9,0

<i>"oude" methode</i>						
lijf		gem	stdev	v.c.	n	kar
Waterlijn		8,7	0,7	8%	4	7,7
	-0,5	8,7	0,5	5%	4	8,1
	-1	9,0	1,0	11%	4	7,6
Bodem		9,3	0,6	6%	4	8,5
buik + kas		gem	stdev	v.c.	n	kar
Waterlijn		9,1	0,6	7%	6	8,4
	-0,5	8,7	1,5	17%	6	7,0
	-1	8,9	1,6	18%	6	7,0
Bodem		9,1	1,0	11%	5	7,8



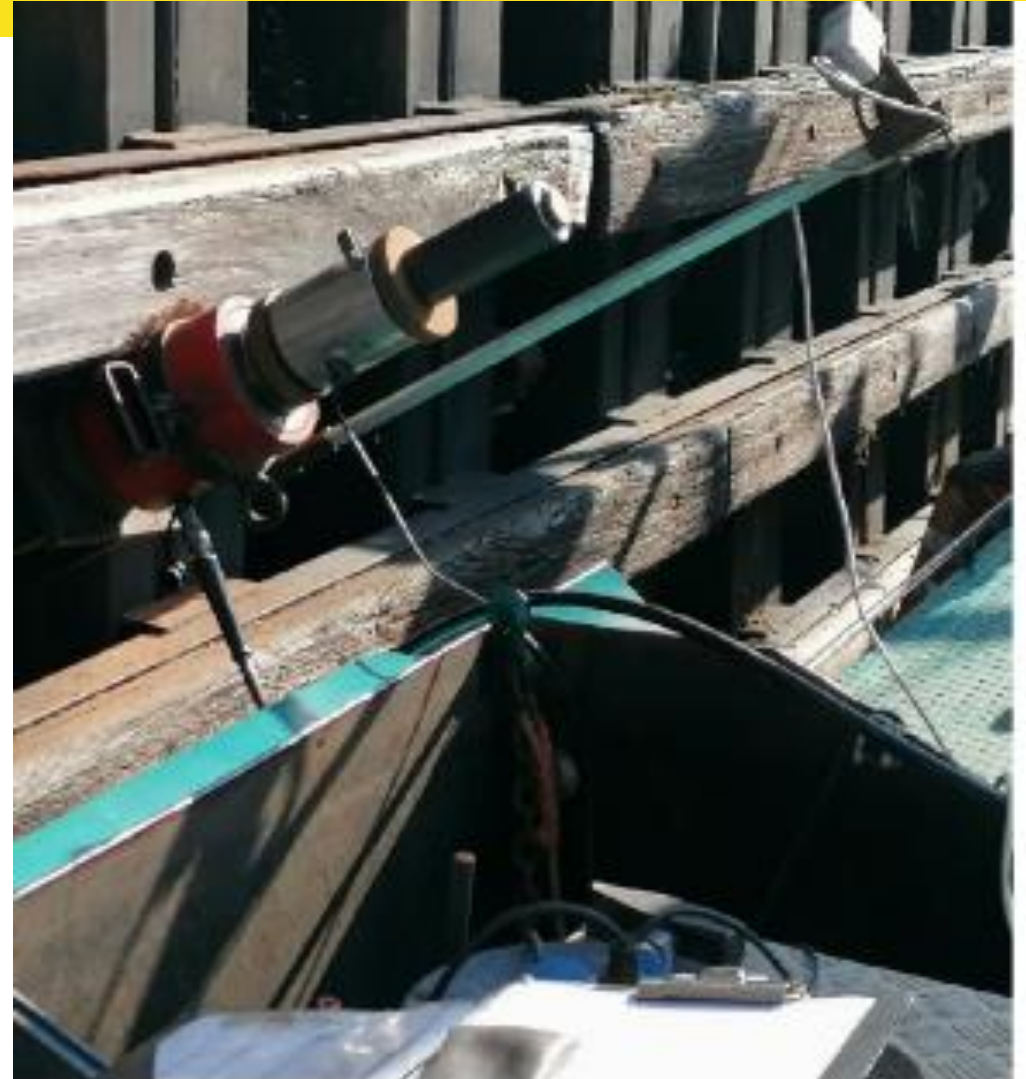
# Irenesluis (herfst 2020)

- Ankerstoelen in zeer slechte conditie
- GEWI-staven (1974)



## Irenesluis

- Controleproeven
- 40-50 % Faalde, deel eruit getrokken
- Teercoating
- Vervangen door nieuwe strengankers

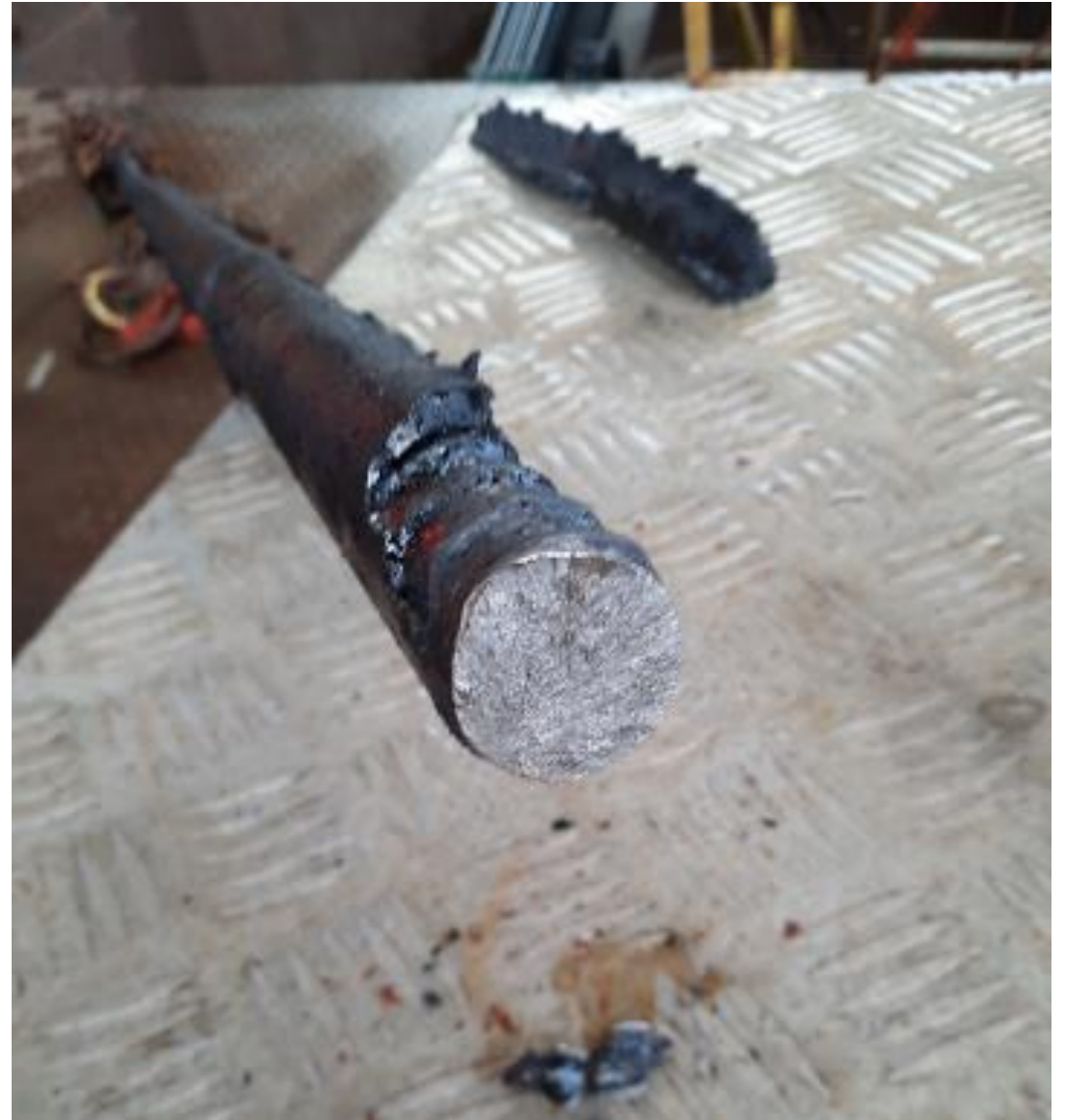


Figuur 4: Controle proef opstelling





# Brosse breuk ankerstang





## Andere locatie, vergelijkbare schade





# Kranz-stabiliteit / ankerlengte



- Ankerlengte bepalen met rij magnetometersonderingen
- Gebruik EEM-berekening voor gunstiger faalkansverdeling (zie presentatie Henri Havinga)



# Onderzoek ankerstangen

- Roggebotsluis (1958)





# Onderzoek ankerstangen

- Twentekanaal (1984)
  - Thermisch verzinkt



# Damwanden Hollandsche IJsselkering complex



Rijkswaterstaat  
Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat





# Programma

1. Introductie
2. Scope projectteam RWS
3. Damwanden HIJK
4. Aanleiding verbeterproject
5. Herberekening damwanden
6. Scope verbeterproject
7. Aandachtspunten/risico's in uitvoering



# Introductie

- Karan Tikai
- 30 jaar, woon in Rotterdam
- BSc Civiele techniek, MSc Offshore engineering (TU Delft)
- R&D engineer @ Allseas
- Starters program @ RWS
  - 9 maanden @ MARS Support Groep
  - 3 maanden @ Keringen II
- 5 jaar technisch adviseur @ Keringen II





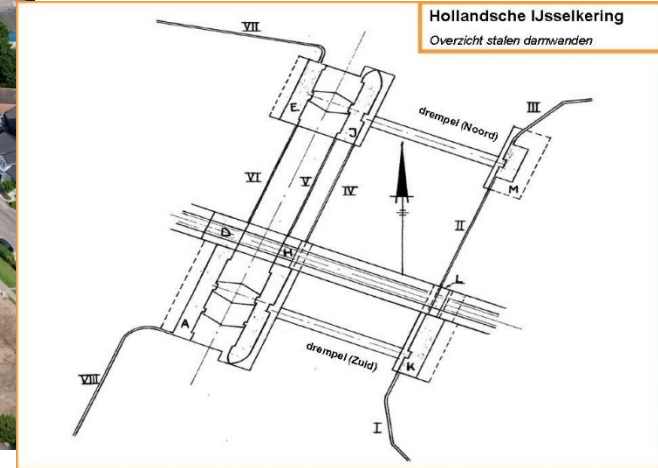
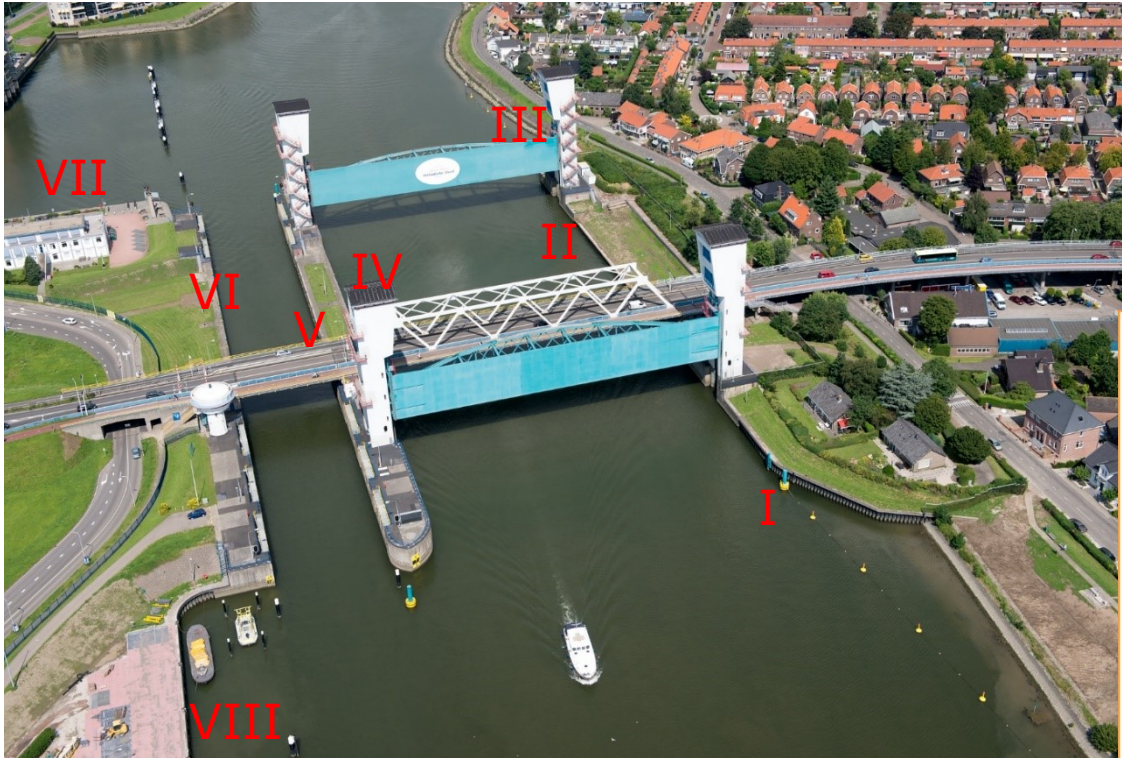


# Scope Keringingen II



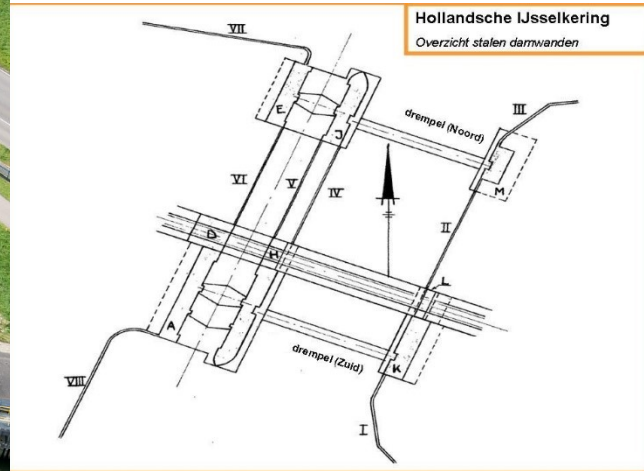


# Damwanden bij de Hollandsche IJsselkering





# Damwanden bij de Hollandsche IJsselkering

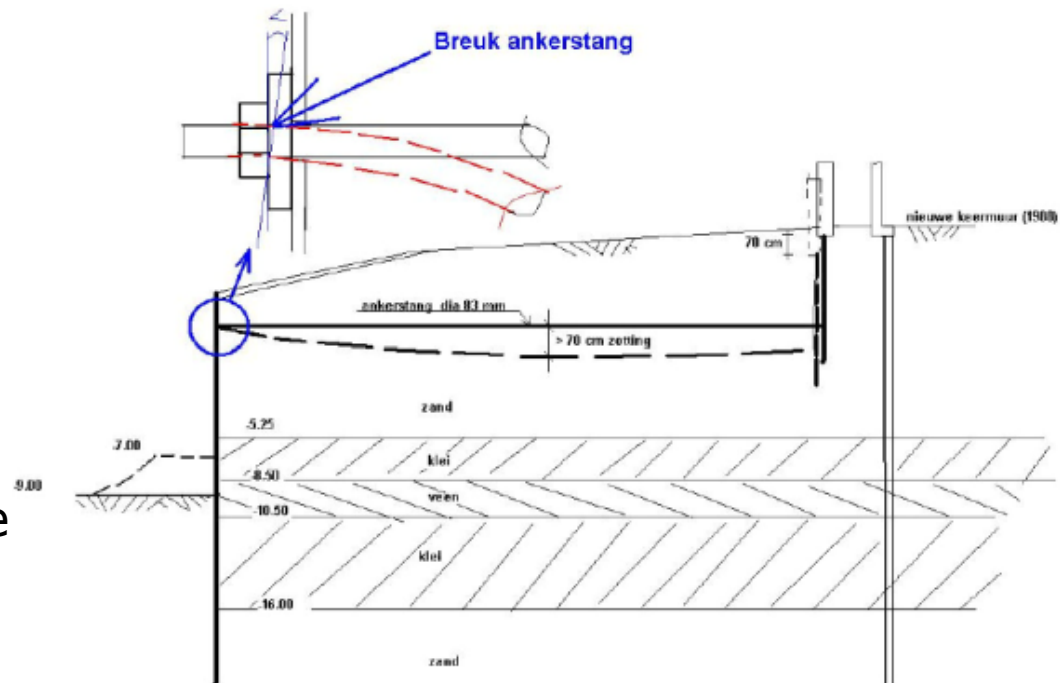




# Aanleiding voor verbeterproject damwanden

## 2012

- Tijdens werkzaamheden: 4 gebroken ankerstangen D2
- D2 voldeed niet aan normering toentertijd
  - Veiligheidseisen m.b.t. sterkte en stabiliteit
- Diepe ontgrondingskuilen getroffen voor D2
- Vernieuwen D2 was enige optie







# Herberekening damwanden

## 2013

- Opdracht voor vernieuwing D2 + bodembescherming

## 2015-2016

- Uitvoering werkzaamheden
- Herberekening alle damwanden op het object

### Controleberekeningen samenvatting

Damwand No:	sterkte (BGT) UC	sterkte (UGT) UC	stabiliteit ankerscher m (BGT) UC	stabiliteit ankerscher m (UGT) UC	opmerkingen
I <sub>b</sub>	1.32	onstabiel	5.92	onstabiel	
III	0.72	1.00	20.81	24.68	
IV (kistdam)	0.54	0.93	<i>nvt</i>	<i>nvt</i>	UC <sub>anker</sub> = 0.88
V (kistdam)	0.67	1.22	<i>nvt</i>	<i>nvt</i>	UC <sub>anker</sub> = 0.88
VI	0.39	0.57	1.44	1.83	
VII	0.32	0.36	3.40	4.28	F <sub>roe:anker</sub> = 65 kN/m'
VIII (loswal)	0.34	onstabiel	1.33	onstabiel	



# Scope verbetermaatregelen damwanden

- Damwand I
- conservering staal
  - betonreparatie en vervanging voegvulling deksloof
- Damwand III
- versterken met groutankers met gording aan waterzijde
  - betonreparatie en vervanging voegvulling deksloof
  - Conservering staal
- Damwand IV-V
- betonreparatie en vervanging voegvulling deksloven
  - conservering staal
- Damwand VI
- versterken met groutankers met gording aan grondzijde
  - betonreparatie en vervanging voegvulling deksloof
  - conservering staal
- Damwand VII
- versterken met groutankers met gording aan waterzijde
  - betonreparatie en vervanging voegvulling deksloof
  - wrijfgording aanbrengen
  - conservering staal
- Damwand VIII (loswal)
- compleet vervangen van huidige damwand.
- Damwand VIII (bewoners)
- versterken met groutankers en gording.
  - betonreparatie en vervanging voegvulling deksloof
  - conservering staal



# Conservering werkzaamheden





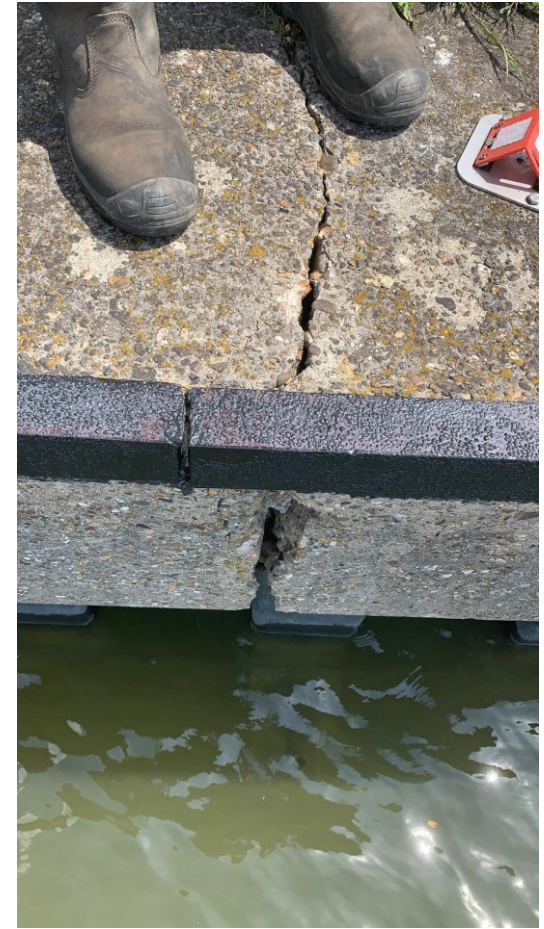


# Betonreparaties





# Betonreparaties





## Technische eisen ankers en nieuwe damwand

### **Ankers en bijbehorende bestaande damwand (3, 6, 7, 8 bewoners)**

- Constructieve waarborging huidige damwanden: 20 jaar (verlengen)
- Ontwerplevensduur nieuwe verankering (incl corrosietoeslag): 50 jaar
- Bestaande verankering dient functie te behouden
- Systeem dient te voldoen aan CUR 166 en RVW 2017
- **Ankerhoek: tussen 30 en 45 graden**
- Uitvoering conform NEN-EN-1537
- Beproeving conform NEN-EN-ISO 22477-5
- Horizontale belastingen ankerkrachten voorgeschreven (BGT en UGT)
- **Aangrijpingspunt hoogte voorgeschreven**



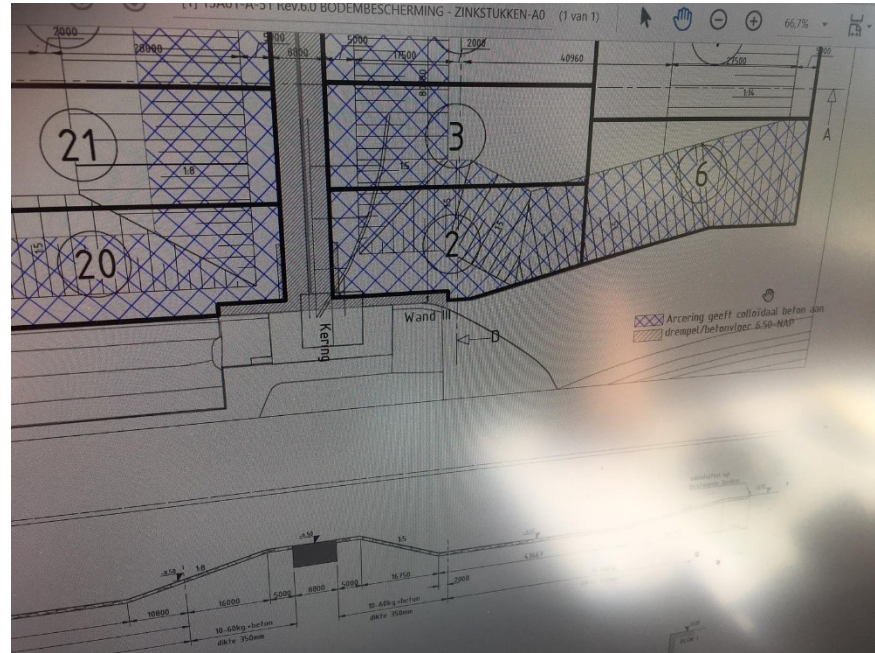
# Technische eisen ankers en nieuwe damwand

## Nieuwe damwand bij loswal

- Ontwerplevensduur nieuw systeem: 50 jaar
- Maximaal 0.5 m h.o.h van bestaande damwand plaatsen
- BGT en UGT waterstanden voorgeschreven
  - Rivierzijde: OLW: NAP-0.54m (UGT)
  - Landzijde: GWS: NAP+1.5m (UGT)
  - Rivierzijde: OLW: NAP-0.54m (UGT)
  - Landzijde: GWS: Maaiveld (UGT)
- NGD: NAP -5.0m (CUR 211E)
- Bovenbelasting: 20 kN/m<sup>2</sup> over gehele lengte en breedte van 15 m
- Kraanbelasting: 50 ton
- In het werk gestorte betonnen deksloof

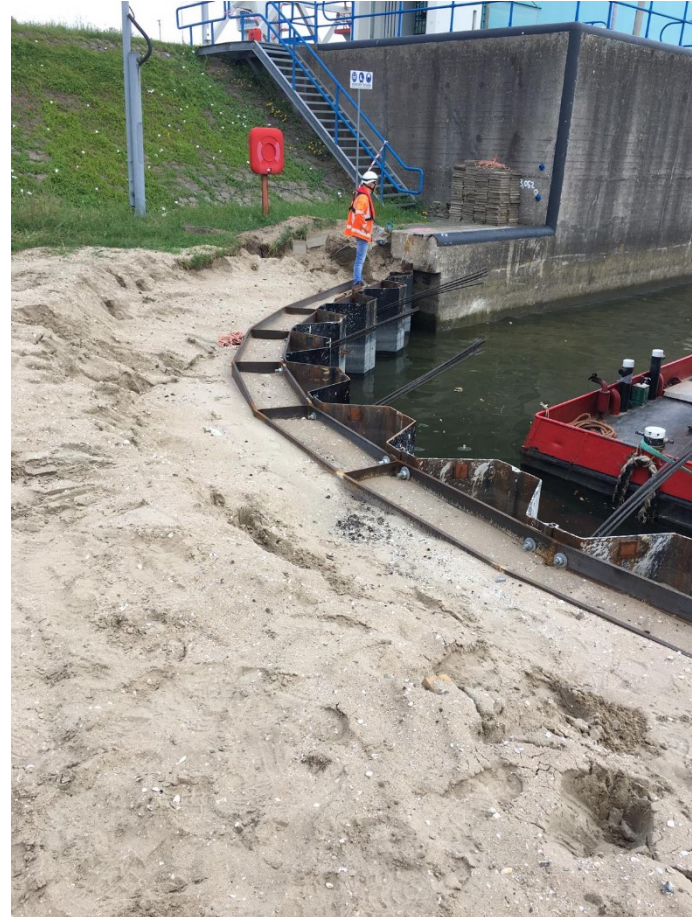


# Bodembescherming vs spudpalen



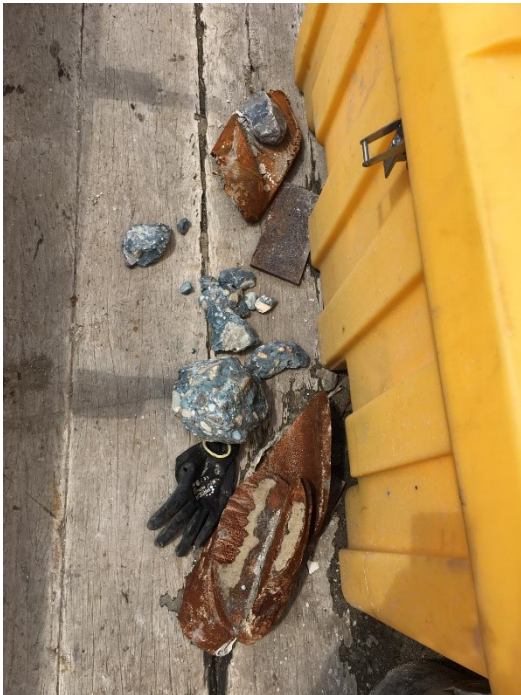


## Bocht in dekzerk





## Objecten in ondergrond





# Objecten in ondergrond





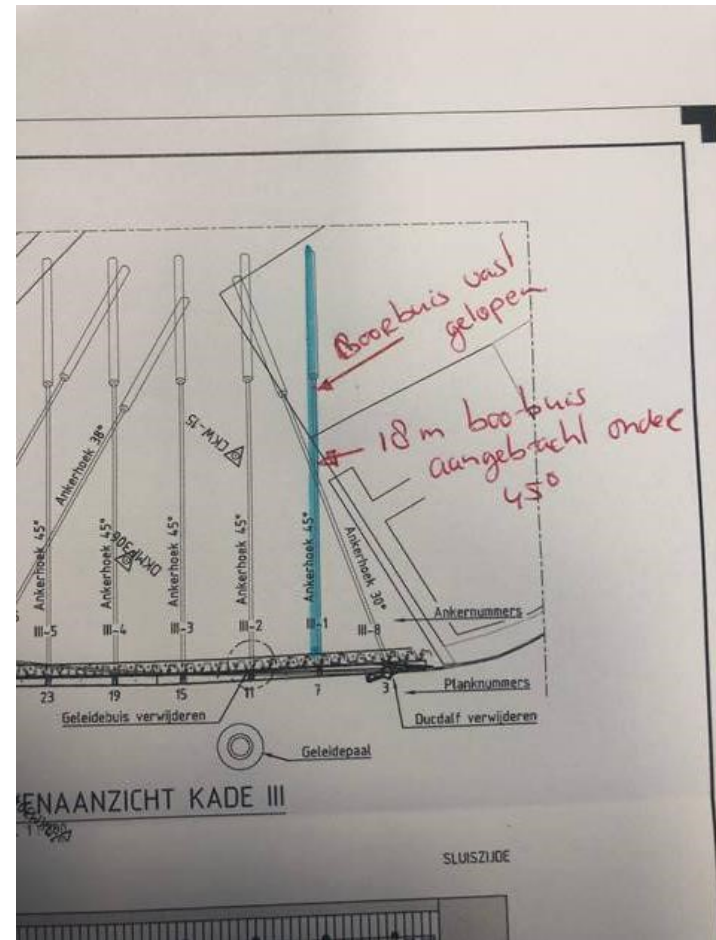


# Objecten in ondergrond





# Wijziging van de eisen





## Tijdelijke damwand (die toch permanent is)





# Afsluiting





# Afsluiting





# Afsluiting







# Afsluiting





# Ankerschotten en horizontale verplaatsingen

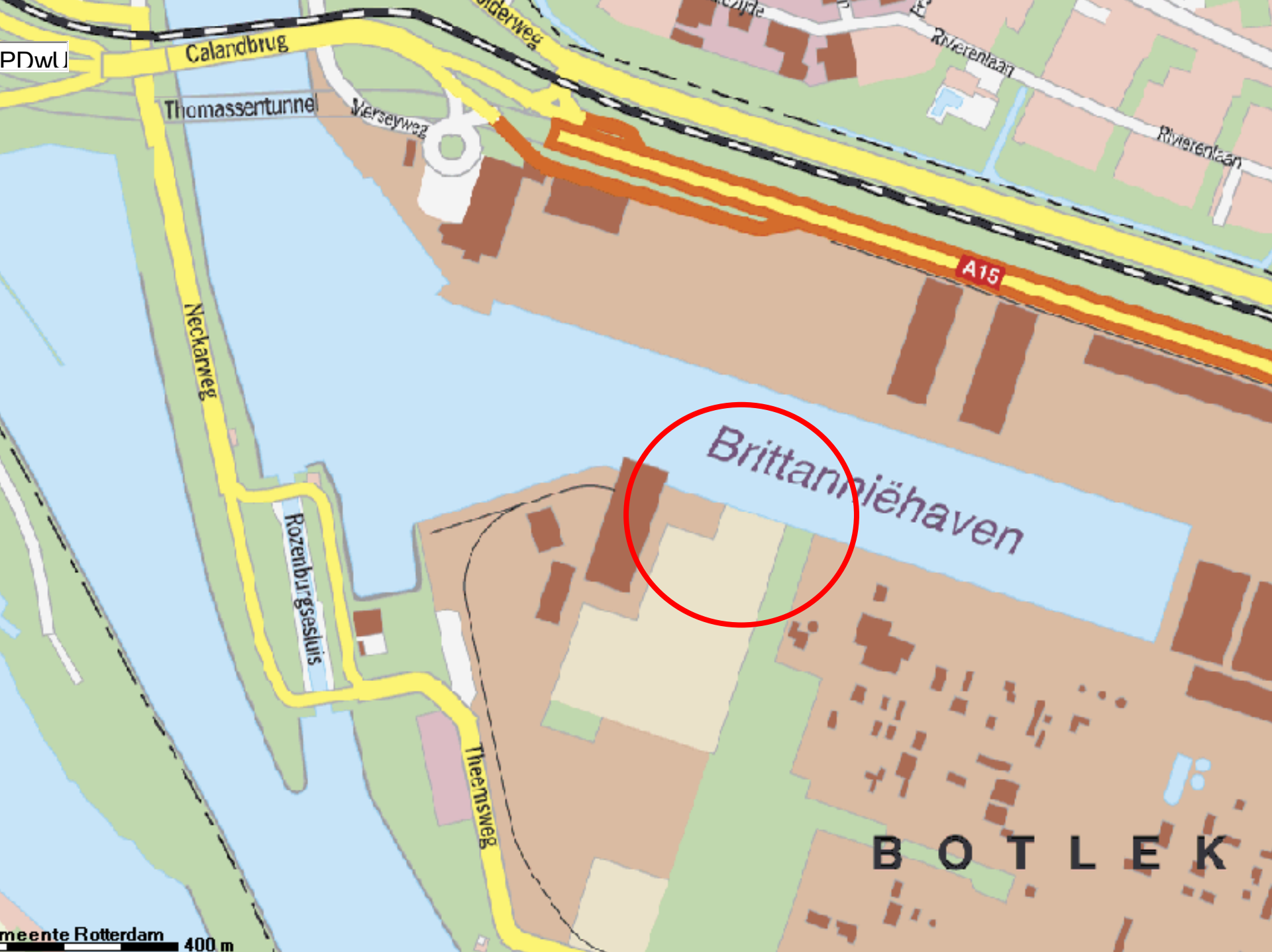
Rodriaan Spruit



Gemeente Rotterdam

- **Monitoring x-y-z verplaatsingen geeft inzicht**
- **Problemen met horizontale verplaatsingen en mogelijke oplossingen**
  - Gevelco Brittaniehaven
  - EECV Calandkanaal
- **Conclusies**





PDwL

Calandbrug

Thomassentunnel

Verseyweg

Neckarweg

Rozenburgssluis

Theetisweg

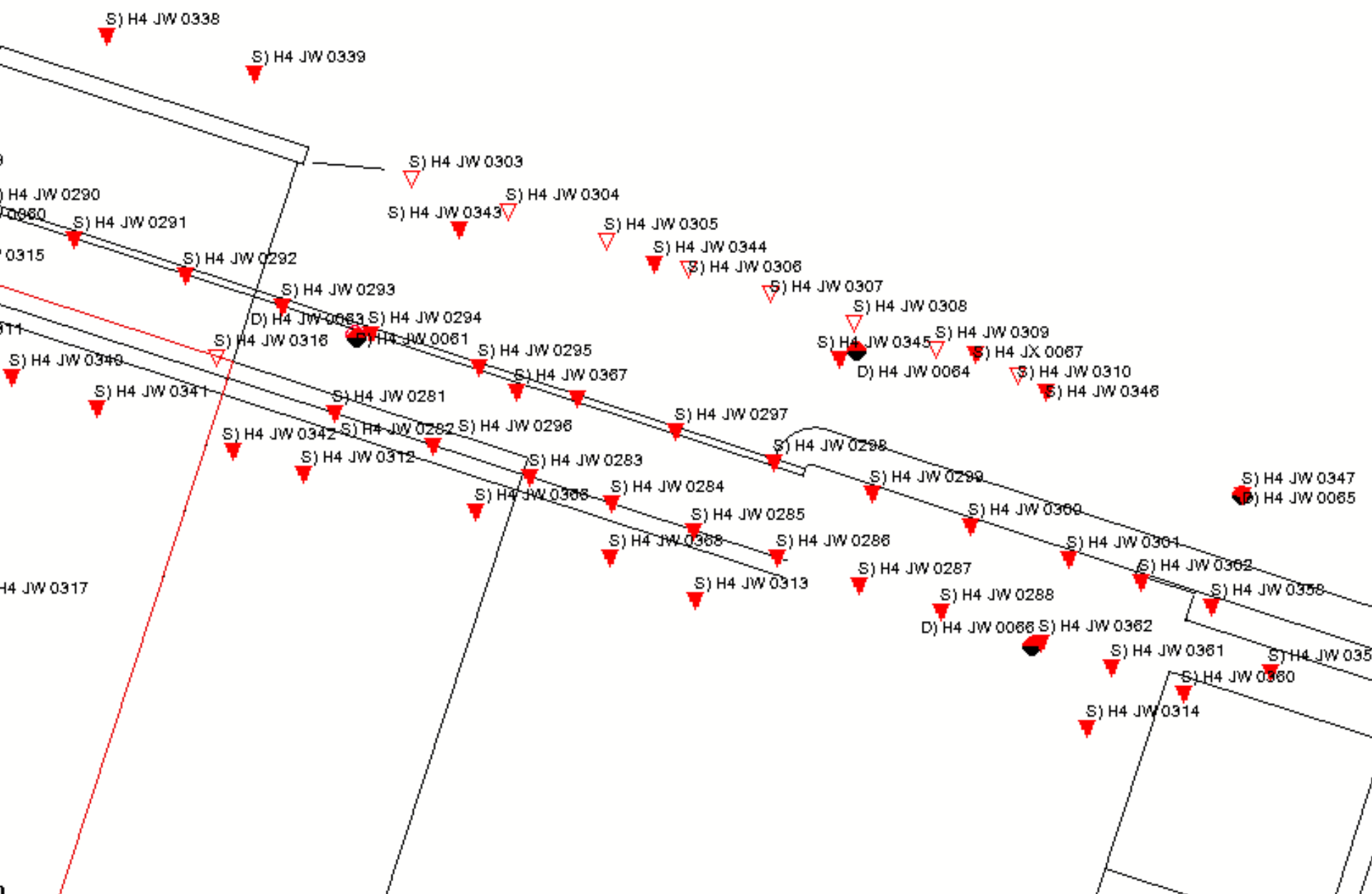
A15

Britanniëhaven

BOTTLEK

gemeente Rotterdam 400 m

H4 JW 0337



S) H4 JW 0338

S) H4 JW 0339

S) H4 JW 0303

S) H4 JW 0343

S) H4 JW 0304

S) H4 JW 0305

S) H4 JW 0344

S) H4 JW 0306

S) H4 JW 0307

S) H4 JW 0308

S) H4 JW 0309

S) H4 JW 0310

S) H4 JW 0346

S) H4 JW 0290

S) H4 JW 0291

S) H4 JW 0292

S) H4 JW 0293

D) H4 JW 0083 S) H4 JW 0294

S) H4 JW 0318

S) H4 JW 0081

S) H4 JW 0295

S) H4 JW 0367

S) H4 JW 0345

D) H4 JW 0084

S) H4 JW 0310

S) H4 JW 0346

S) H4 JW 0349

S) H4 JW 0349

S) H4 JW 0341

S) H4 JW 0281

S) H4 JW 0367

S) H4 JW 0297

S) H4 JW 0342

S) H4 JW 0282

S) H4 JW 0296

S) H4 JW 0297

S) H4 JW 0298

S) H4 JW 0312

S) H4 JW 0283

S) H4 JW 0284

S) H4 JW 0299

S) H4 JW 0347

S) H4 JW 0085

S) H4 JW 0366

S) H4 JW 0284

S) H4 JW 0285

S) H4 JW 0300

S) H4 JW 0361

S) H4 JW 0368

S) H4 JW 0286

S) H4 JW 0286

S) H4 JW 0361

S) H4 JW 0362

S) H4 JW 0358

S) H4 JW 0313

S) H4 JW 0287

S) H4 JW 0288

D) H4 JW 0088

S) H4 JW 0362

S) H4 JW 0361

S) H4 JW 035

H4 JW 0317

S) H4 JW 0314

S) H4 JW 0360

S) H4 JW 035







## Verplaatsingen bestaande AWT kade

- **80 mm verplaatsing in 8 jaar**
- **metingen duiden op lichte afname verplaatsingssnelheid**
- **uitgebreide studie naar oorzaak**
  - geen alleenstaande oorzaak aan te wijzen
- **HbR is bezorgd over activiteiten naast kade**





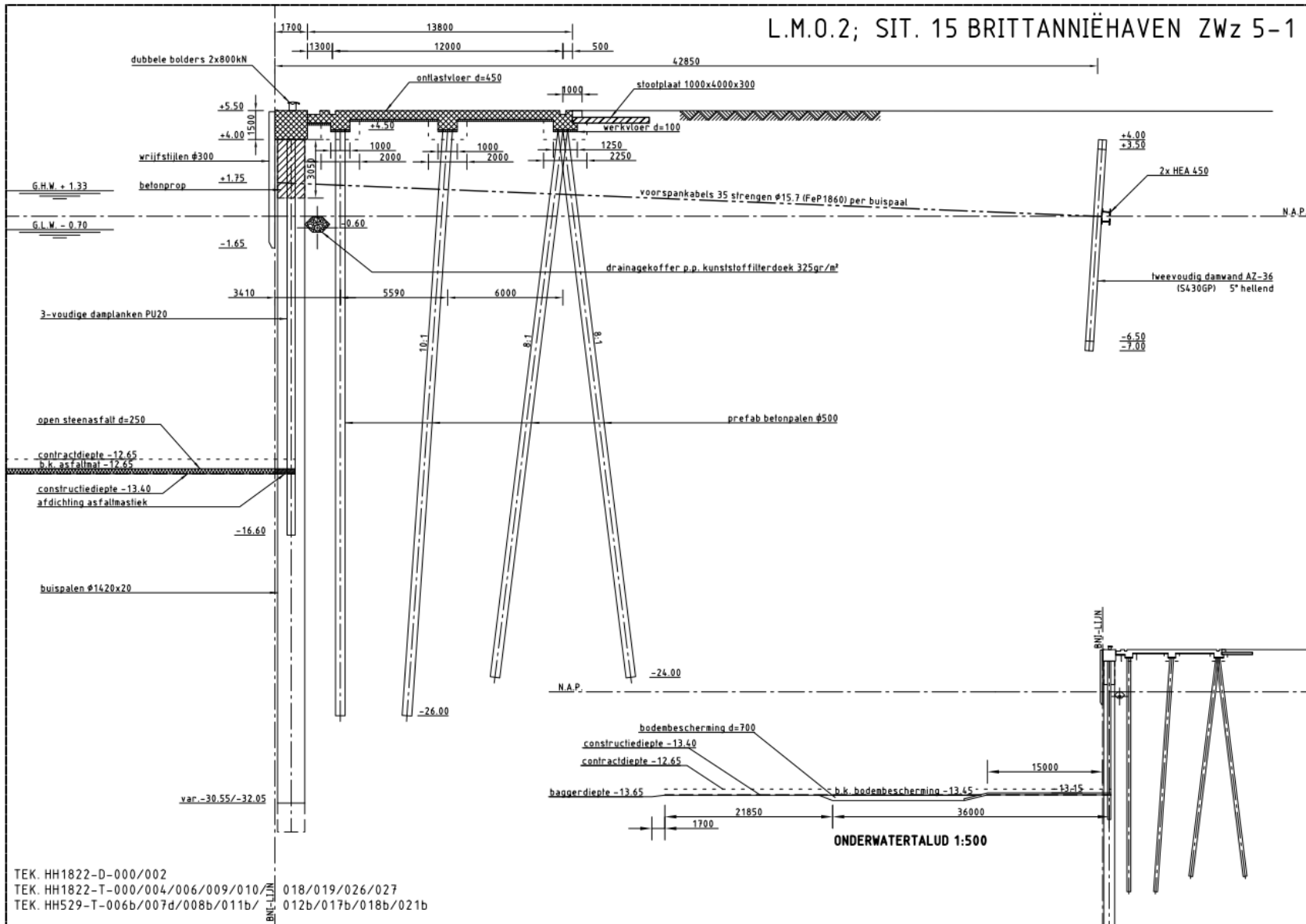


# Uitbreiding AWT kade Gevelco

- +/- 100 m nieuwbouw richting het oosten
- verdieping haven naast bestaande kade
- toevoeging ontlastvloer naast bestaande kade



# L.M.O.2; SIT. 15 BRITANNIEHAVEN Zwz 5-1



SITUATIE	
BRITANNIEHAVEN	
KADE	
ZUIDWESTZIJDE	
DOORSNEDE	
008-026	
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
BESTEK/OPDRACHT	
1-033-03	
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
OPMERKINGEN	
ALLE MATEN IN MILLIMETERS TENZIJ ANDERS AANGEGEVEN	
Bouwjaar:	
2003	
Uitbreiding:	
2008	
Lengte 2.6+24.5+82,0	
Totaal = 109.1m	
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
WIJZ. DATUM	
-	-
-	-
-	-
-	-

TEK. HH1822-D-000/002  
 TEK. HH1822-T-000/004/006/009/010/11 018/019/026/027  
 TEK. HH529-T-006b/007d/008b/011b/ 012b/017b/018b/021b

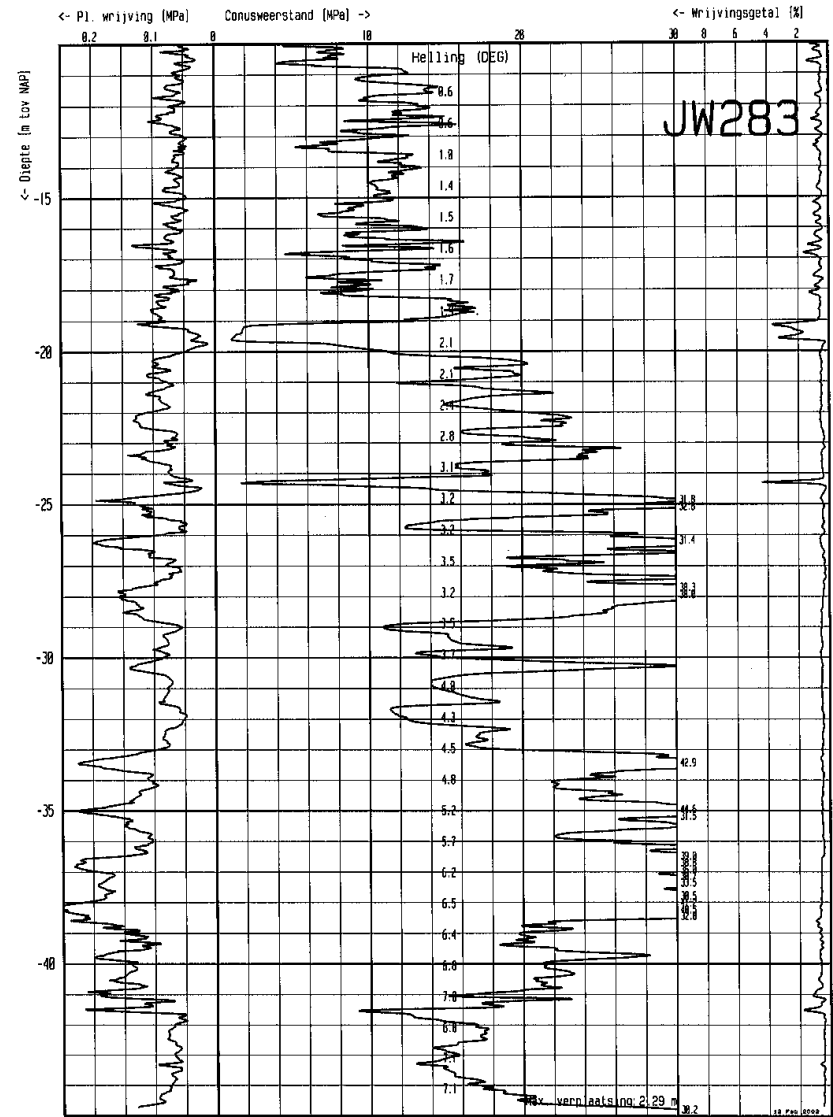
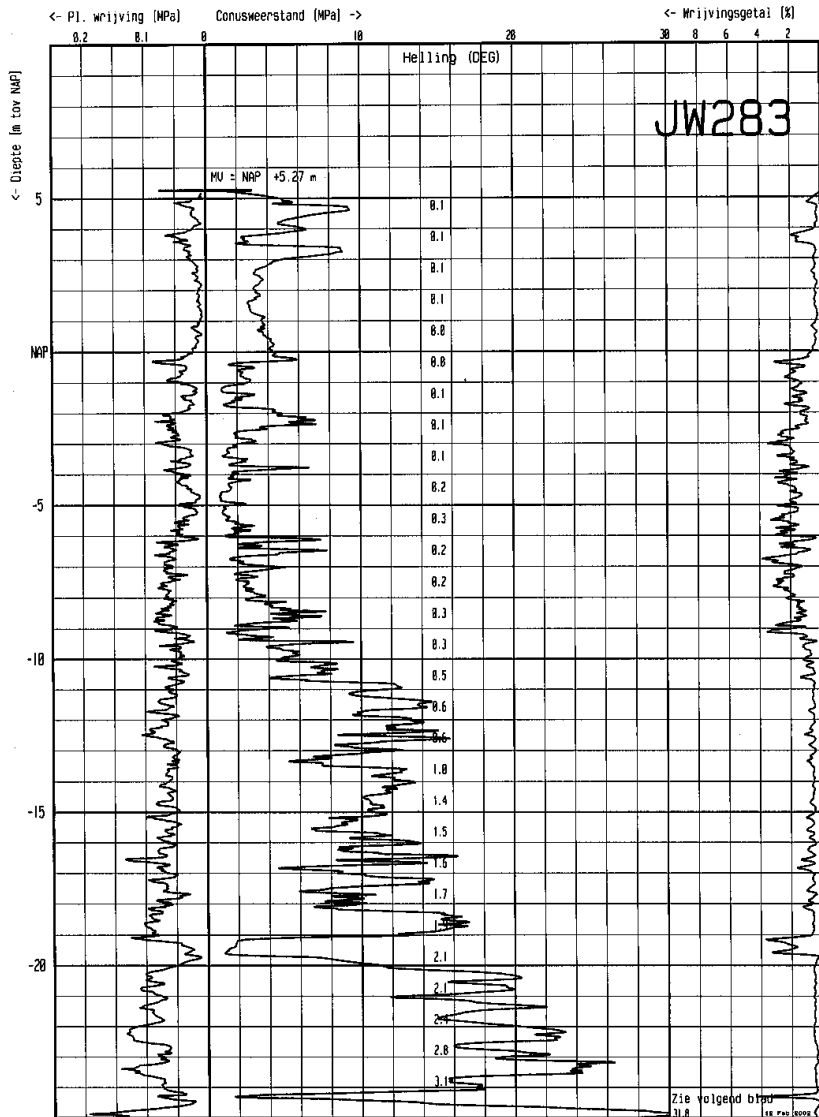




# Invloed uitbreiding op bestaande kade

- **heien palen ontlastvloer**
- **voorpoten buispalen nieuwbouw kade**
- **op diepte heien buispalen**
- **intrillen tussenplanken**
- **heien palen ontlastvloer nieuwbouw kade**





Project : brittanniehaven  
 Locatie : Rotterdam  
 Paraaf 1:                    2:

Conus : C11.elec k1-piezo  
 Nummer : CFPI 000719  
 Bereik : 50 kN  
 Sondering volgens NEN 5140 Klasse 2

MAP : 2002-004  
 DATUM : 4-2-2002



**Gemeentewerken**  
 ROTTERDAM  
 Ingenieursbureau  
 Geotechniek

Project : brittanniehaven  
 Locatie : Rotterdam  
 Paraaf 1:                    2:

Conus : C11.elec k1-piezo  
 Nummer : CFPI 000719  
 Bereik : 50 kN  
 Sondering volgens NEN 5140 Klasse 2

MAP : 2002-004  
 DATUM : 4-2-2002



**Gemeentewerken**  
 ROTTERDAM  
 Ingenieursbureau  
 Geotechniek



## ■ wat gebeurt er in de grond?

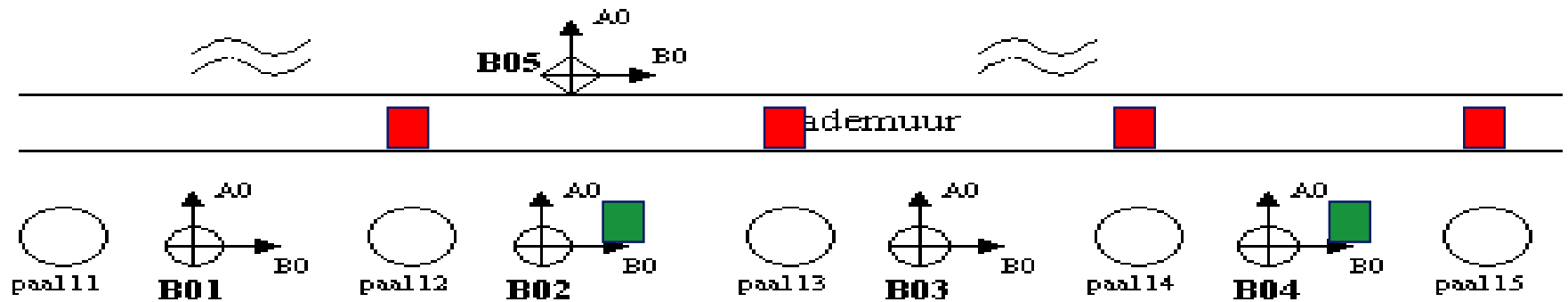
- wateroverspanning
- grondverdringing (horizontale deformatie)
- trillingen



## ■ metingen

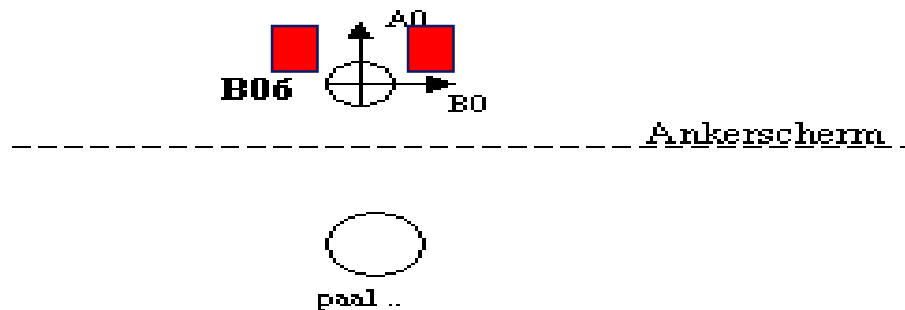
- waterspanningen
- hellingmeetbuizen
- trillingsopnemers
- x-y-z metingen (kesp)



**Situatiesche tekening met buizen "Heiproef Gevelco" te Rotterdam:**



-  groep waterspanningsmeters
-  trillingsmeter

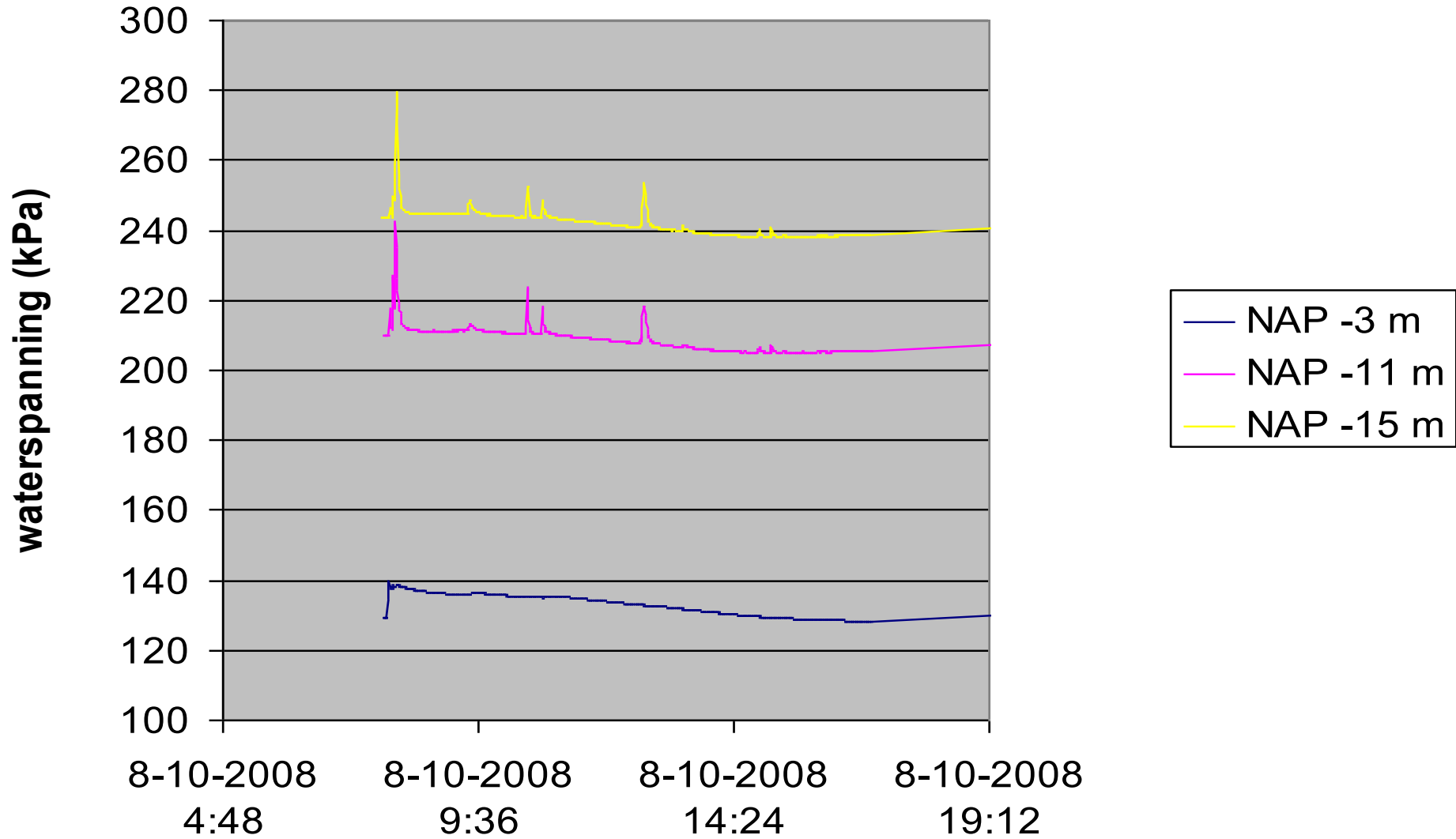


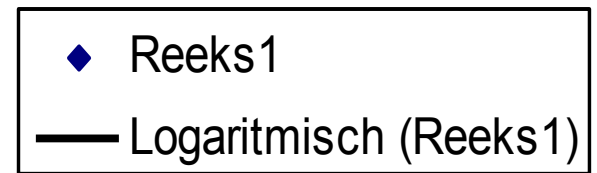
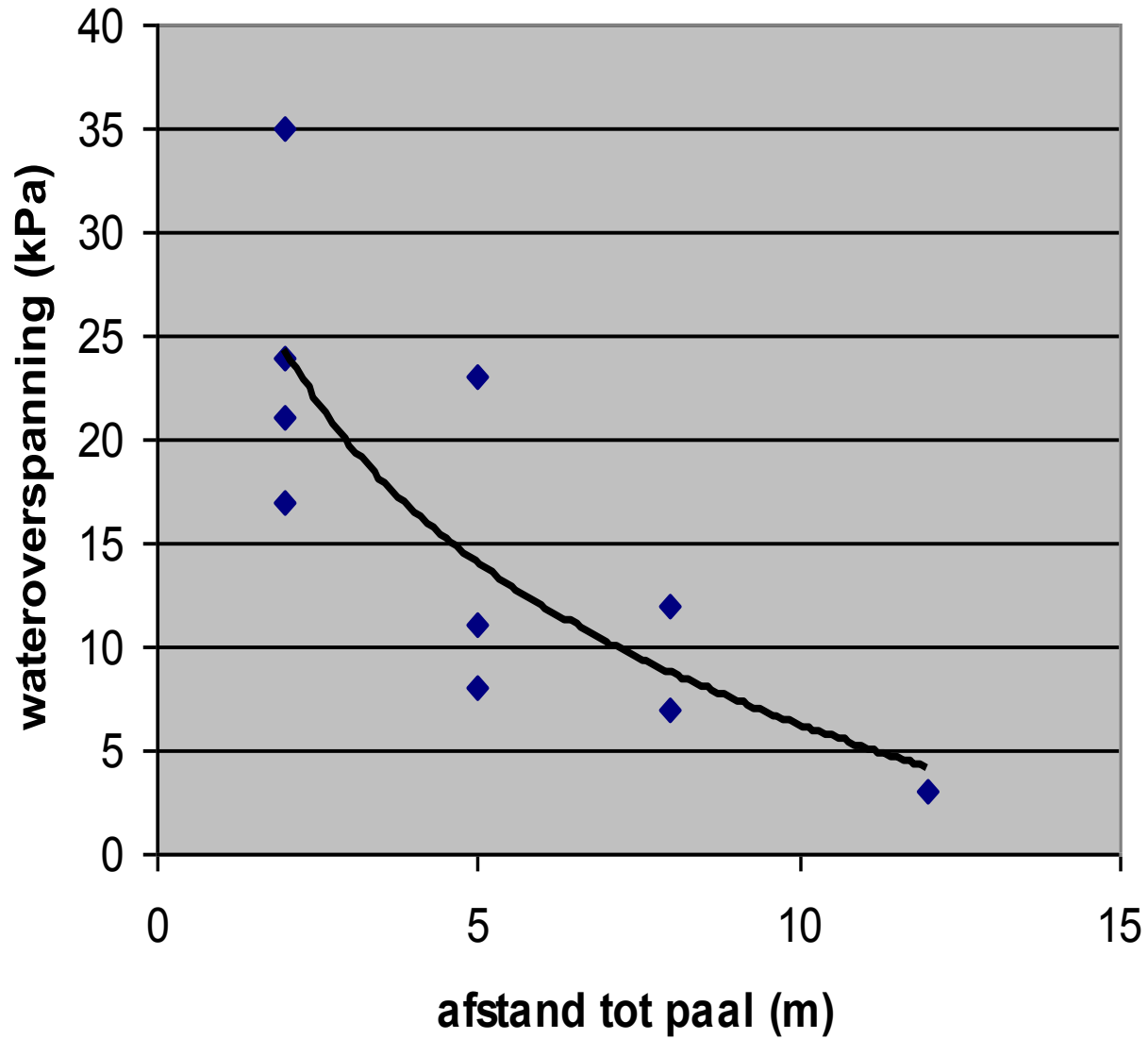




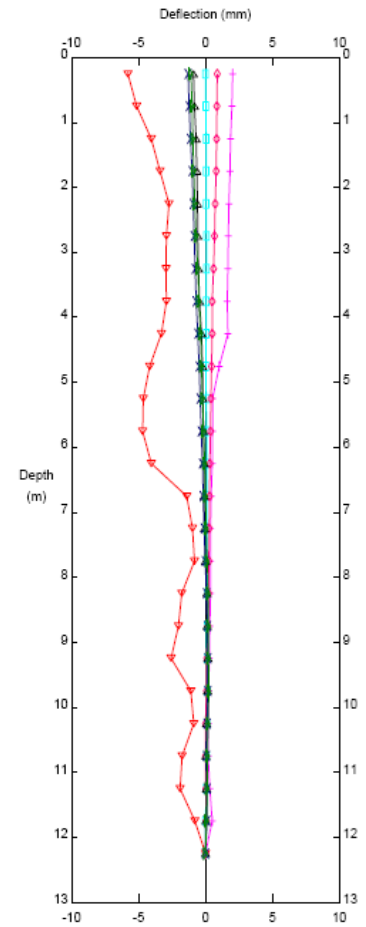
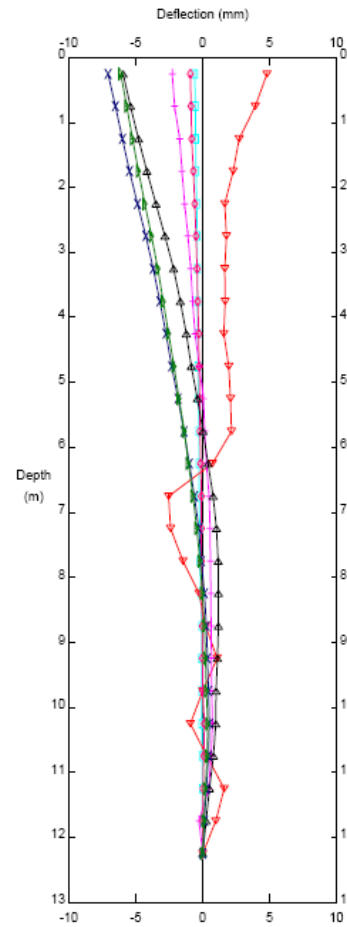
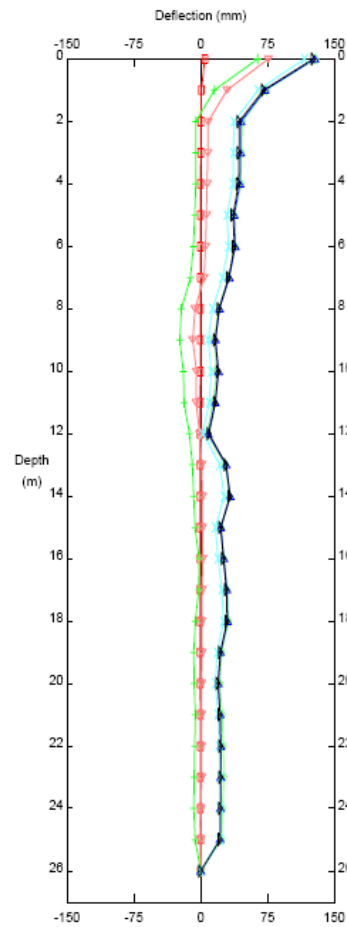
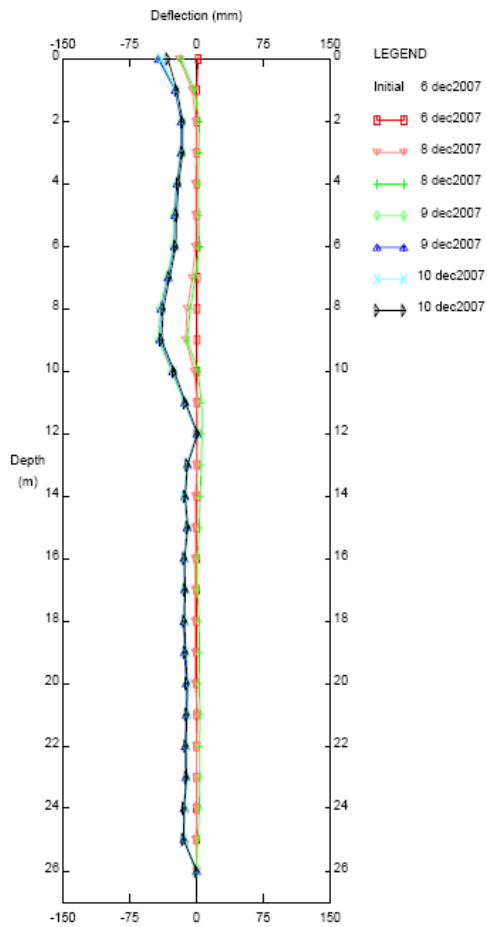


# Resultaten: waterspanningen



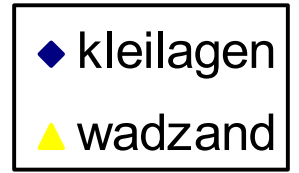
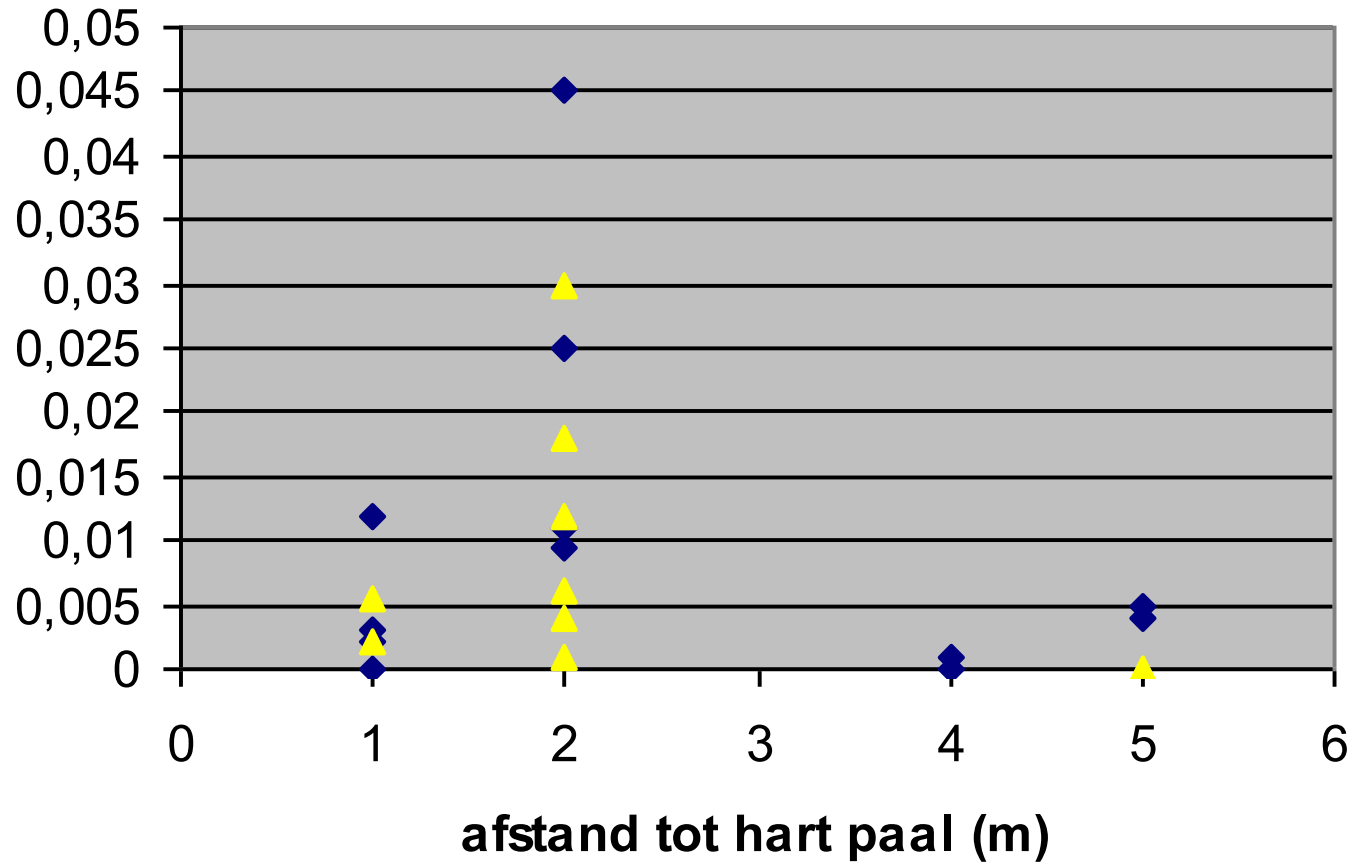


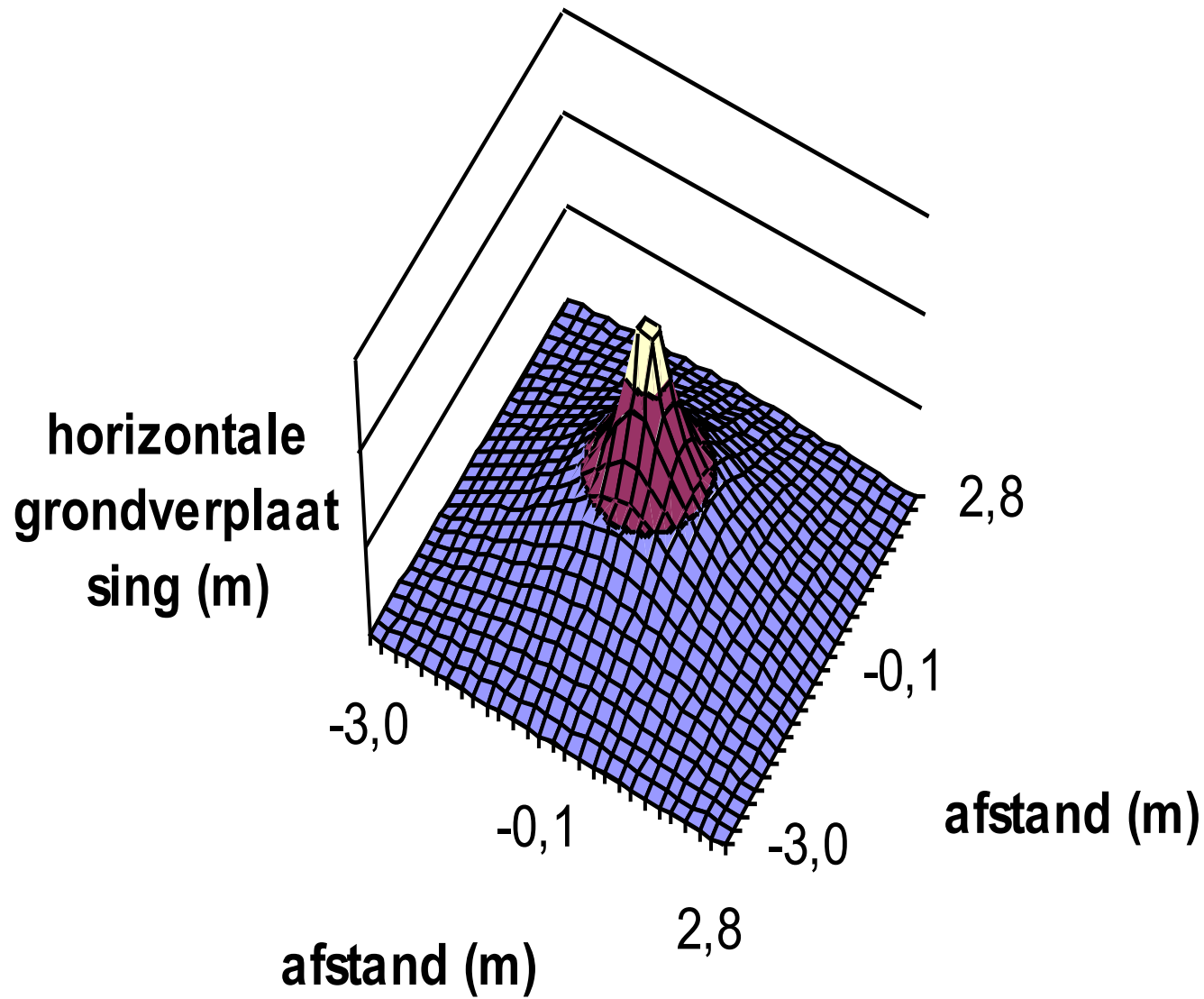
# Resultaten: hellingmeetbuizen

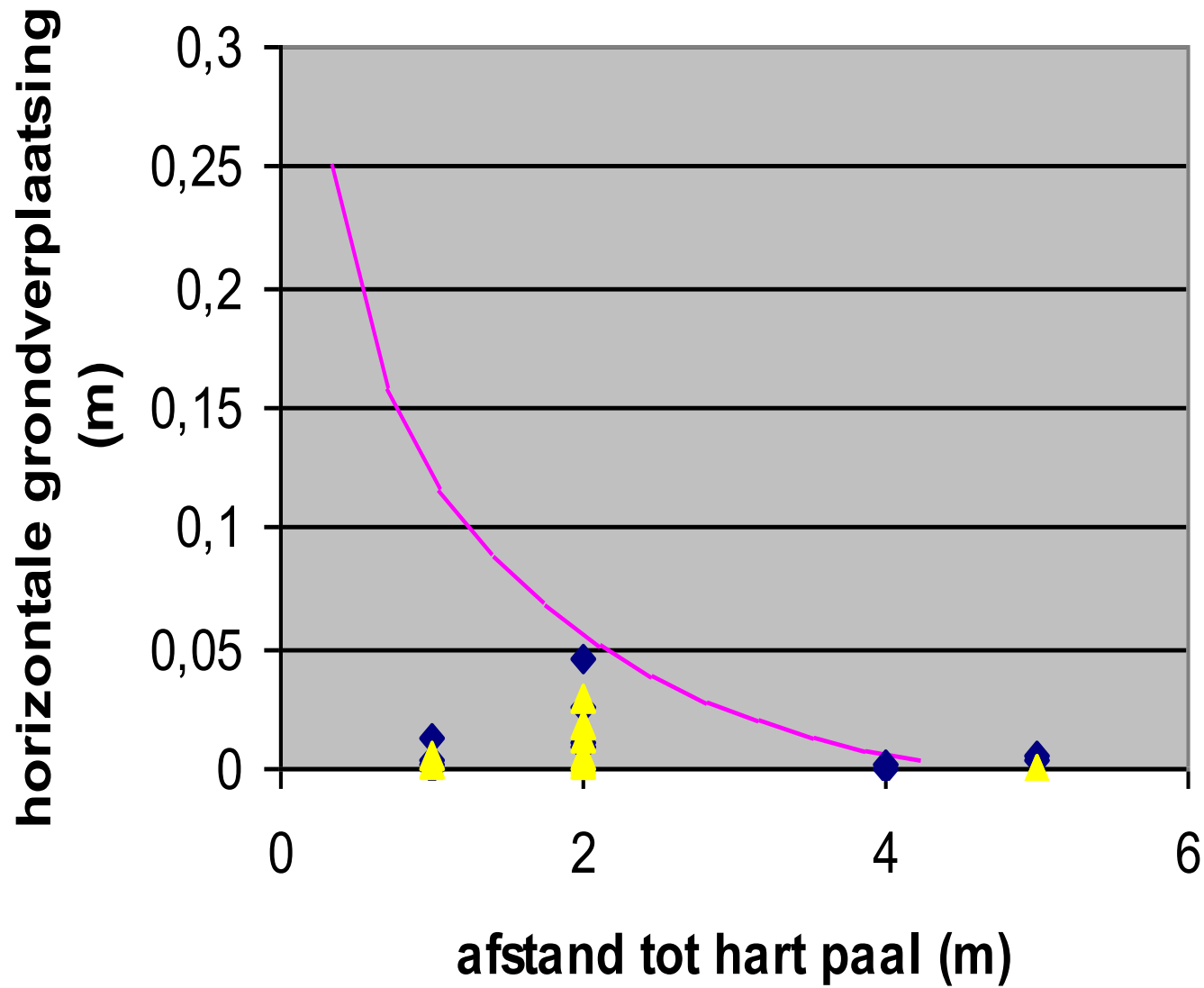


horizontale grondverplaatsing

(m)









## Conclusies voor het project

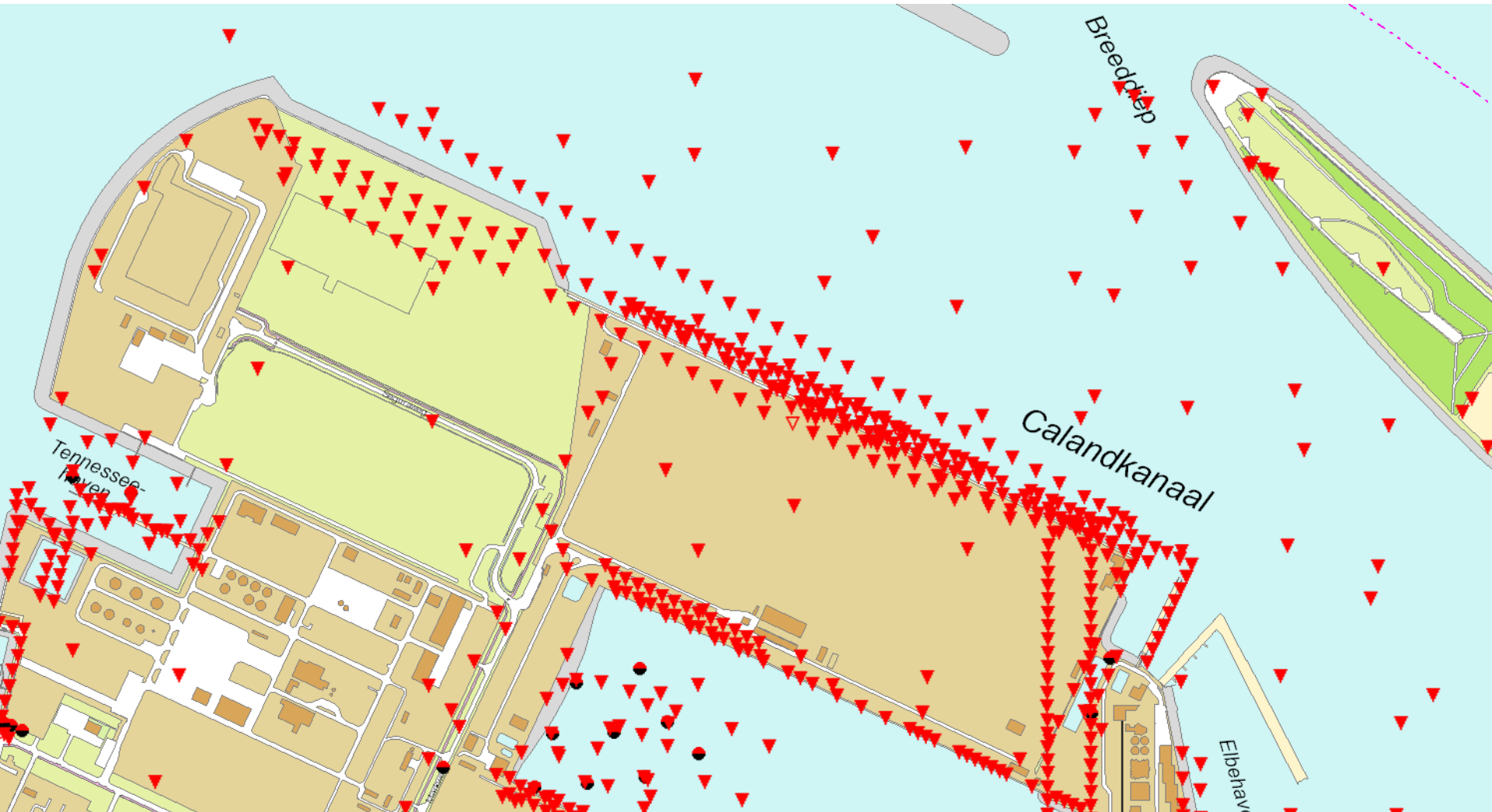
- palen kunnen veilig worden geheid zonder significante toename van de belastingen op de kademuur of verplaatsing van het ankerschot
- voorbereiden van de palen niet nodig
- meerdere partijen voor een meetproject is vragen om problemen





- **Ertsoverslagterminal**

- Bouwjaar 1968
- Constructiediepte NAP -20 m
  - Doorgaande verplaatsingen op deel van de kade





# Conclusies

- **Ankerschotten zijn gevoelig voor wisselende terreinbelastingen**
- **Niet te krap dimensioneren**
- **Eindige elementensom kan inzicht vergroten**
- **Indien mogelijk is diepe verankering te prefereren**













































































# › NOVEL ULTRASONIC INSPECTION

**TNO** innovation  
for life

Dr. ir. Arno Volker ([arno.volker@tno.nl](mailto:arno.volker@tno.nl))



# › CONTENTS

- › Corrosion measurement
  - › Conventional method
  - › Innovative contactless measurement
  
- › Examples of contactless MEMS array
  - › Measurements in air
  - › Measurements under water
  - › Resolution aspects
  
- › Alternative measurement concepts related to the integrity of sheet pile walls
  - › Anchor tension
  - › Depth of sheet pile below surface
  
- › Concluding remarks

# › CONTEXT

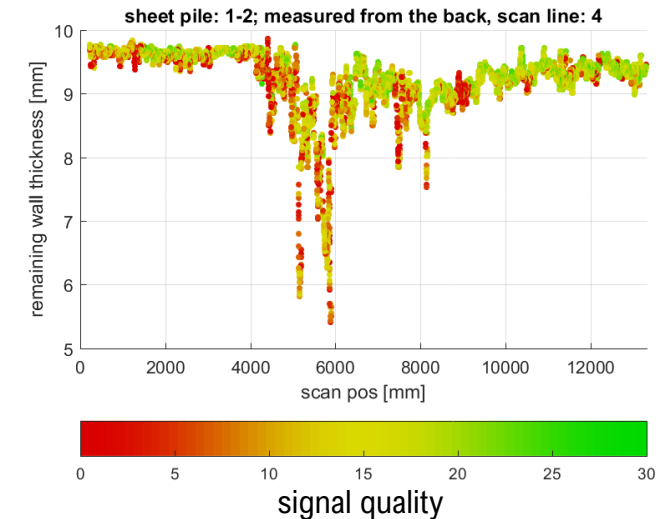
## CORROSION MEASUREMENT



- › Steel corrosion is one of the dominant degradation mechanisms in industrial/civil structures
- › Context: integrity assessment requires detailed wall map
  - Spot measurements give limited insight
- › Challenge: Cost effective inspection approach to address large area:
  - rapid (contactless) screening, only detailed inspection at suspect area

› Current (common) approach to ultrasonic wall thickness measurements:

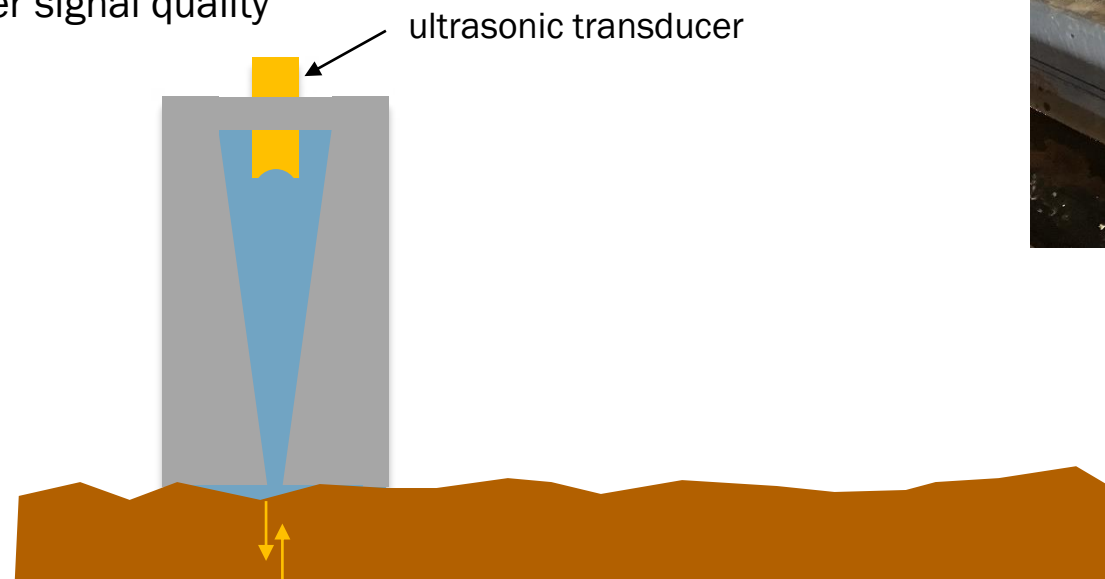
- › Manual thickness measurements
  - labour intensive
  - sensitivity to surface condition



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

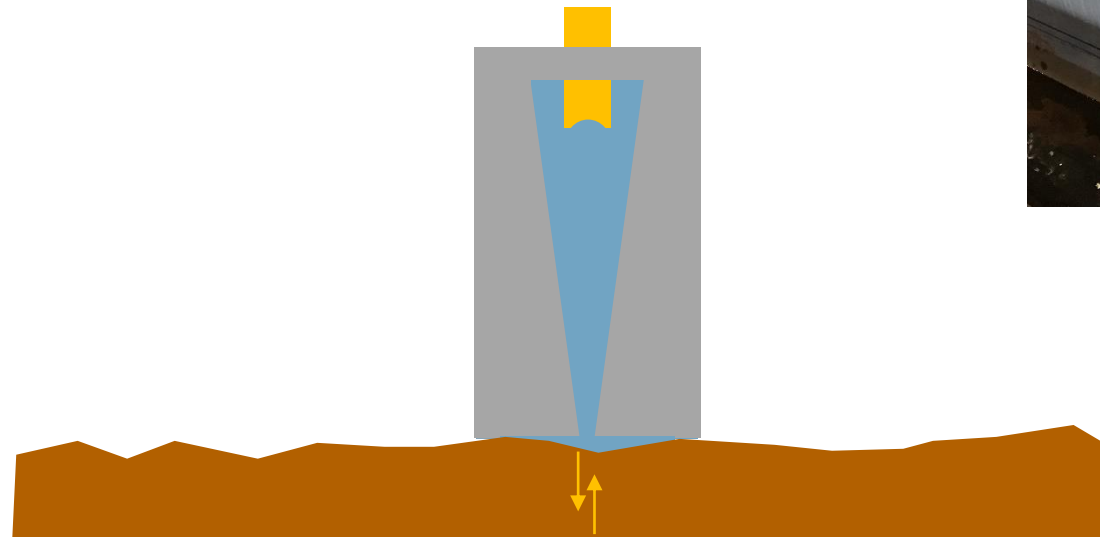
- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
  
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
  
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › INNOVATIVE CONCEPT FAST NON-CONTACT INSPECTION

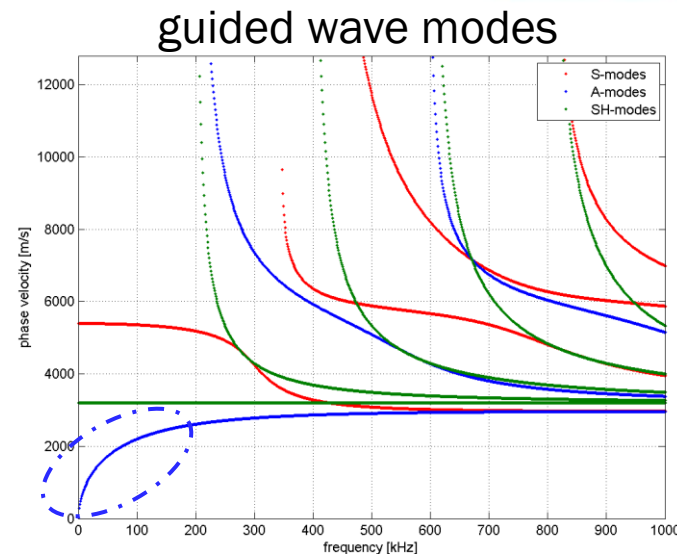
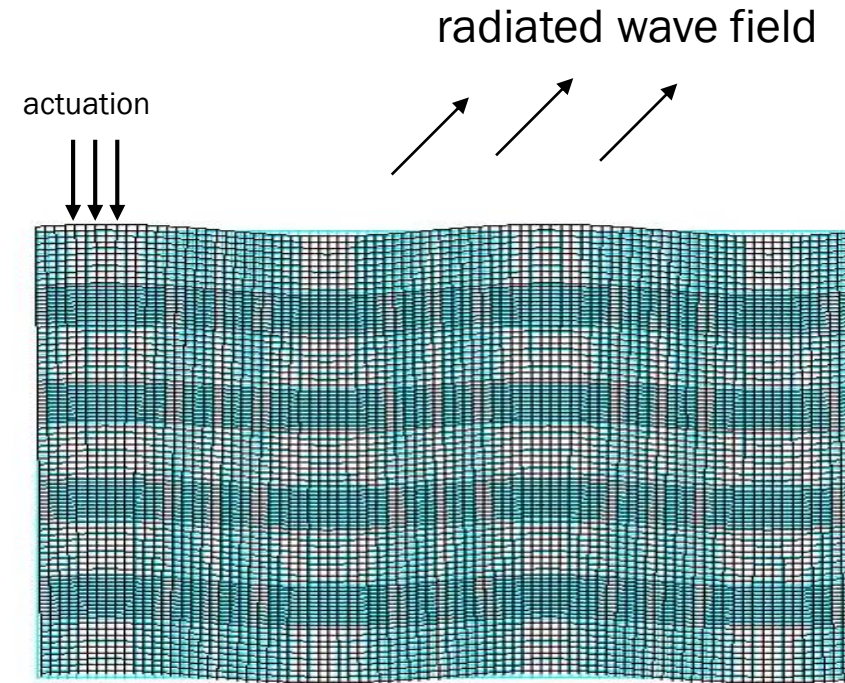
## › Approach:

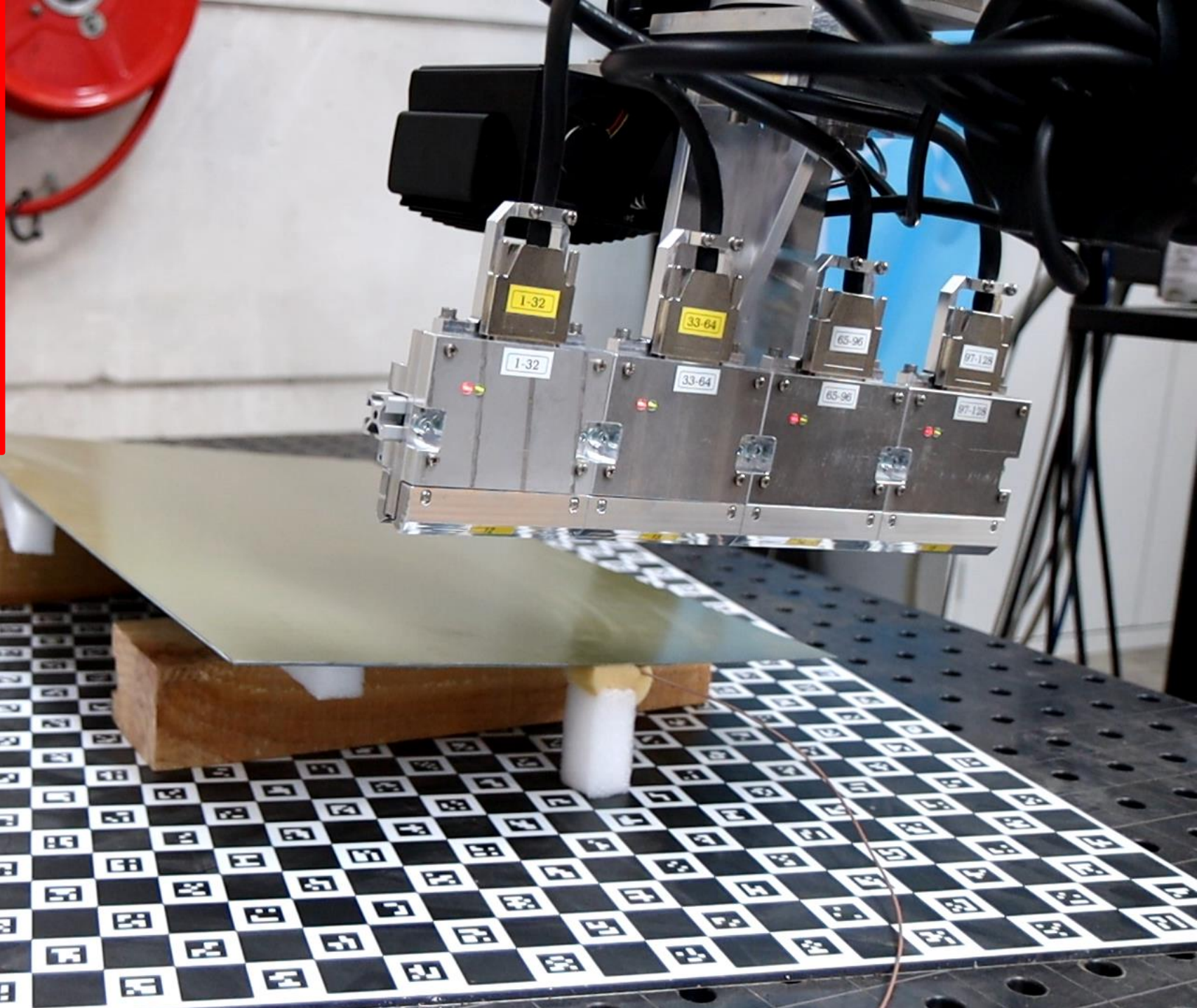
- › Rapid, quantitative and non-contact inspection method using MEMS-sensor array
- › Low frequency guided waves: 40 – 250 kHz  
velocity of these waves depends on wall thickness and frequency

- › Method can be deployed in air and underwater

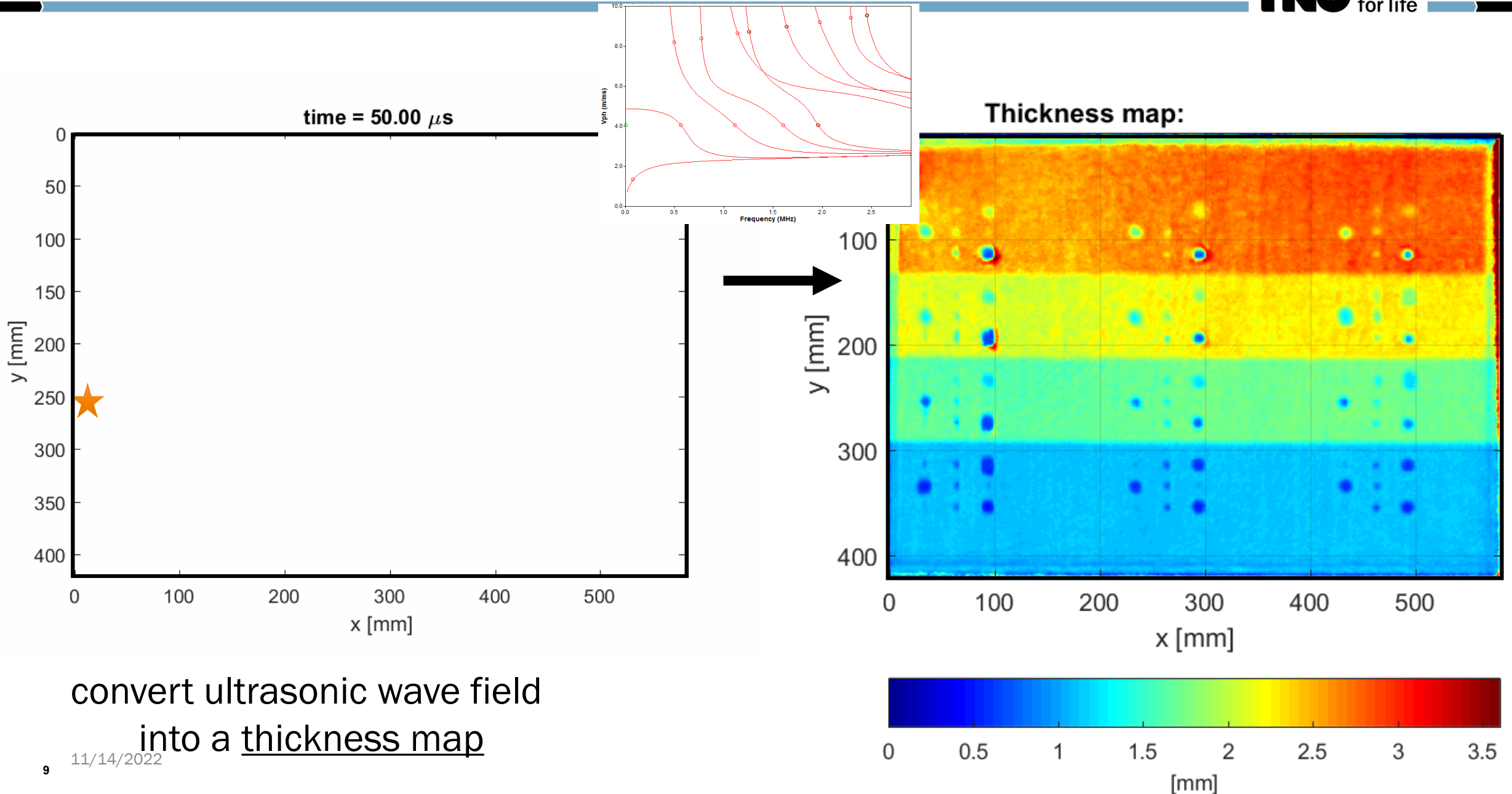
## › Materials:

- › Composites
- › Steel





# NON-CONTACT ULTRASONIC INSPECTION

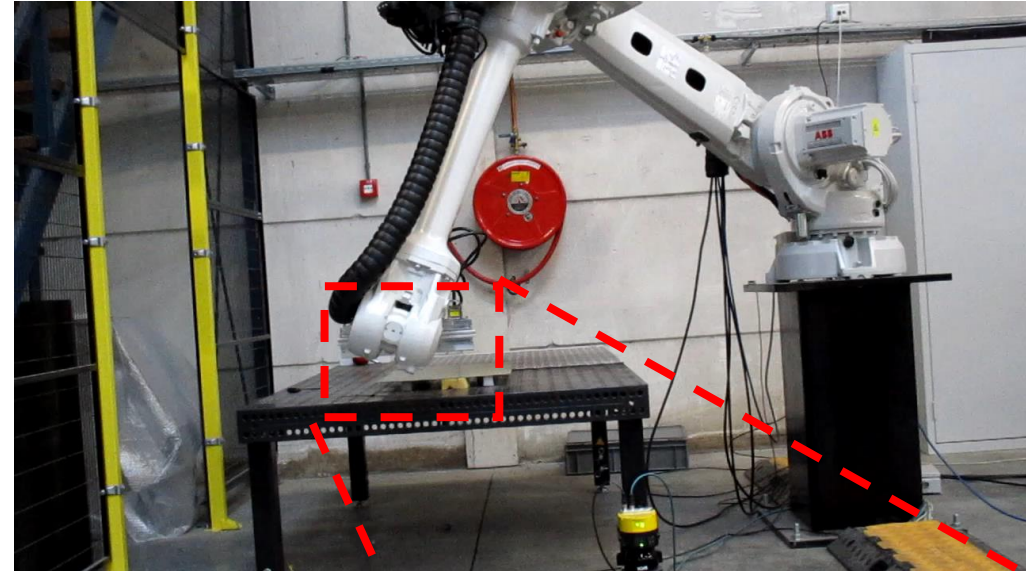


convert ultrasonic wave field  
into a thickness map



# › FAST NON-CONTACT INSPECTION TECHNOLOGY STATUS

- › MEMs-sensor array developed for inspection in air
- › Distance from panel: 100- 250 mm (typical)
- › Scan speed:
  - › Up to 250 mm/s, scanning large panels
  - › Up to 5.5 m<sup>2</sup>/min
- › In 2020: internal research project:
  - › Identified MEMs-sensor for underwater inspection
  - › First demonstration of mapping wall thickness in steel



air

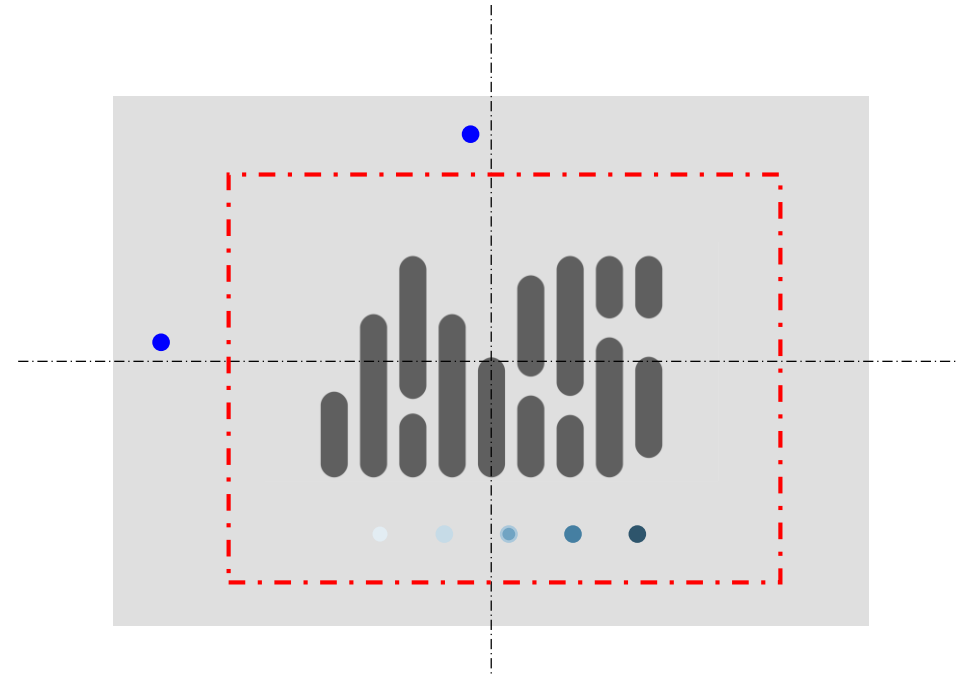


water

# › TEST SAMPLE

## WALL THICKNESS MAPPING IN STEEL

- › Plate dimensions 500 x 700 mm
- › Thickness: 8 mm
- › Material: steel (with paint)
- › Test pattern:
  - › A&S logo with varying depth profile (see next slide)
  - › Pitting with varying depth
- › Transducers
  - › AO-mode transducer ●



# TEST SAMPLE

## WALL THICKNESS MAPPING IN STEEL

› Nominal thickness: 8 mm

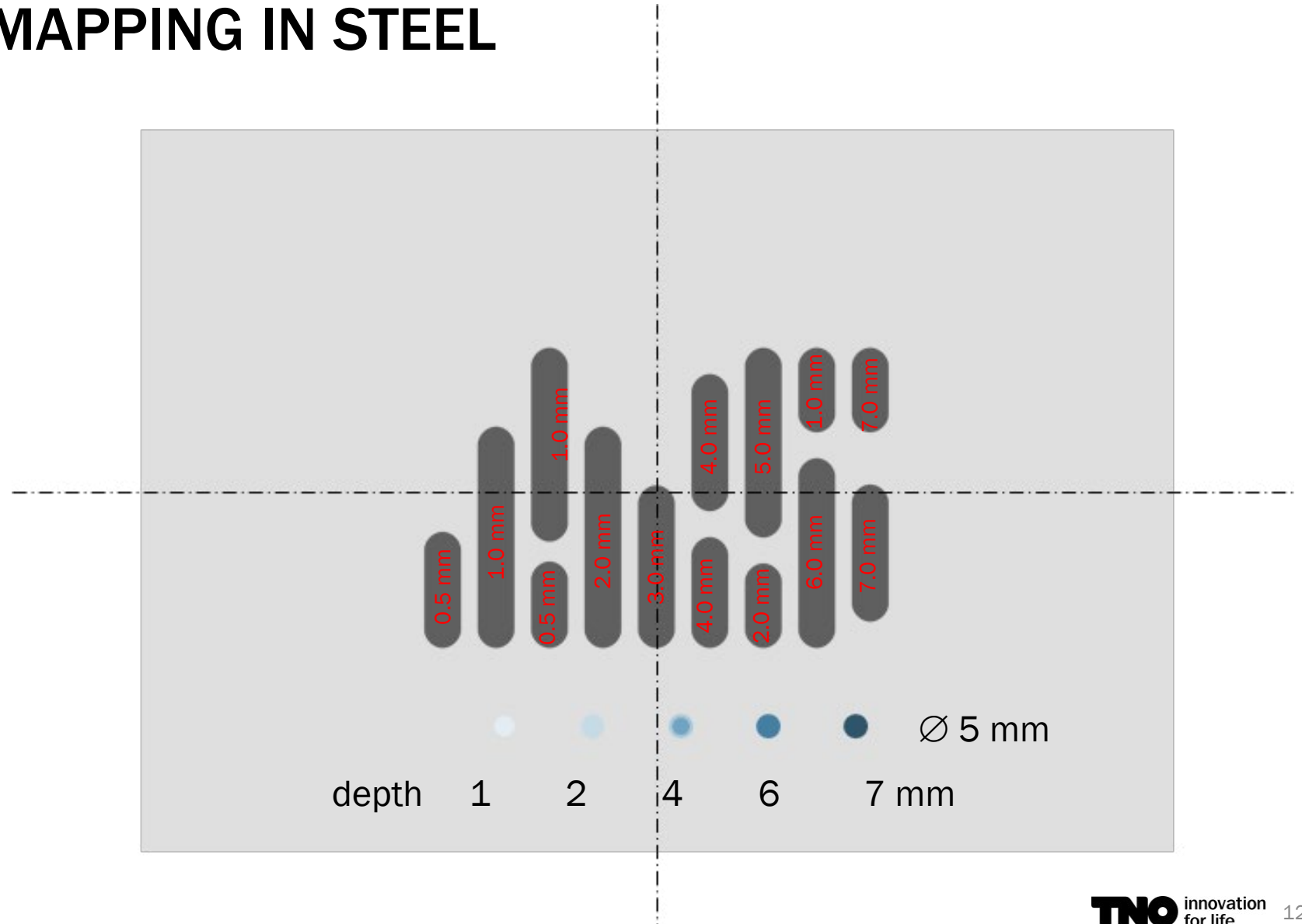
› Wall loss defects:

› wall loss indicated in red

› Pitting defects (flat bottom holes):

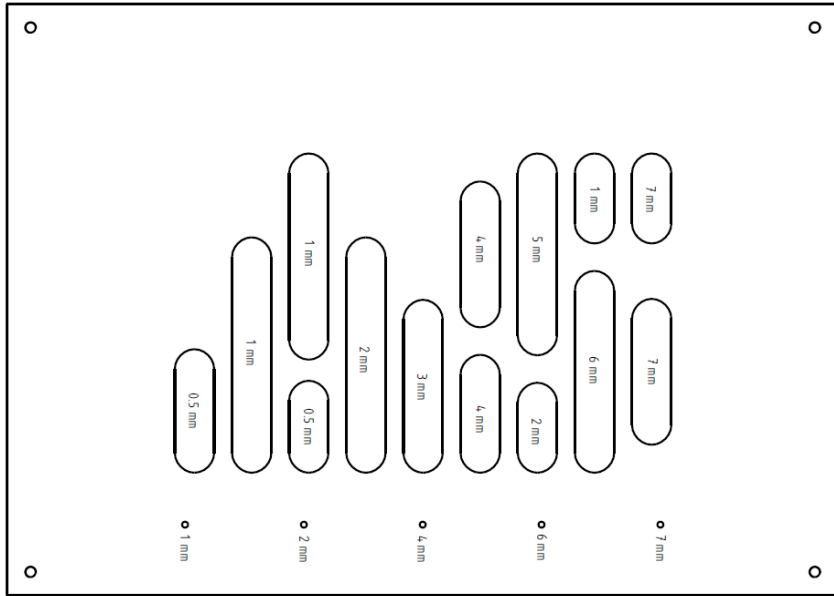
› Ø 5 mm

› Depth: 1, 2, 4, 6, and 7 mm

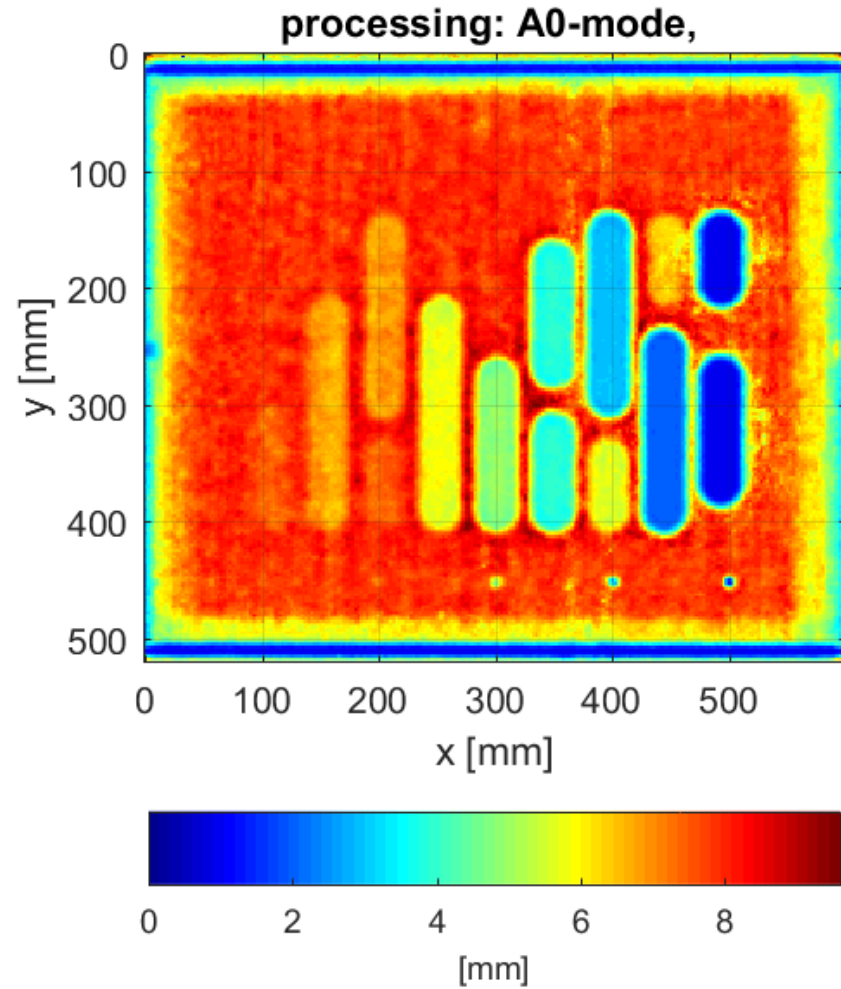


# WALL THICKNESS MAP

## NON-CONTACT INSPECTION IN AIR

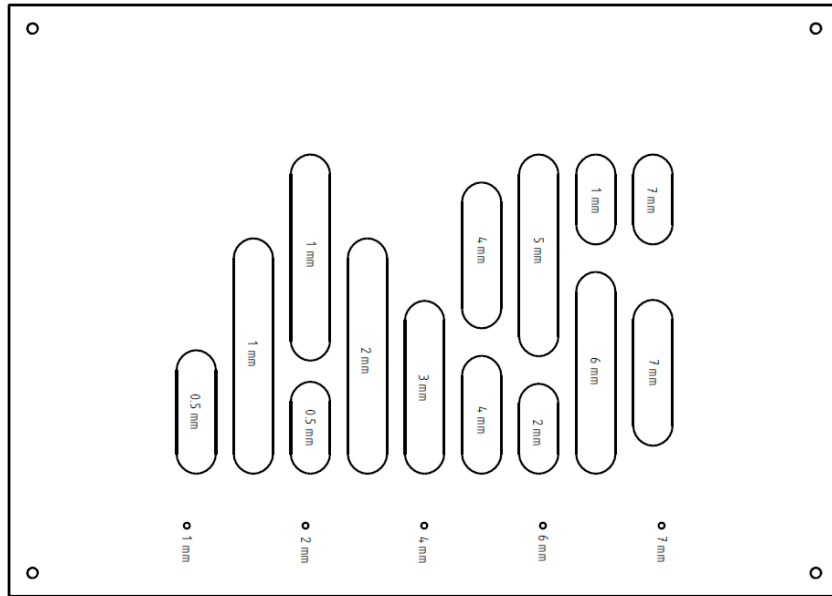


Indicated defect depth

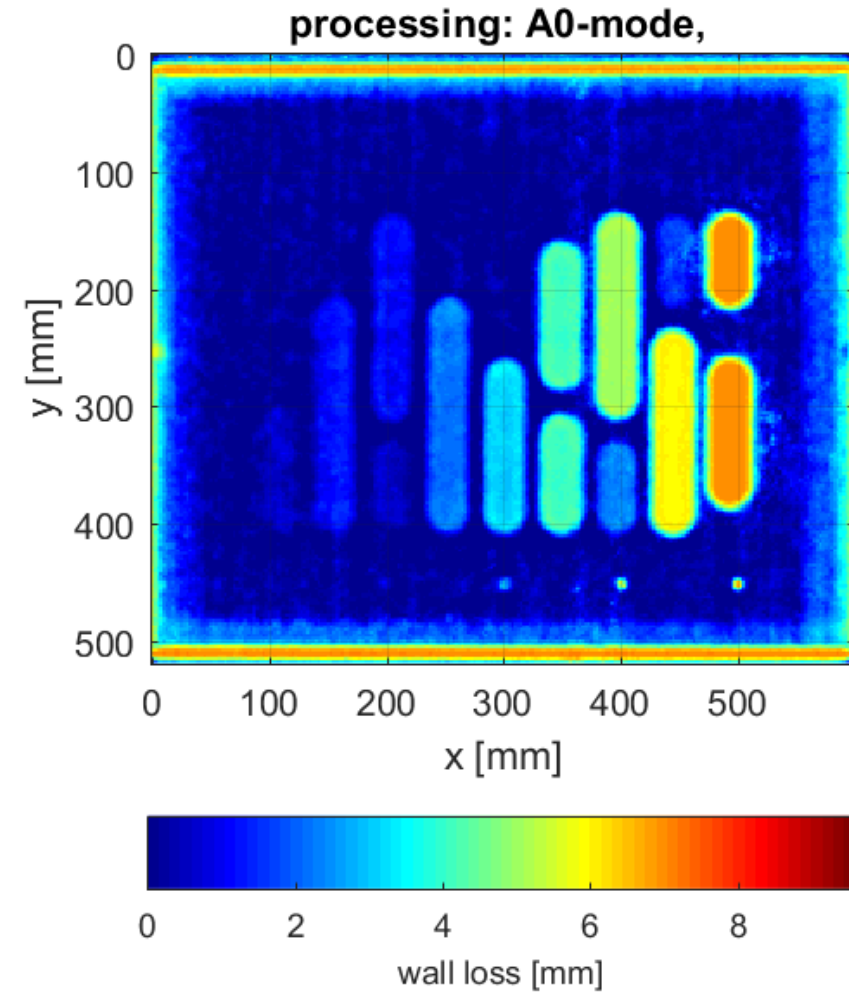


# WALL THICKNESS MAP

## WALL LOSS



Indicated defect depth

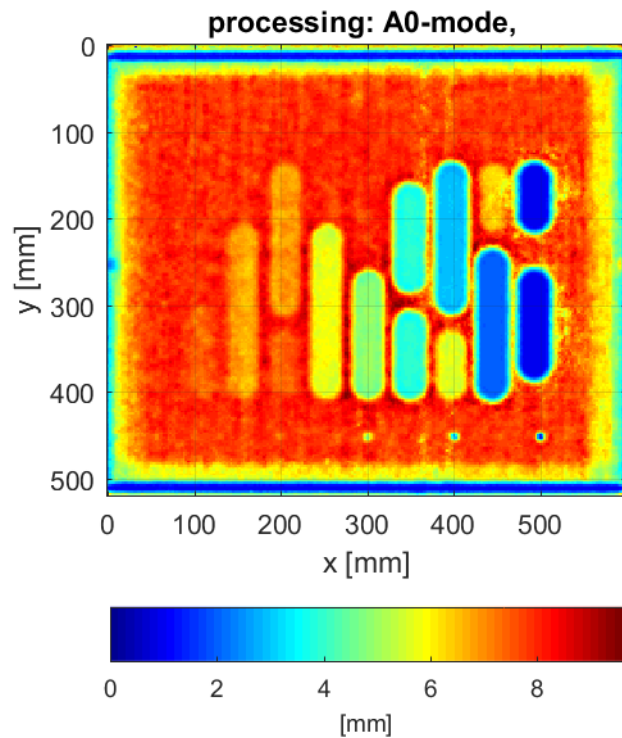


# EXPERIMENTAL RESULTS

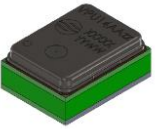
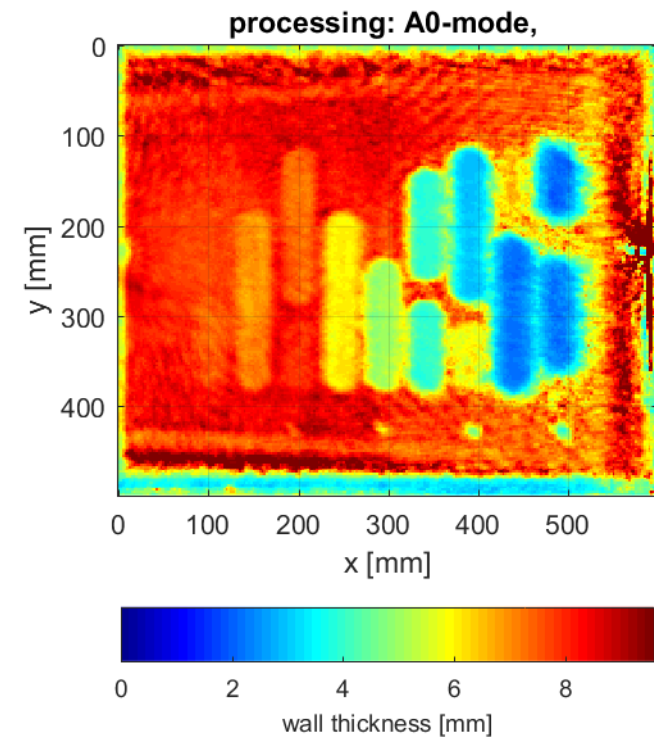
## SCANS IN WATER

› Underwater inspection images give less sharp image as above water

in air

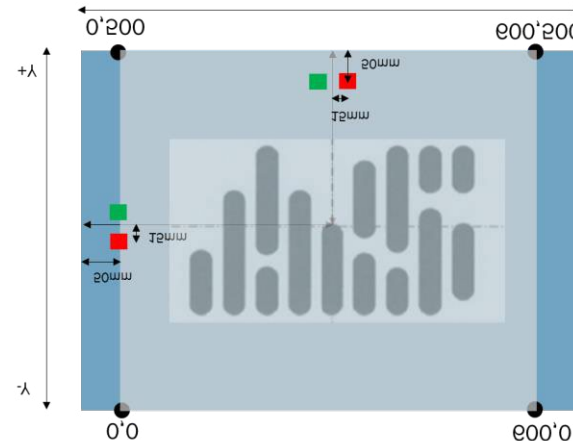
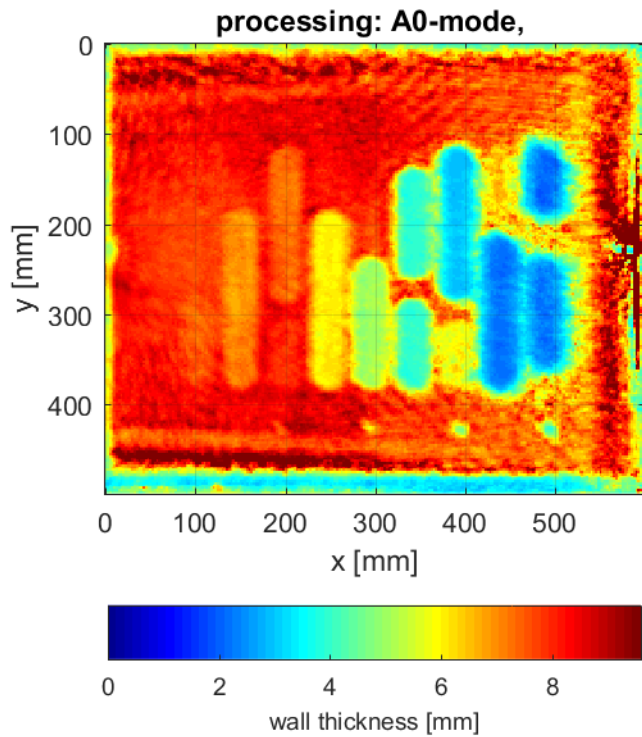


under water

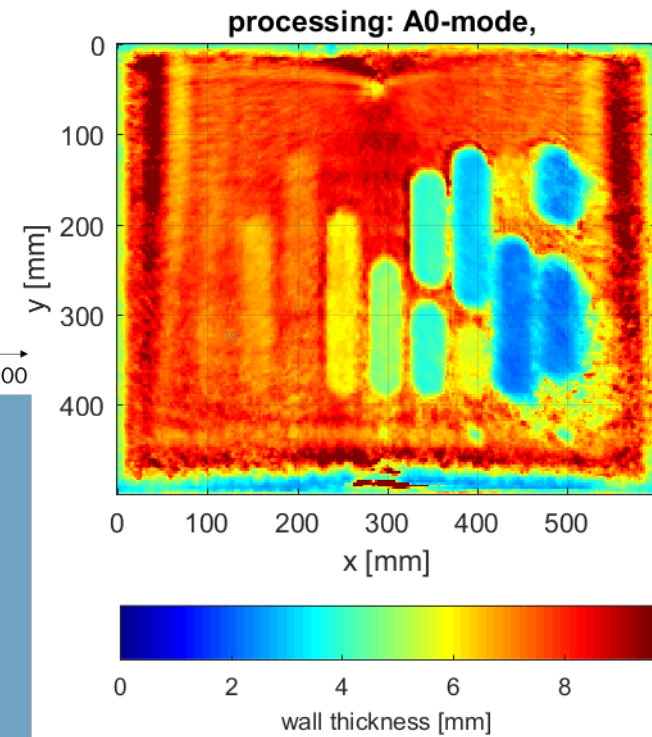


# WALL THICKNESS MAPS UNDERWATER INSPECTION

Underwater inspection images give less sharp image as above water  
piezo: left side

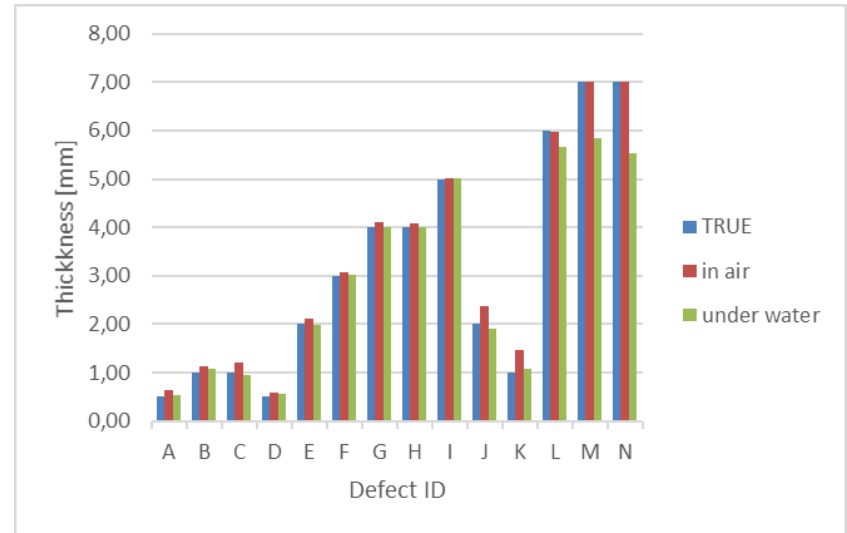
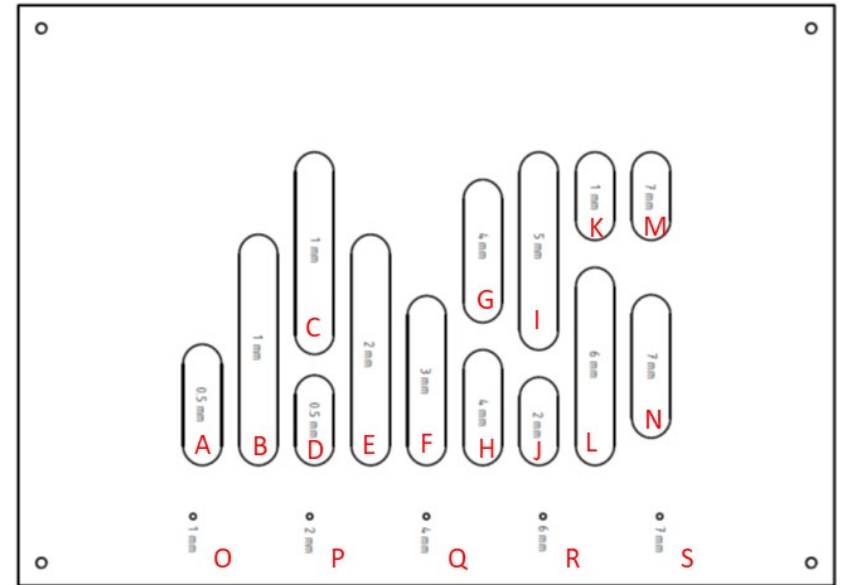


piezo: top side



# DEPTH SIZING PERFORMANCE

Defect ID	Actual depth [mm]	Air		Water	
		measured depth [mm]		short side	long side
A	0,50	0,65	0,59	0,5	0,5
B	1,00	1,14	1,22	0,92	0,92
C	1,00	1,2	1,07	0,84	0,84
D	0,50	0,59	0,42	0,68	0,68
E	2,00	2,12	2,08	1,91	1,91
F	3,00	3,08	3,07	2,95	2,95
G	4,00	4,11	4	4,01	4,01
H	4,00	4,07	3,96	4,03	4,03
I	5,00	5,02	4,98	5,07	5,07
J	2,00	2,38	1,63	2,16	2,16
K	1,00	1,46	0,75	1,41	1,41
L	6,00	5,97	5,43	5,9	5,9
M	7,00	7,02	5,79	5,91	5,91
N	7,00	7,02	5,11	5,94	5,94
O	1,00	X	X	X	X
P	2,00	X	X	X	X
Q	4,00	3,14	2,71	2,39	2,39
R	6,00	5,37	3,29	3,33	3,33
S	7,00	6,44	4,18	3,96	3,96

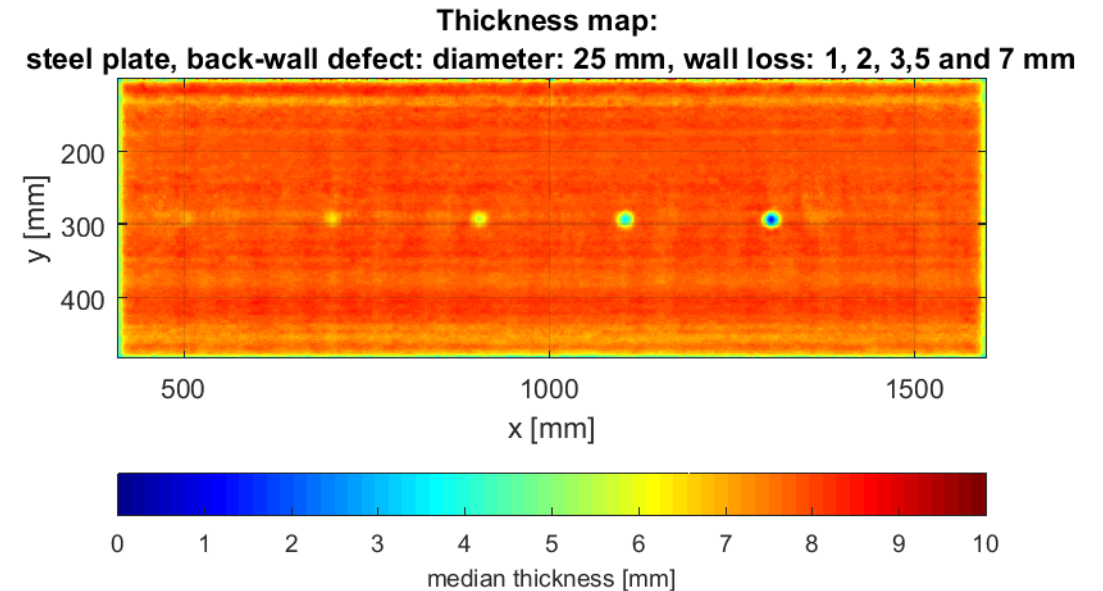


Pitting: Ø 5 mm

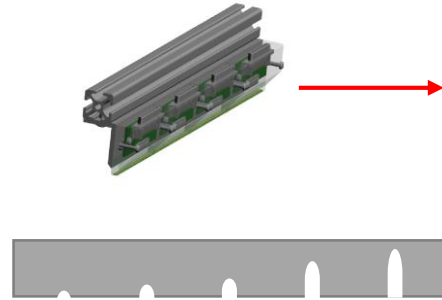


# RESOLUTION OF LAMB WAVE INSPECTION SIZING VERSUS SCREENING

- › Sizing accuracy depends on:
  - › Corrosion pit diameter
- › Steel plate, nominal wall thickness: 8 mm
  - › Varying pit diameter: 6, 12, 25 mm
  - › Varying pit depth: 1, 2, 3, 5 and 7 mm (spherical shape)



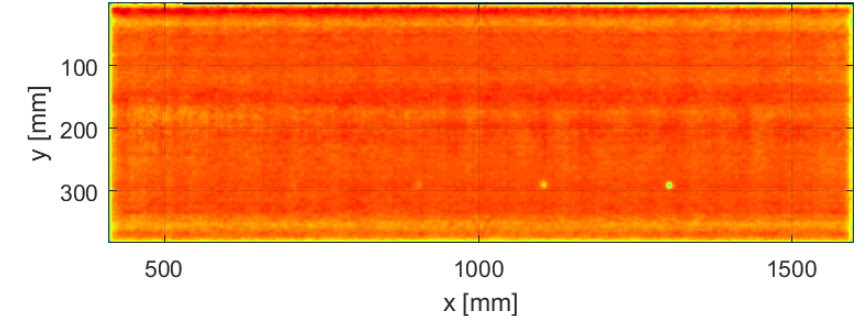
# RESOLUTION ASPECTS SIZING VERSUS SCREENING



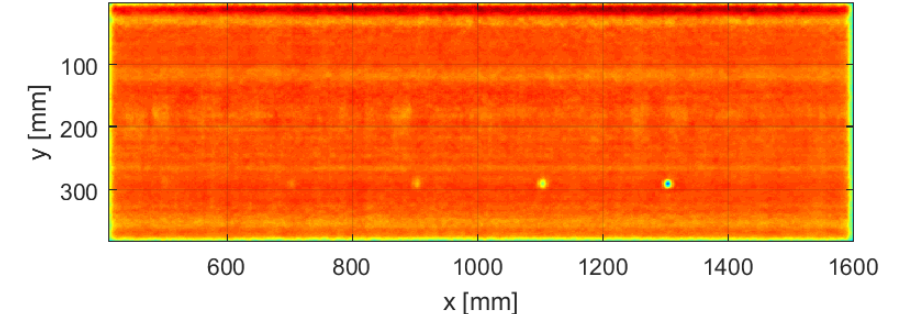
› Sizing accuracy depends on diameter of corrosion pit and the wave length of the Lamb waves

› Sizing becomes accurate when pit diameter  $\sim$  wavelength or larger

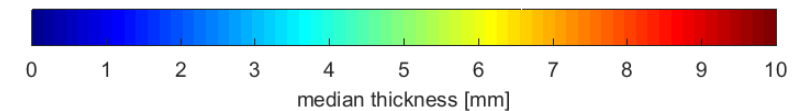
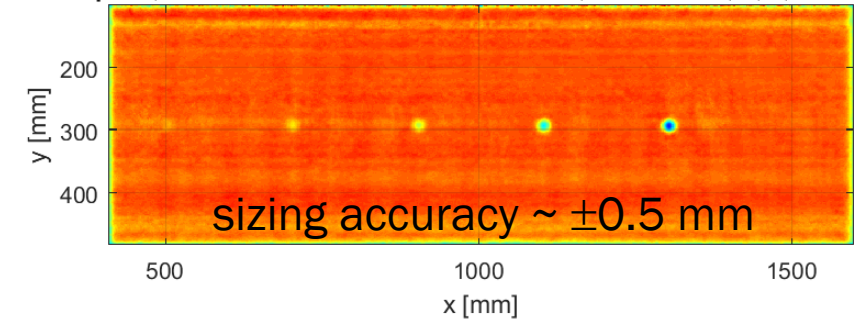
**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 6 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm



**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 12 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm



**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 25 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm

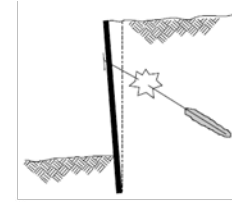


# › OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

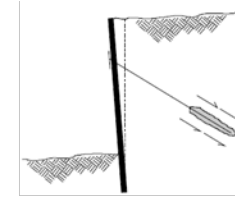
## SHEET PILE INTEGRITY

› Integrity related aspects:

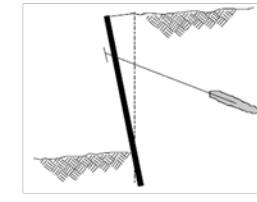
- › depth of a sheet pile
- › anchor corrosion (tensional stress)



Tensile failure of tendon

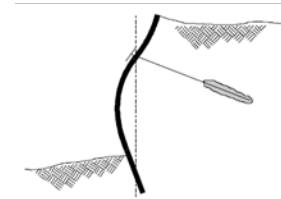


Pull-out failure of grout/ground bond



Pull-out failure of tendon/grout bond

› Ultrasonic waves may be deployed to assess various integrity related aspects



Failure of wall in bending

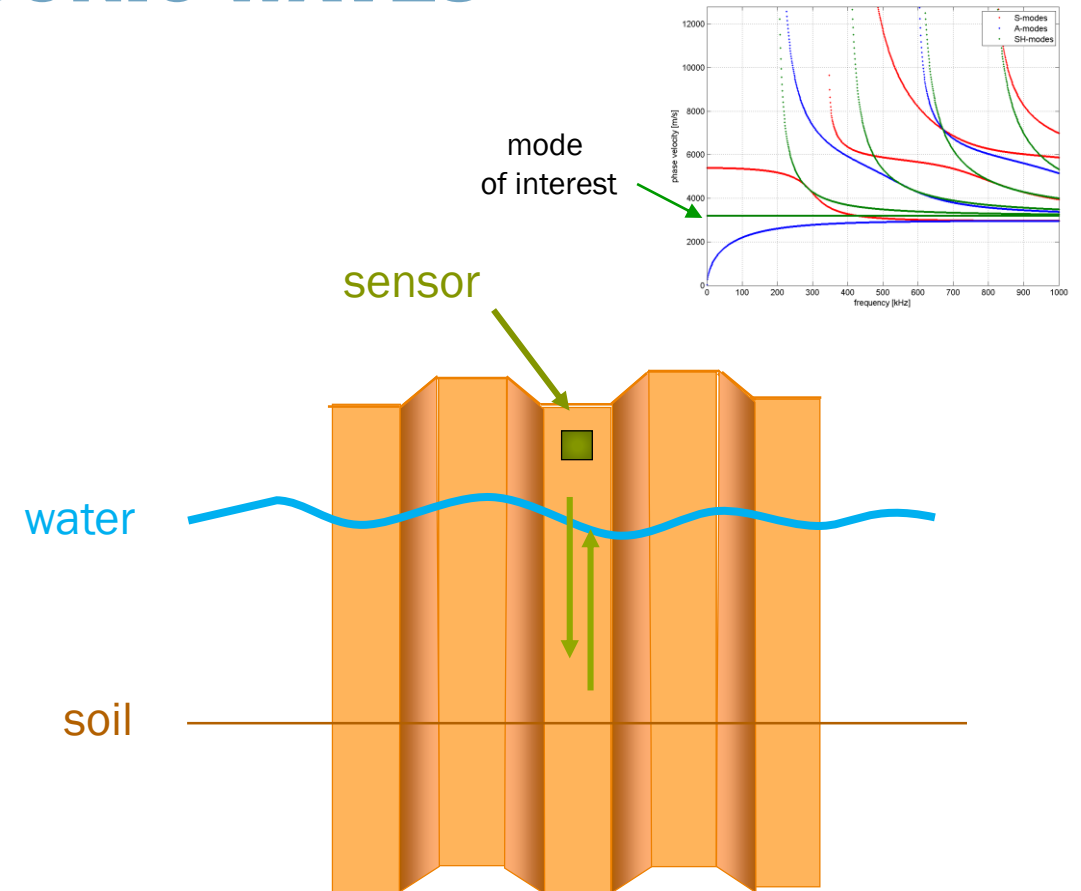
› Some relevant concepts are highlighted here (no comprehensive overview)



# › OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

## DEPTH OF THE SHEET PILE

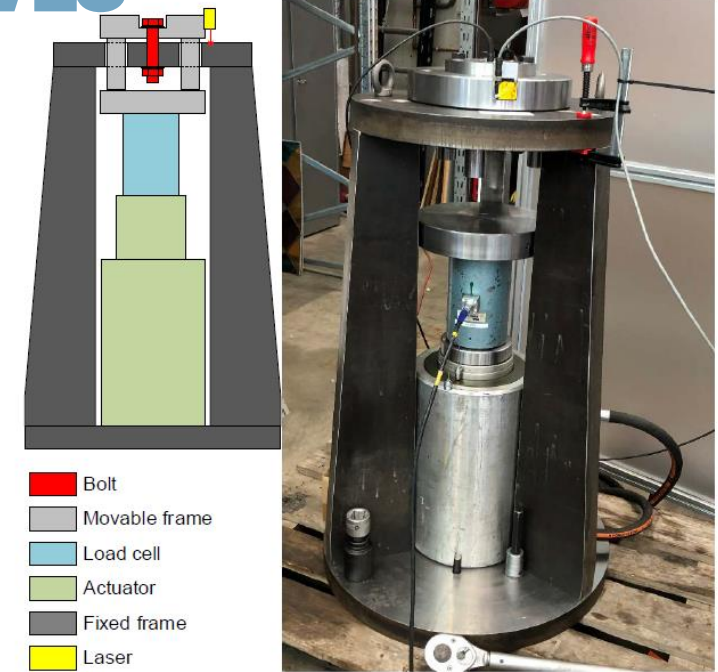
- › Main question: what is the length of the sheet pile
  - › Concept:
    - › use shear horizontal polarized guided waves to measure the travel time to end of the sheet pile
  - › Measure travel time
  - › Velocity is known
- } Calculate depth
- › Research and development topics:
    - › Evaluate attenuation
      - depth range in which method can be used
    - › Design dedicated sensor
    - › Deliver proof of principle



# OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

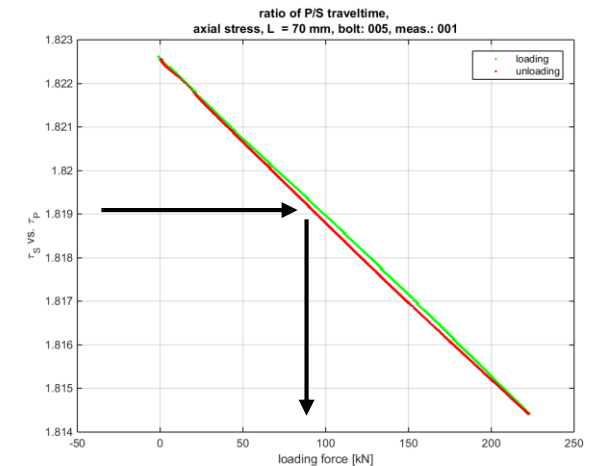
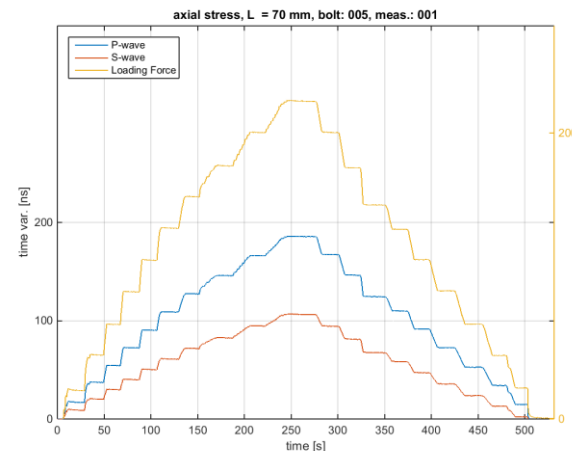
## ANCHOR TENSION ASSESSMENT

- › Main question: what is tension in anchor (is it still providing support)
- › Concept:
  - › Wave velocity depends on applied mechanical stress (small effect)
  - › Anchor length is not accurately known to use wave velocity, but using the ratio two waves (compressional/shear wave) eliminates the unknown anchor length



- › Measure velocity ratio
  - › Calibration curve
- } Calculate tensional stress

- › Research and development topics:
  - › Evaluate application specific requirement
  - › Design dedicated sensor



## › CONCLUDING REMARKS

- › Conventional wall thickness measurement are labour intensive and sensitive to surface conditions
- › A novel inspection concept for wall thickness measurements has been introduced capable of:
  - › Fast, non-contact and large area inspection (up to 5.5 m<sup>2</sup>/min)
  - › Accurately measuring wall loss with a high spatial resolution, provided that corrosion is larger than the wavelength of the Lamb wave
- › Application under water is possible, but high attenuation in water limits the application:  
possible solution: multiple transmitters operating at the same time
- › Apart from corrosion mapping, ultrasonic measurement principles available for:
  - › Measurement of sheet pile length
  - › Anchor tension evaluation } could support comprehensive integrity assessment  
further development of these method(s) is required



› **THANK YOU**

**TNO** innovation  
for life

# RELIABILITY UPDATING METHOD FOR GROUND ANCHORS

## PORT OF ROTTERDAM

Alfred Roubos: Port of Rotterdam Authority & TU Delft

Workshop existing anchors Delft 11th of October 2022

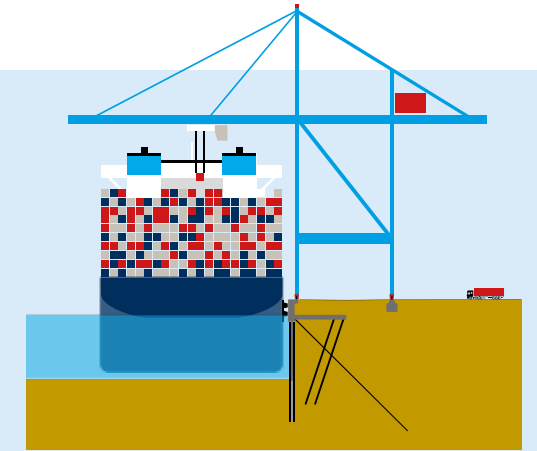




# Introduction: Alfred Roubos

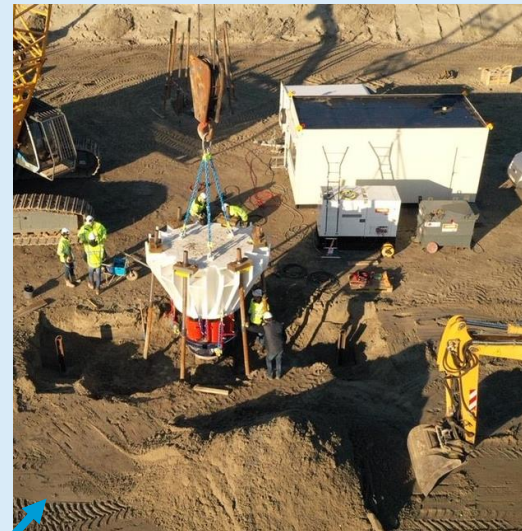
PhD: reliability of quay walls

- Port Engineer (≈15 years)
- Researcher Delft University of Technology (Doctoral defence 2019)
- Member of national & international committees (Eurocode CEN/NEN, CROW, PIANC, BS)



Main research focus:

- Marine structures (e.g. quay walls, jetties, dolphins)
- Dredging, scour protection
- Innovations & full-scale field tests

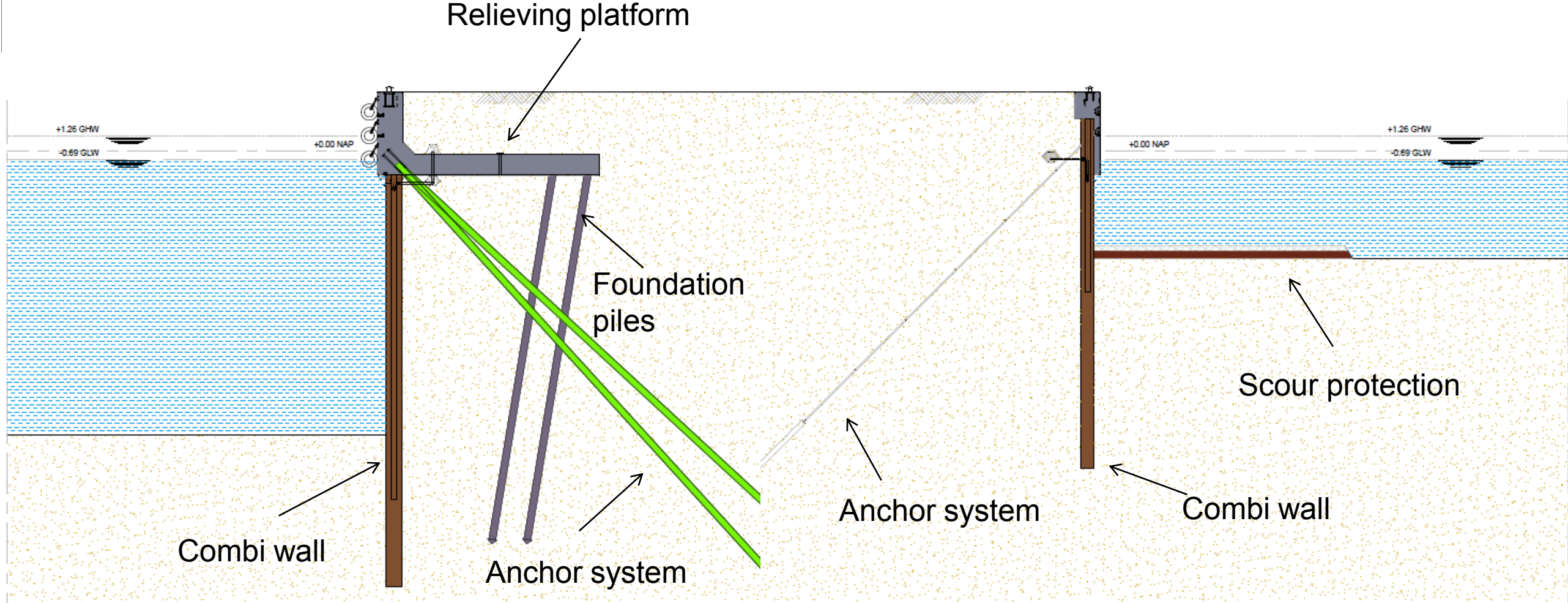


Full scale field test foundation piles



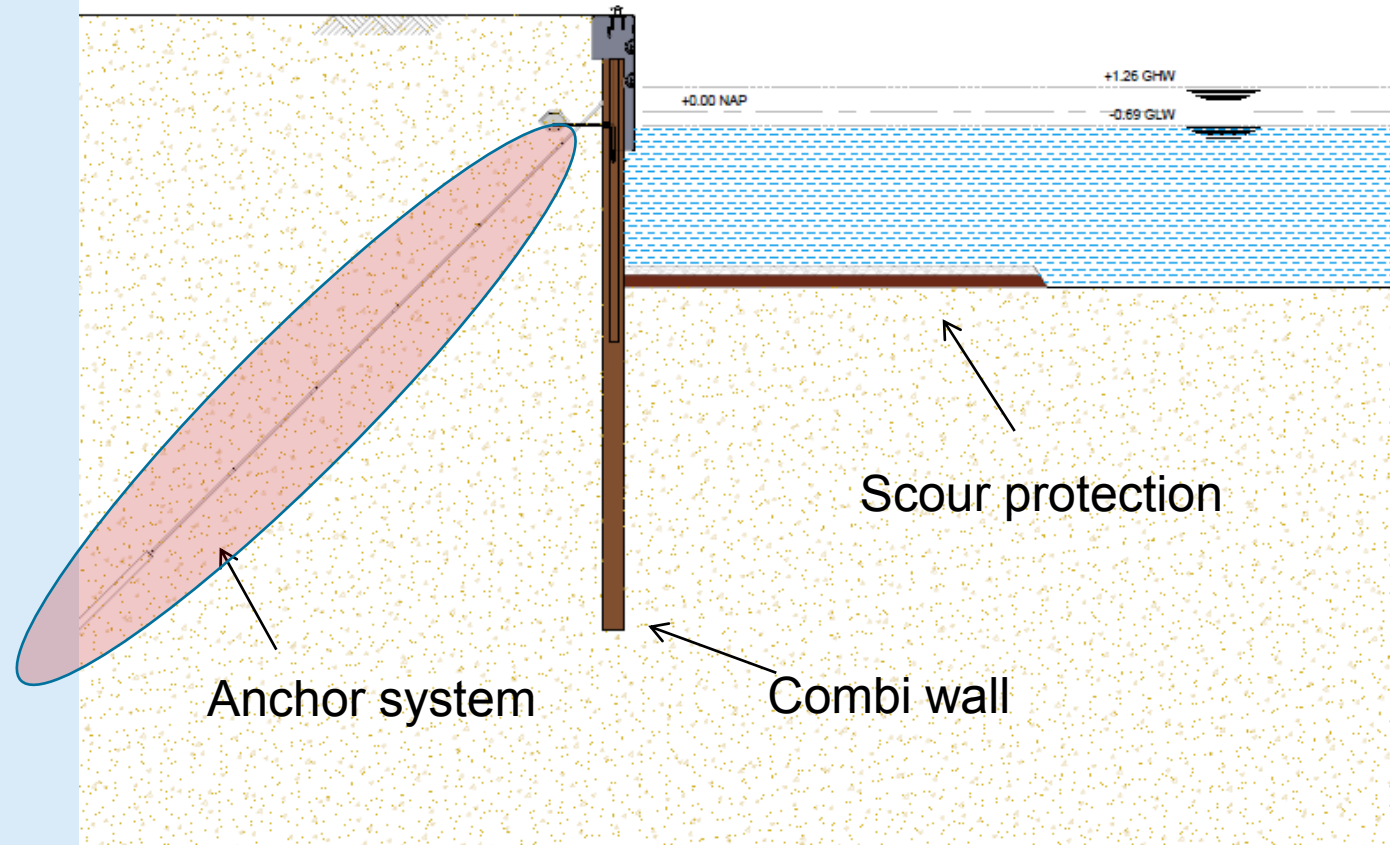
Bow-thruster induced scour

# Standard quay-wall design solutions



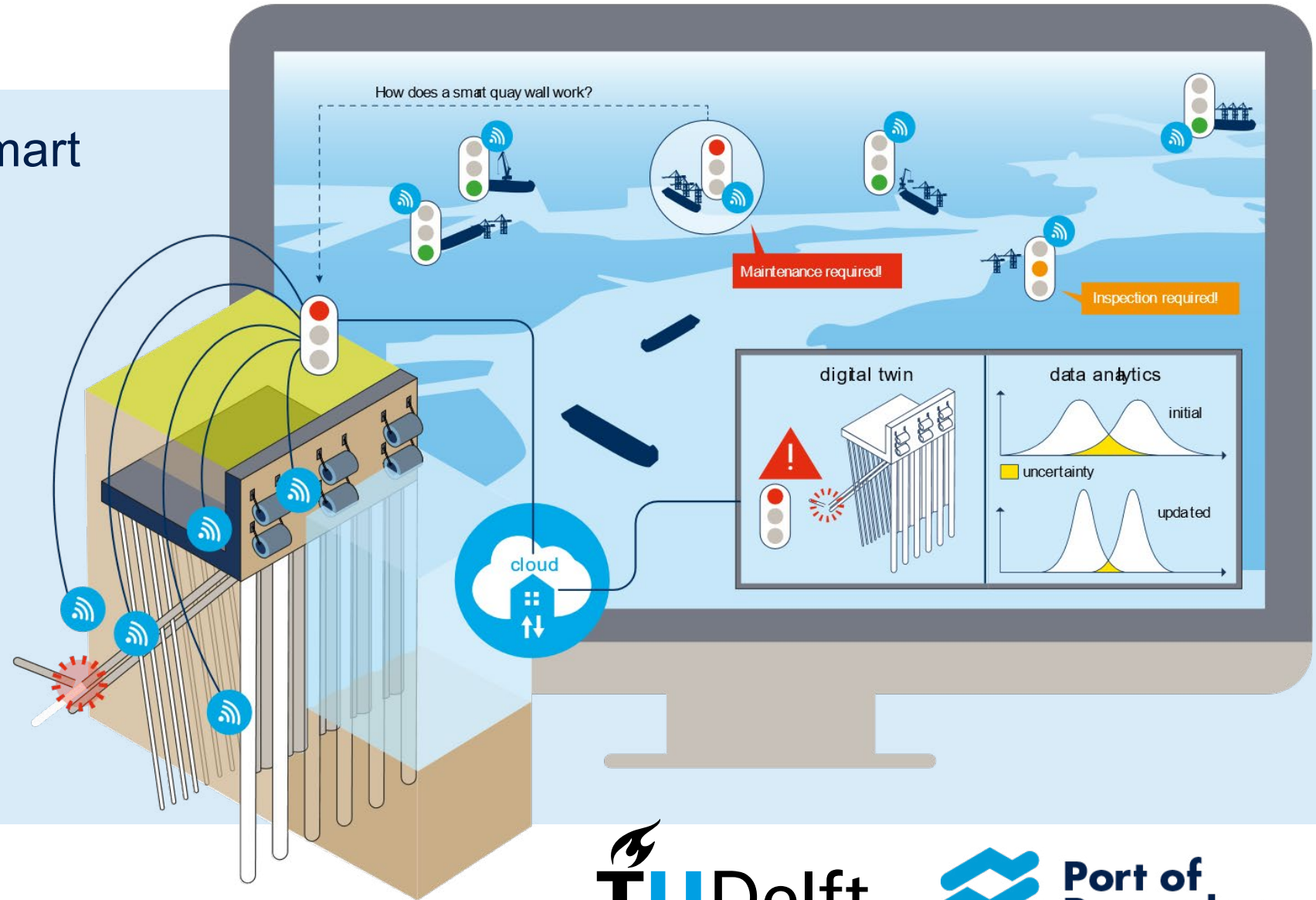
# Content

- Introduction / Motivation (5 min).
- Reliability updating using anchor test data (15 min).
- Discussion (10 min).

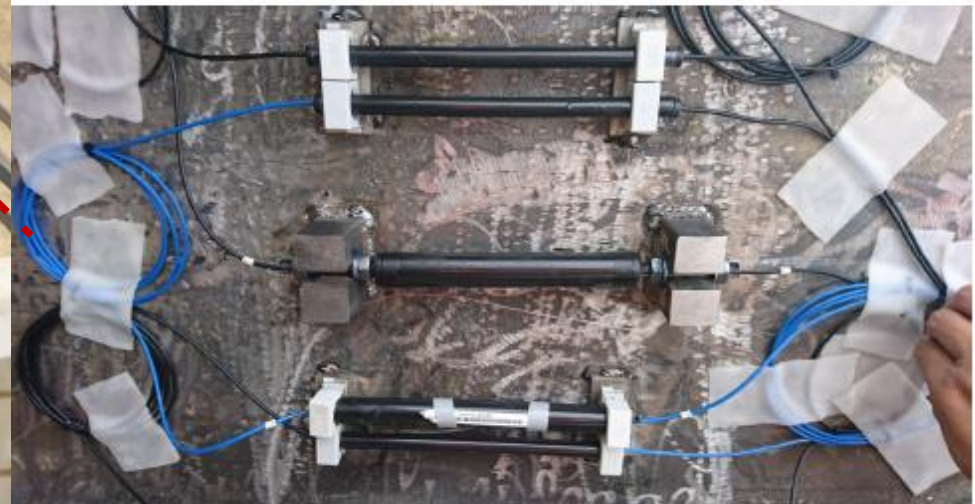
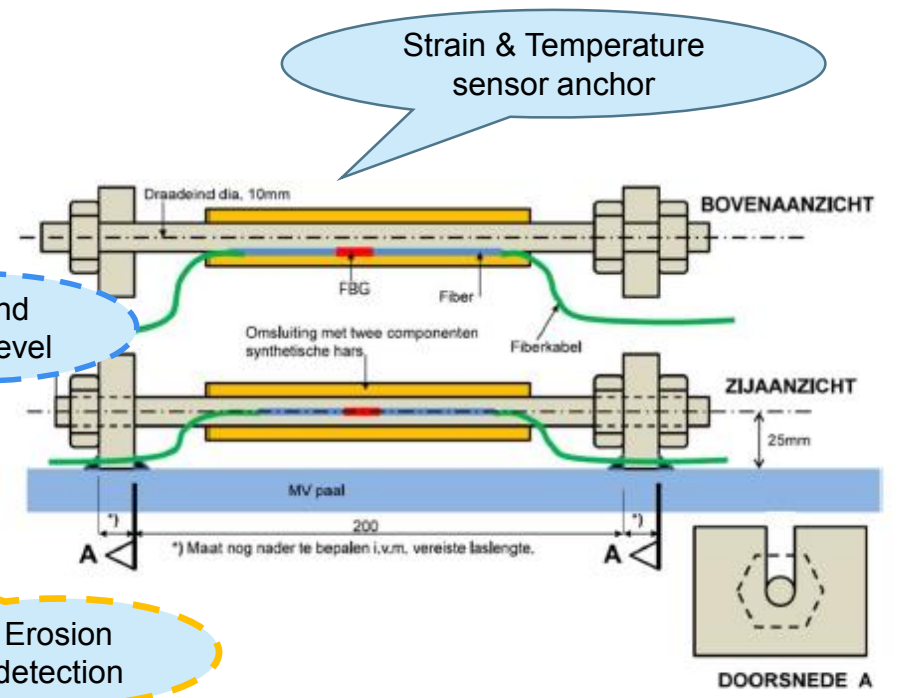
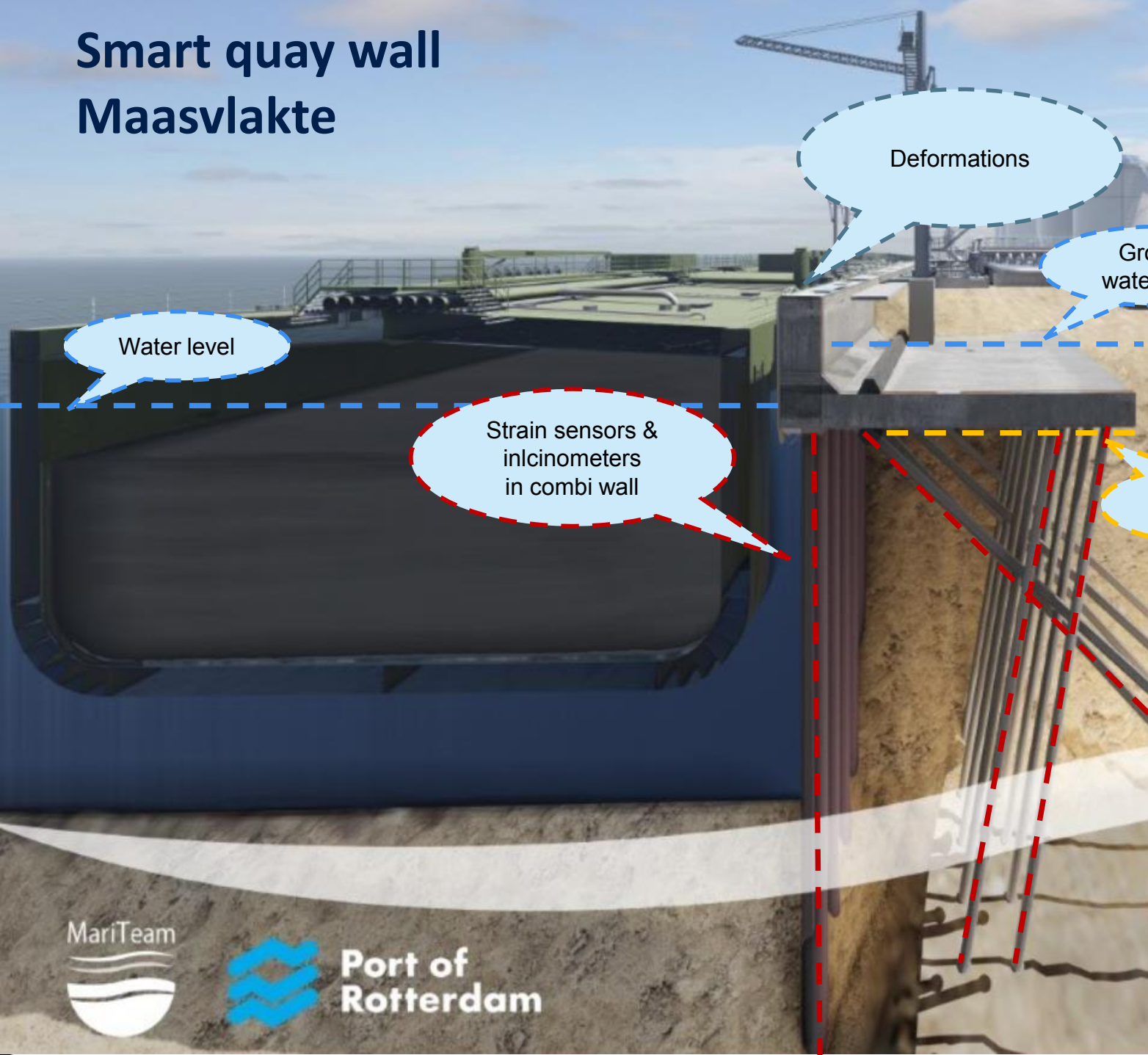


# Motivation: Sensor data & digitisation

- Sensor data (e.g. 10 smart quay walls).
- Digital twin.



# Smart quay wall Maasvlakte



# Value of installation and test data?

- Installation records (e.g. drivability, vibrations...) => reduce uncertainty in soil conditions OR predict weak quay-wall sections or structural members.
- Data of quality control procedures (material certificates steel/concrete & anchor test data).

## Research questions

- In each project anchor tests are performed. How can we use this data?
- Can anchor test data be used as input for Reverse Engineering?

MSc thesis:  
Geotechnical bearing capacity MV piles  
Frederike Westerbeke



# Value of installation data?

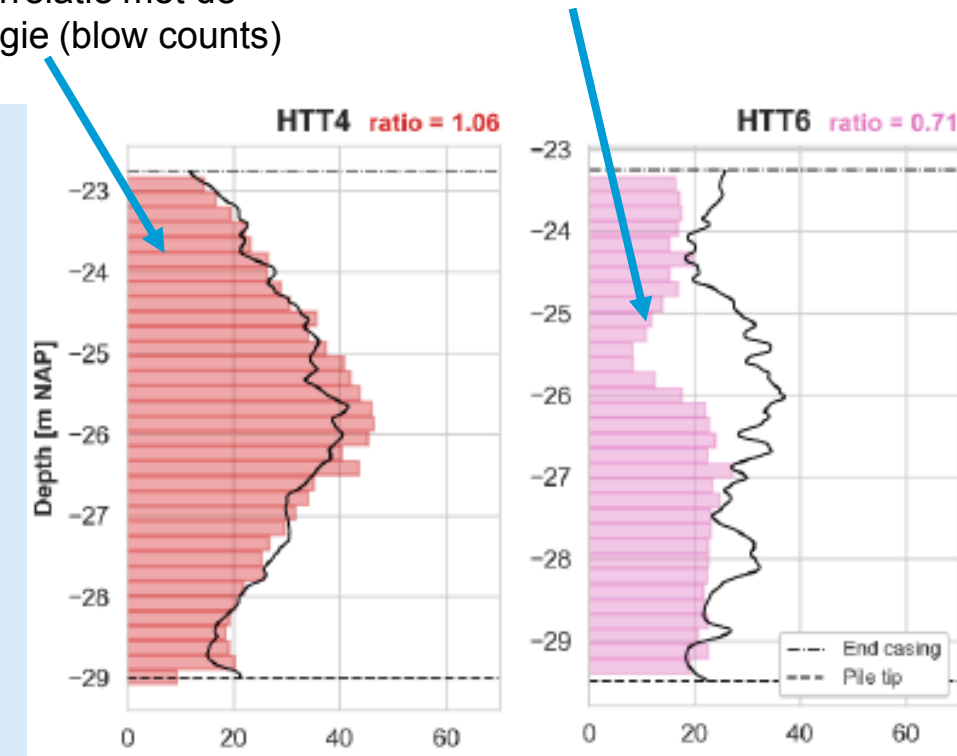
Zeer goede correlatie met de installatie energie (blow counts)

Zwakke plek kademuur (MV paal): waarschijnlijk het gevolg van het onderschatten in situ conusweestand

- Installation records (e.g. drivability, vibrations...) => reduce uncertainty in soil conditions OR predict weak quay-wall sections or structural members.
- Data of quality control procedures (material certificates steel/concrete & anchor test data).

## Research questions

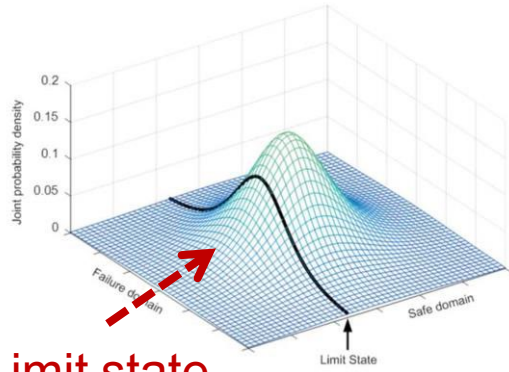
- In each project anchor tests are performed. How can we use this data?
- Can anchor test data be used as input for Reverse Engineering?



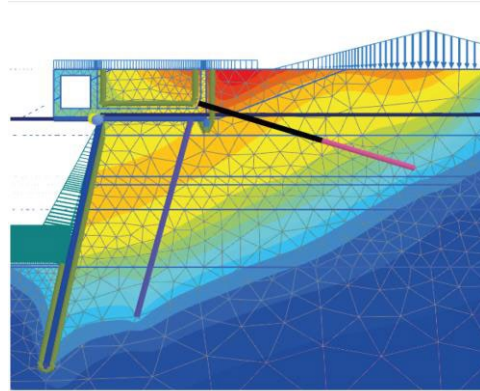
- Conusweerstand
- Installatie energie proefpaal HTT4
- Installatie energie proefpaal HTT6

# Main trends in quay-wall engineering

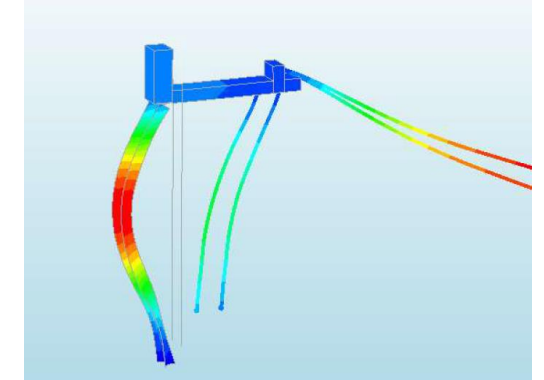
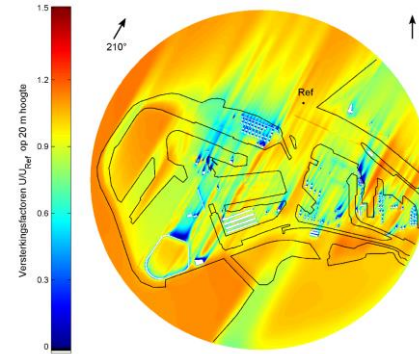
## 1) Reliability-based assessments



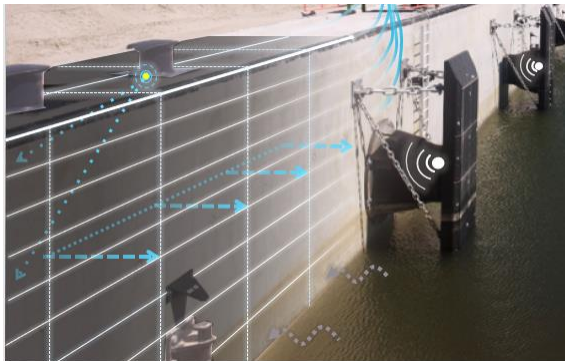
Limit state



## 2) Advanced modelling & new methods



## 4) Sensoring & digitisation



## 3) Full scale field tests / stress testing





# What is reliability?



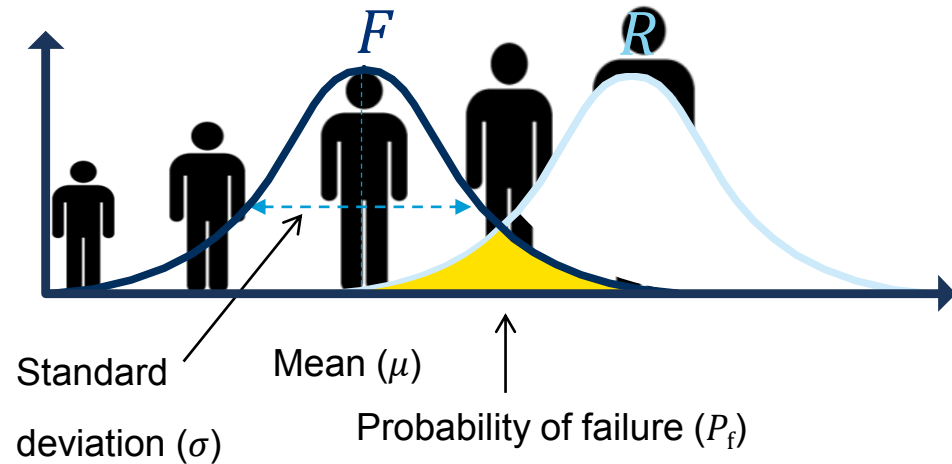
Load  $F$  (weight)

Example

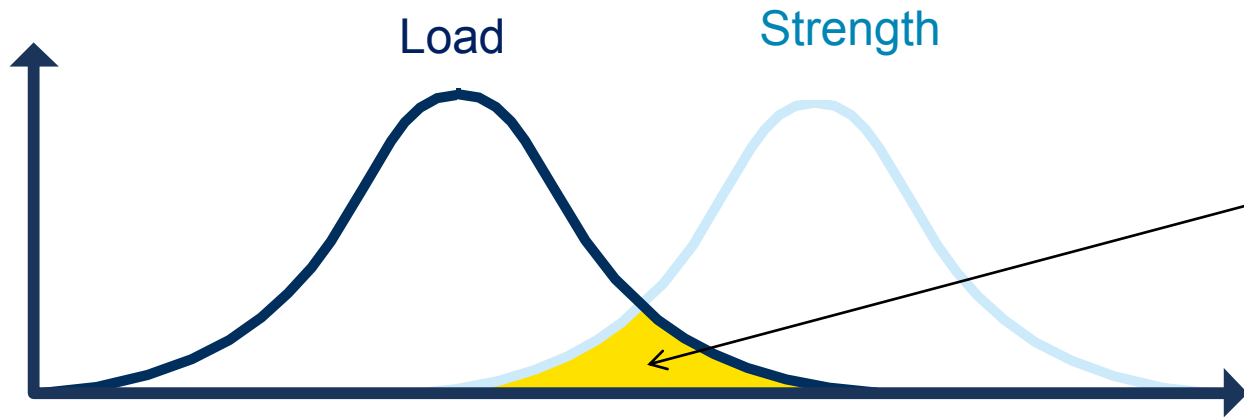
Reliability estimate of a chair:

○ Strength > Load => Safe / Reliable

○ Load > Strength => Unsafe / Failure



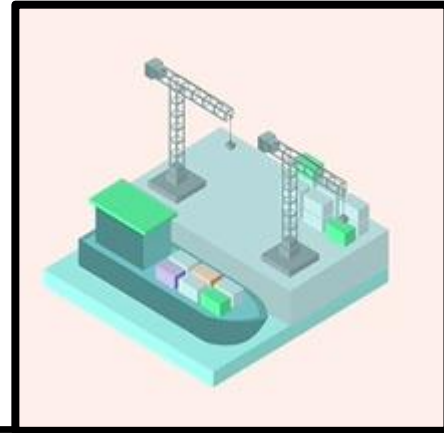
# Reliability-based assessment: Probability of failure?



Anchor test results

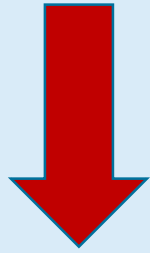


Probabilistic toolbox

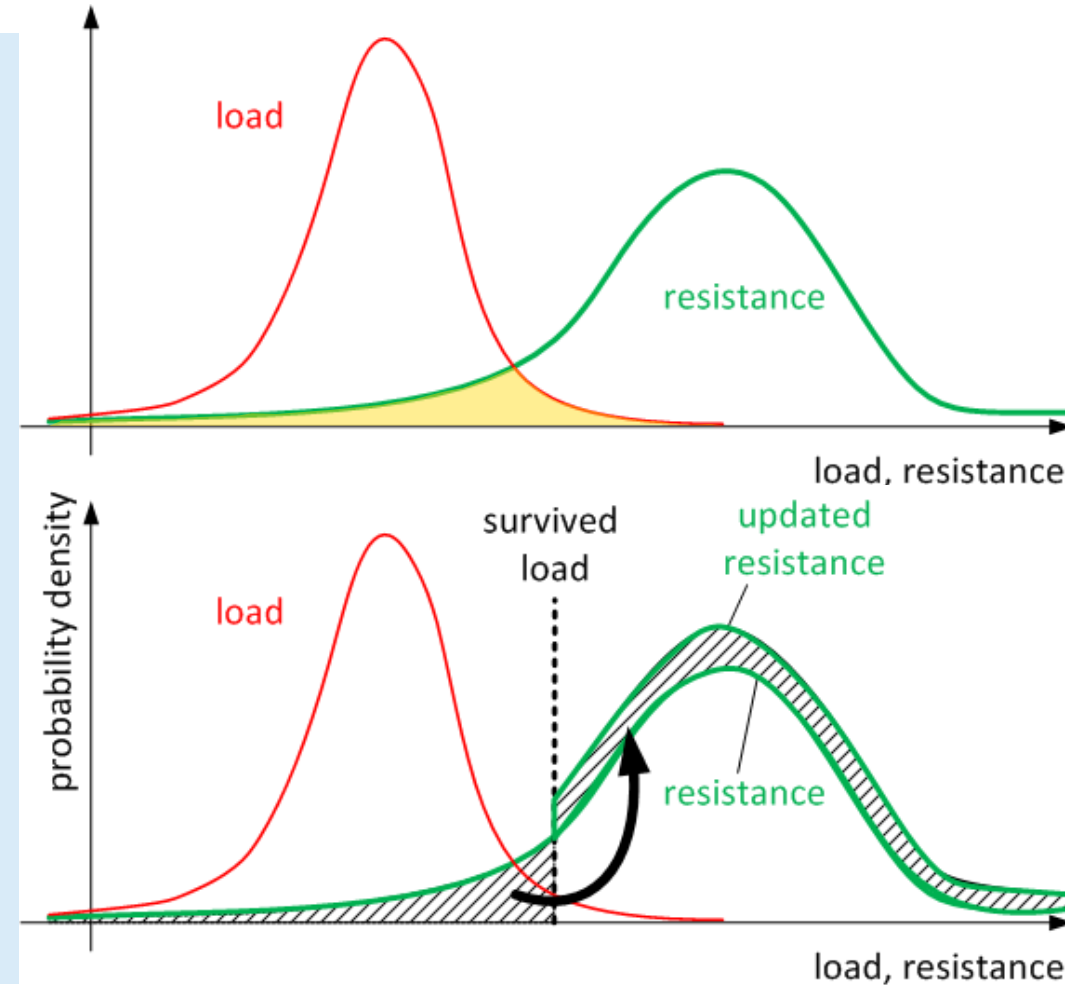


# Principles of past service performance

Probability of failure 'a-priori'

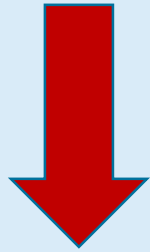


Probability of failure 'a-posteriori'  
(incl. test result survived load)

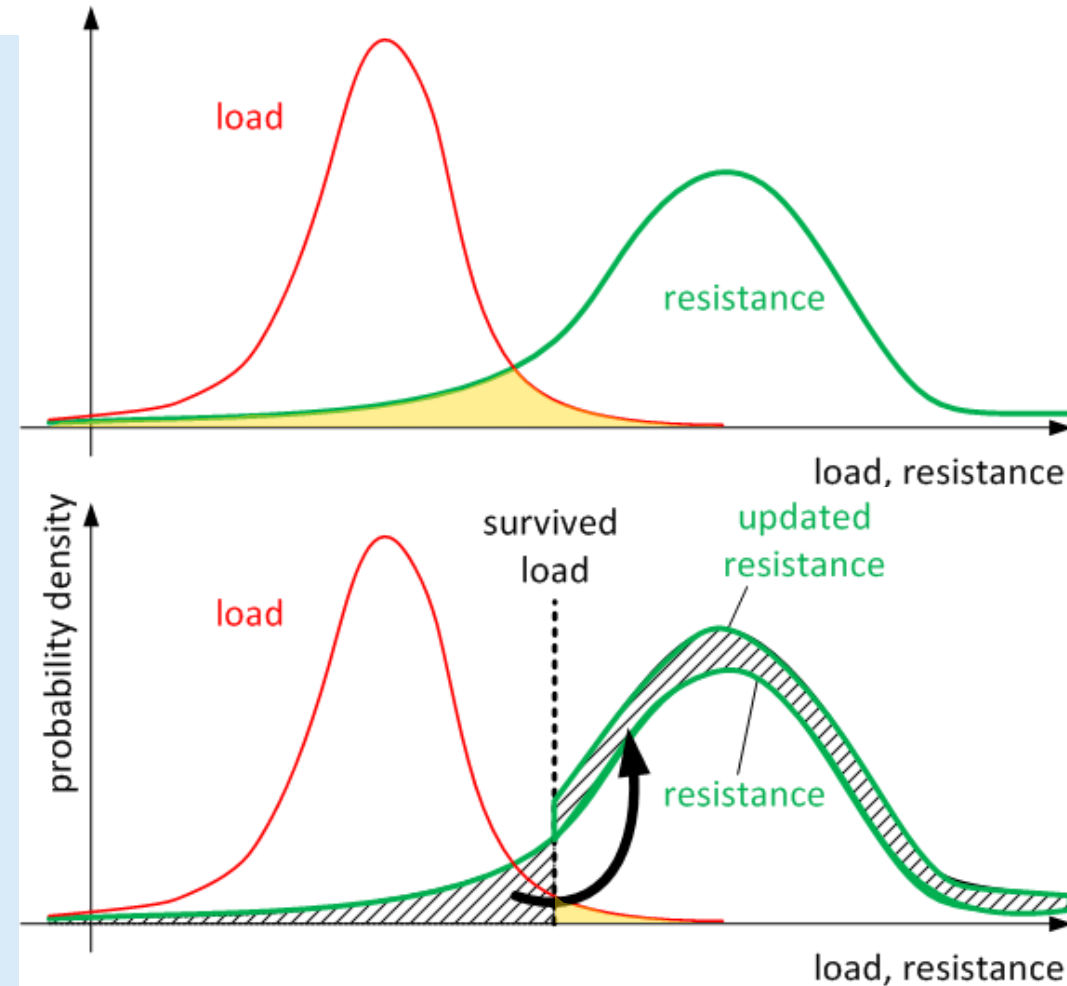


# Principles of past service performance

Probability of failure 'a-priori'



Probability of failure 'a-posteriori'  
(incl. test result survived load)



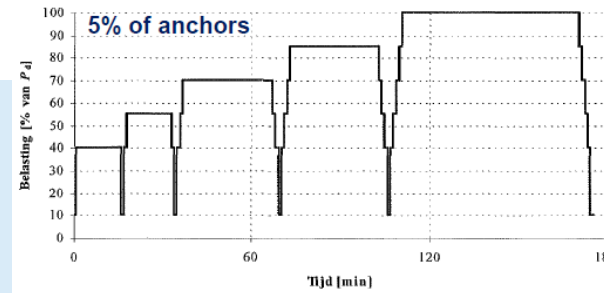
# Reliability updating using anchor test data

- 3 reference projects: Maaskade, LBBR, & HHTT.
- Type: Grout anchors.
- All projects provided us with failure (some), suitability (5%) and acceptance tests (all).

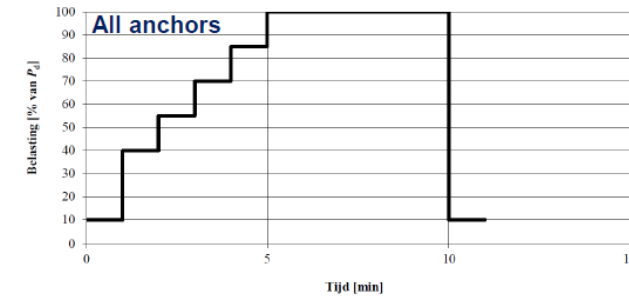
- ⇒ How can we use anchor test data?
- ⇒ Can this serve as input for reverse engineering?

Two reliability updating methods were tested:

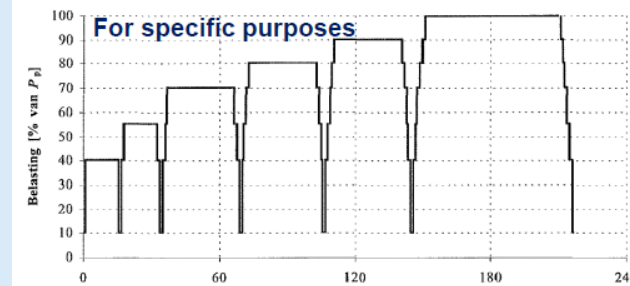
- inequality updating via applied force.
- equality updating by modelling anchor behaviour.



Suitability test

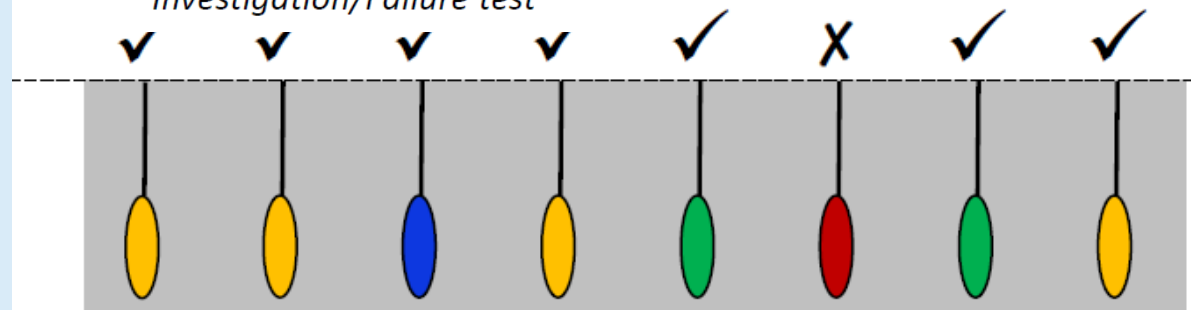


Acceptance test



Investigation/Failure test

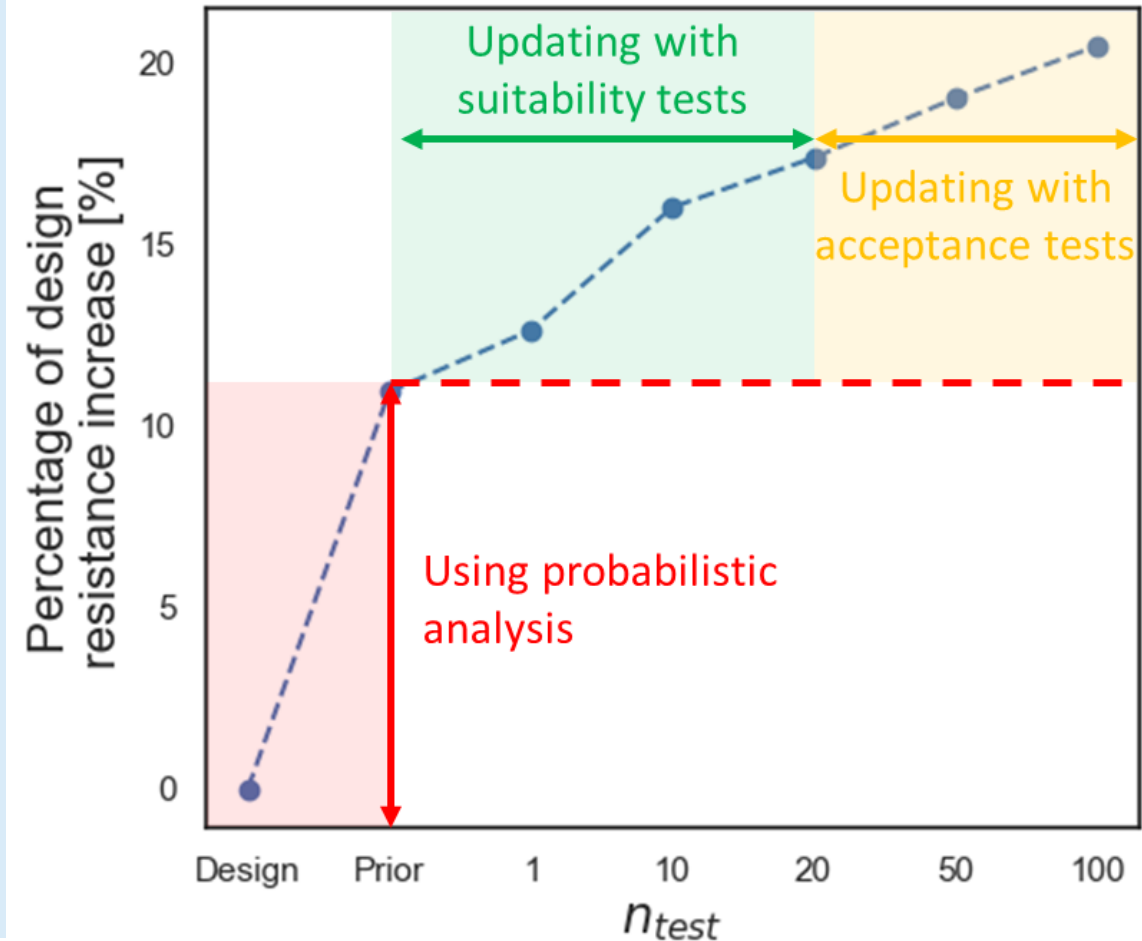
- Acceptance tests
- Suitability tests
- Failure tests
- Assessed anchor



# Method 1: 'inequality updating'

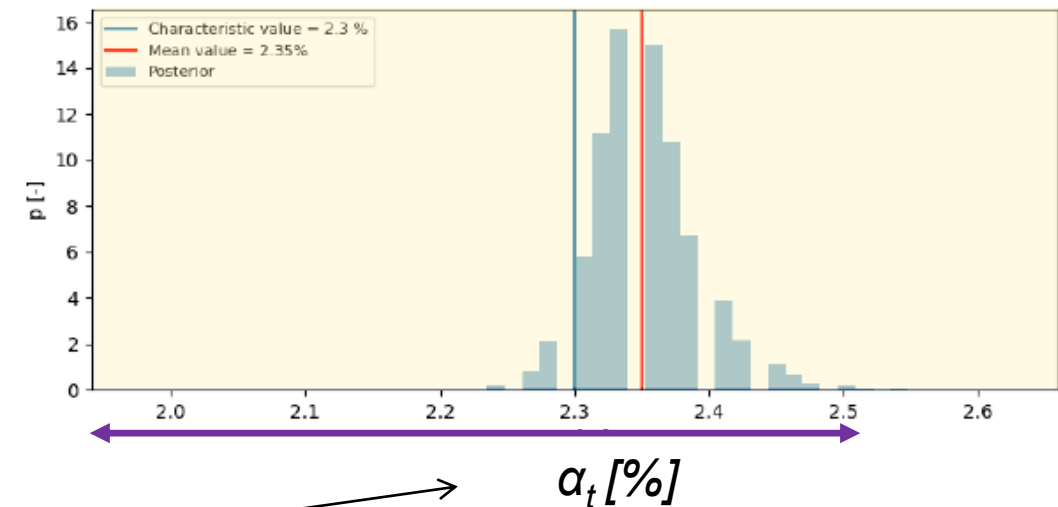
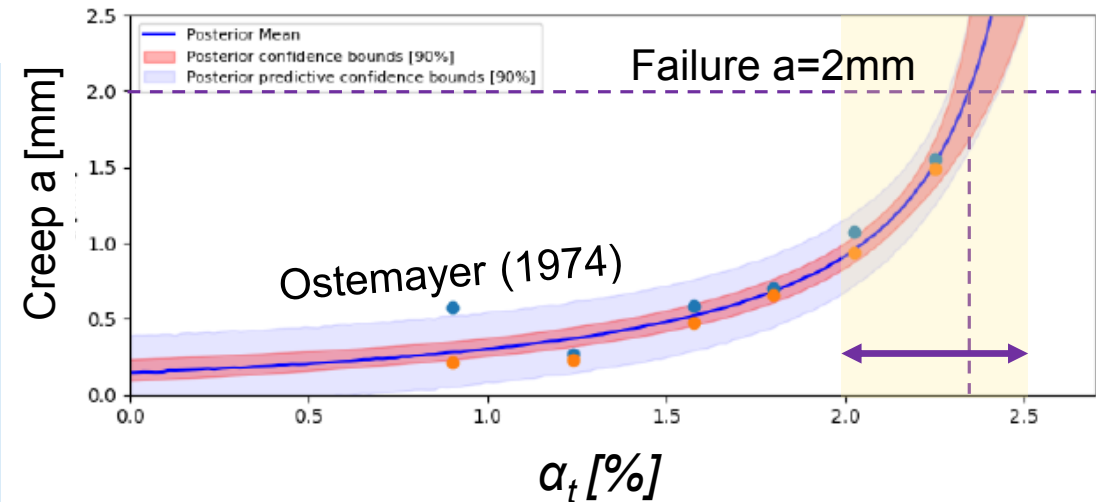
$$R_{a;min} = \alpha_t \cdot O \cdot L_A \cdot q_{c;gem}$$

- Method is quite straight-forward, easy to understand and to apply.
- Suitability tests seem effective in increasing the design value of the resistance.
- The main parameter that is updated is  $\alpha_t$  i.e. a large number of survived tests eliminates the probability of having a low  $\alpha_t$ .
- The largest increase occurs with the first ten simulations (i.e. relevant for typical number of suitability tests in a project), after that the effect wears off.
- Increase of approx. 20% of test load doubles the gain using direct reliability updating.



# Key findings method 2: 'Equality updating'

- Method is slightly more complex, since a geotechnical model is fitted to the measurements.
- The hyperbolic-shaped model of Ostemayer (1974) is considered (model mean = dark blue line). Geotechnical failure is defined as 2mm creep. The model uncertainty (red shaded) and the overall uncertainty when sampling (blue shaded). The blue shaded area is called the 'posterior predictive'.
- The lower histogram shows the posterior predictive projection at a creep rate of  $a=2$  mm (failure) and gives the distribution of  $\alpha_t$  at failure according to the observations.

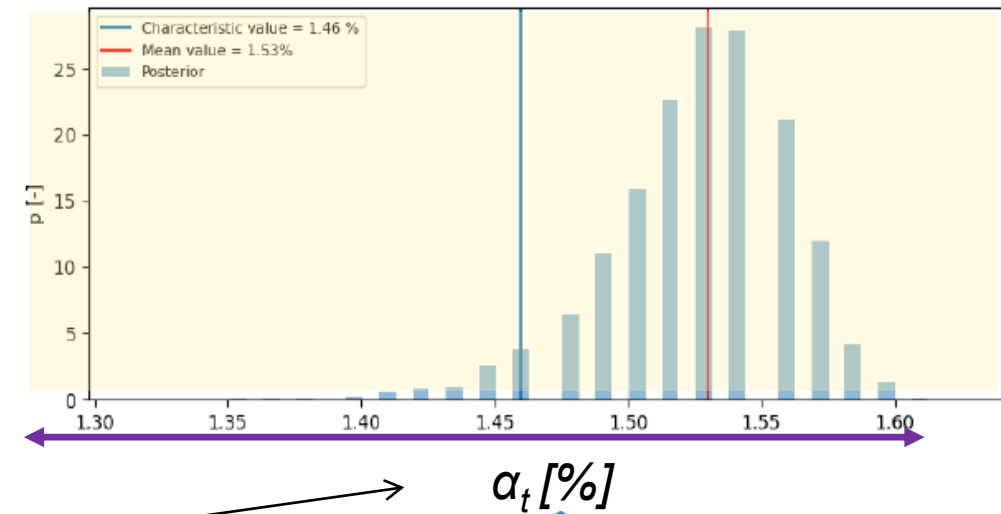
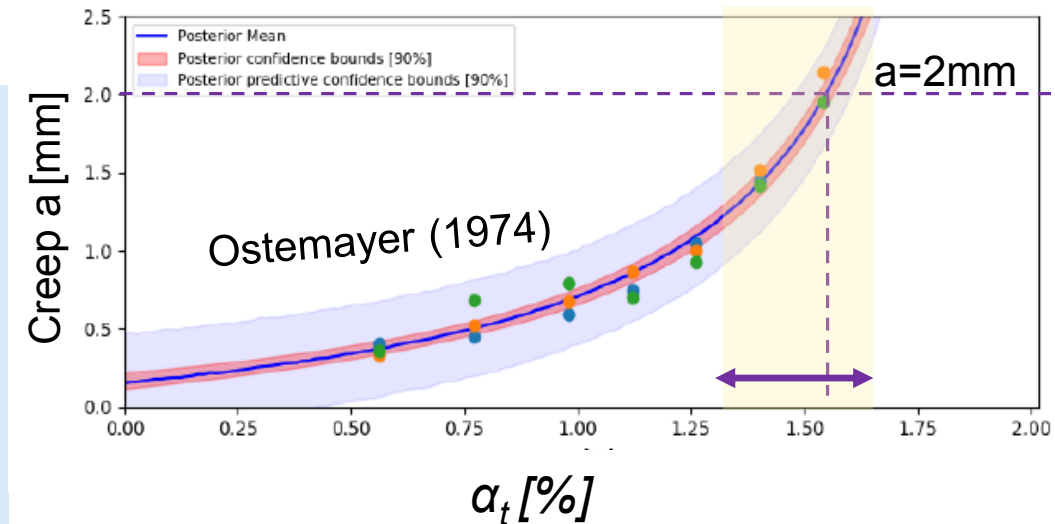


$$R_{a;min} = \alpha_t \cdot O \cdot L_A \cdot q_{c;gem}$$

Example HHTT: A much higher characteristic  $\alpha_t$  is found compared to 1.5% of CUR 166

# Key findings method 2: 'Equality updating'

- Method is slightly more complex, since a geotechnical model is fitted to the measurements.
- The hyperbolic-shaped model of Ostemayer (1974) is considered (model mean = dark blue line). Geotechnical failure is defined as 2mm creep. The model uncertainty (red shaded) and the overall uncertainty when sampling (blue shaded). The blue shaded area is called the 'posterior predictive'.
- The lower histogram shows the posterior predictive projection at a creep rate of  $a=2$  mm (failure) and gives the distribution of  $\alpha_t$  at failure according to the observations.



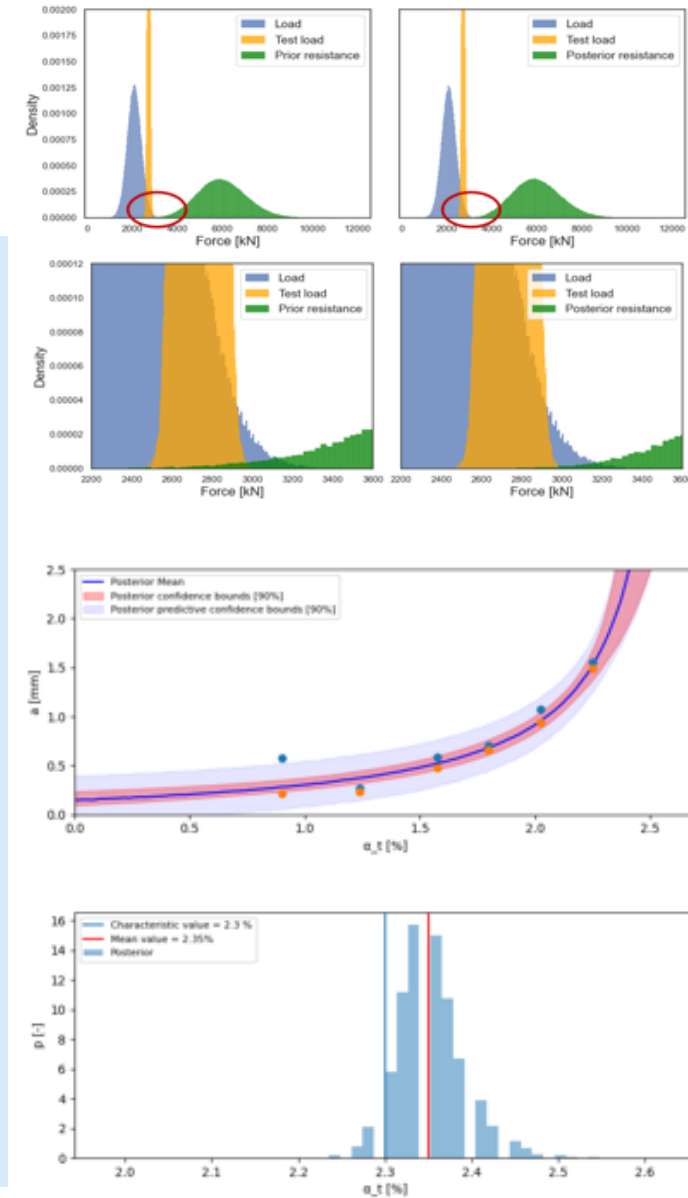
$$R_{a;\min} = \alpha_t \cdot O \cdot L_A \cdot q_{c;gem}$$

Example LBBR: The updated characteristic  $\alpha_t$  is close to CUR166



# Key findings

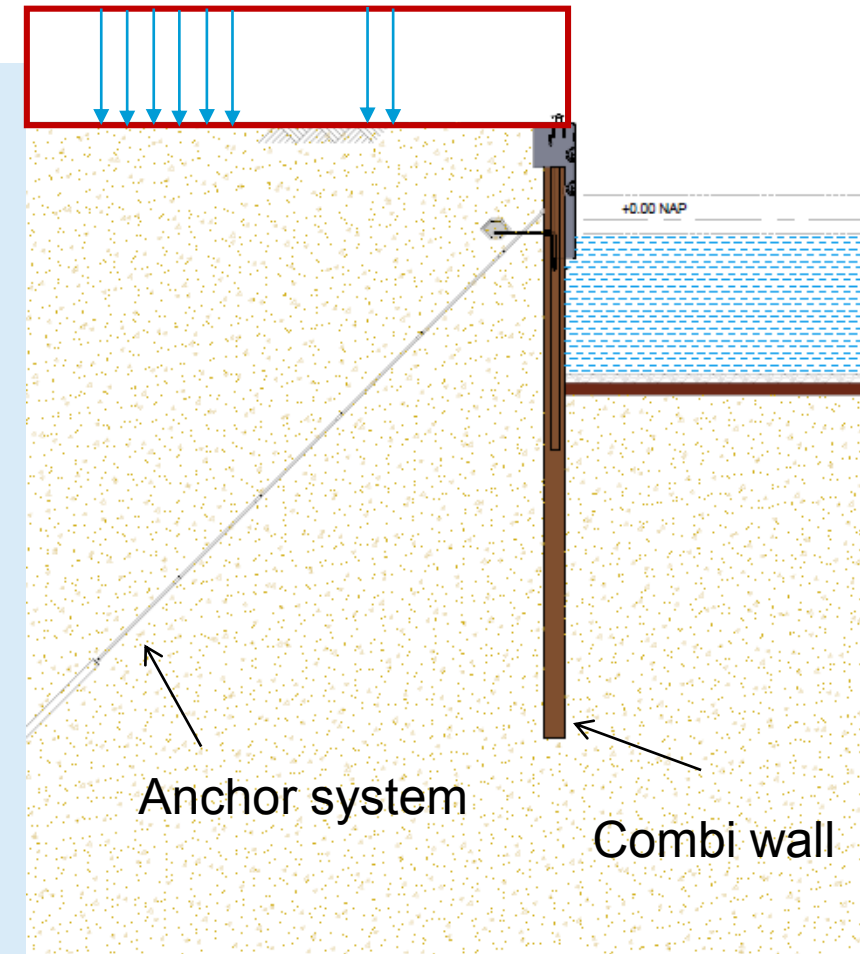
- Both methods can be used to update the geotechnical design resistance.
- In the ‘inequality updating’ approach suitability tests seem to be quite effective.
- In the ‘equality updating’ approach the anchor behavior and the anchor geotechnical ultimate capacity could be updated on basis of failure test data. Extrapolating from information of suitability tests is expected to be possible, however will introduces additional uncertainties.
- Both methods update the  $\alpha_t$  value. The approaches are comparable and could be integrated. Inequality updating updates the tail and equality updating updates the whole distribution.



# Estimation of the value

- Method 1 => 5-15% increase geotechnical design resistance.
  - Method 2 => 0-40% increase of characteristic resistance.
  - Max, additional anchor capacity is about 10%, since the steel capacity may become the weakest link.
- ⇒ This indicates a quay walls can facilitate **25-50%\*** higher surcharge loads.

25%-50% additional load



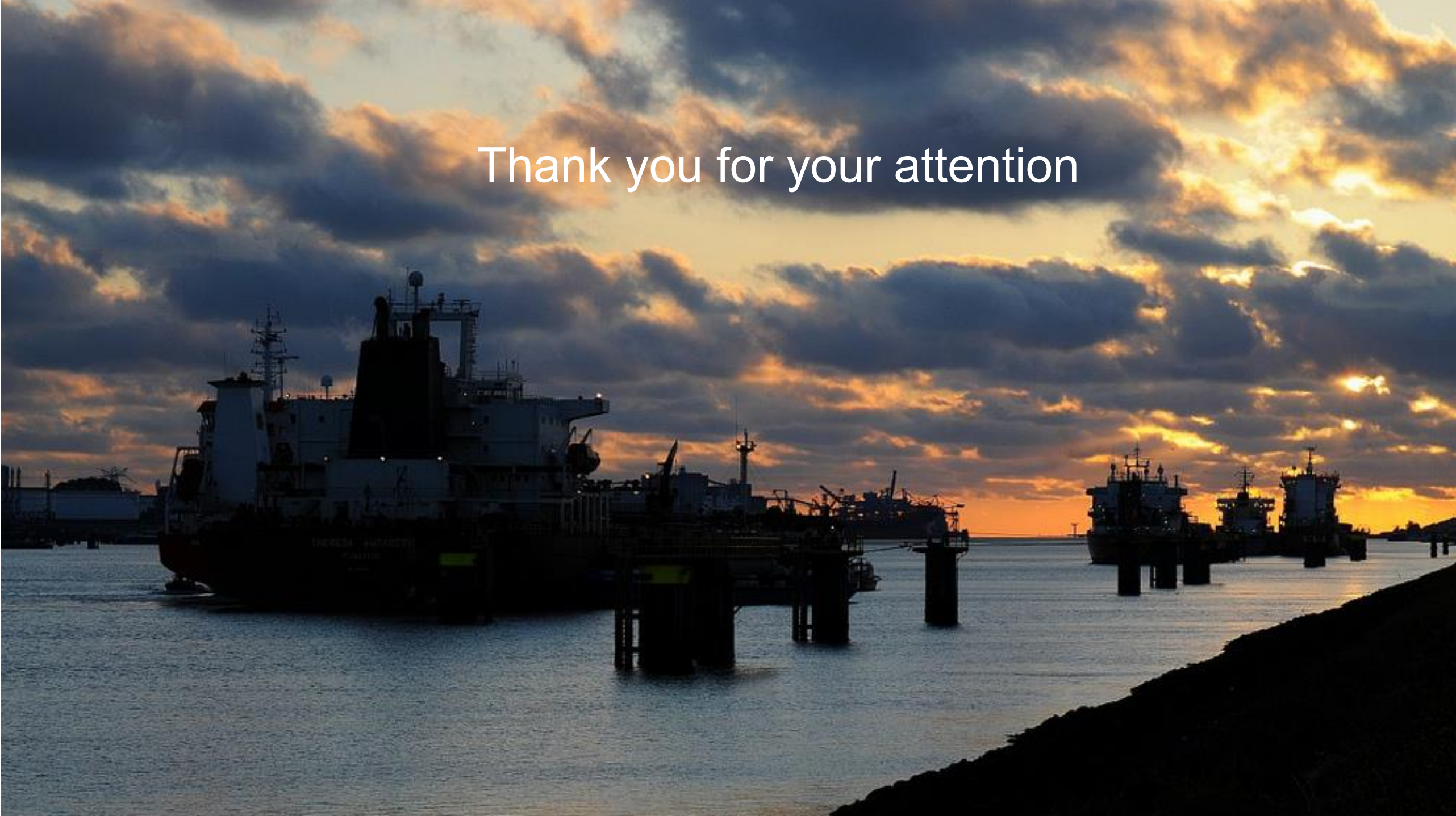
\*) assuming 10% additional anchor capacity and sufficient capacity of other structural members.

# Next steps & discussion

- Develop standard data format for anchor test data (similar to GEF files of CPT's) together with the industry.
- Add full-scale failure test in the upcoming quay-wall & sheet-pile-wall projects.
- Improve reliability updating methods. Pilot project together with TU Delft (Data Platform Soil Retaining Walls via DigiShape).
- .....

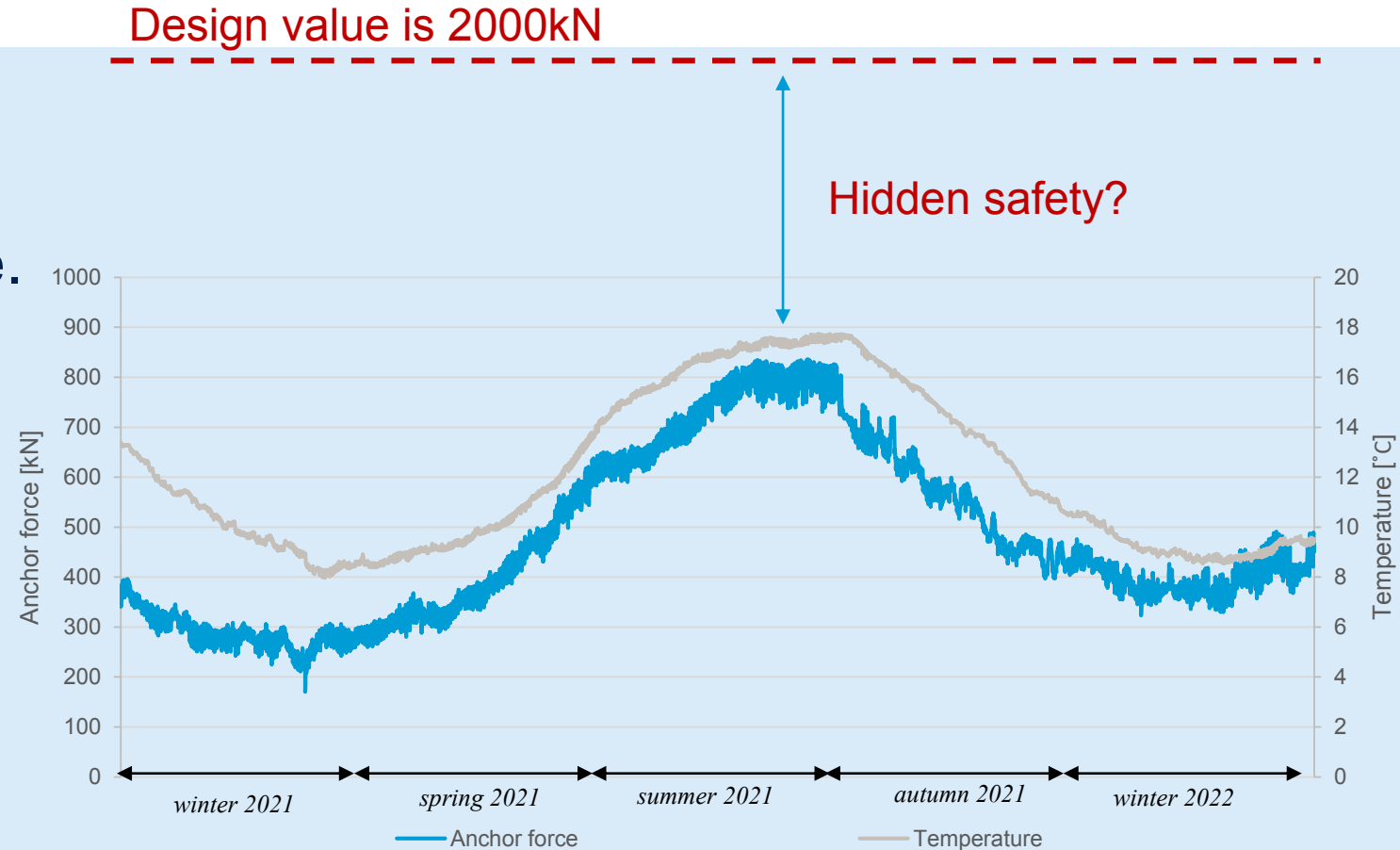
```
#Project = HES HHT - Maasvlakte Rotterdam
#Locatie = Maasvlakte
#AnkerID = Anker 1
#Datum = 16-08-2018
#Type anker = HSS standaard kop
#Type proef = bezwijkproef
#Voorbelasting = 514 kN
#Helling anker =
#
Diameter groutlichaam [m], 0.335
Lengte anker [m], 40
Lengte groutlichaam [m], 12.4
Gemiddelde qc [MPa], 17.5
#
#Belasting [kN],t [min],u [mm]
514,0,0
2054,1,16.70
2054,2,16.98
2054,3,17.25
2054,4,17.25
2054,5,17.22
2054,7,17.22
2054,10,17.29
2054,15,17.38
514,0,5.49
2825,1,27.10
2825,2,27.18
2825,3,27.18
2825,4,27.27
2825,5,27.27
2825,7,27.37
2825,10,27.37
2825,15,27.42
514,0,7.14
3595,1,37.38
3595,2,37.52
3595,3,37.52
3595,4,37.77
3595,5,37.78
3595,7,37.93
3595,10,37.95
3595,15,38.02
3595,20,38.04
3595,25,38.10
3595,30,38.24
514,0,10.87
4109,1,46.26
4109,2,46.26
4109,3,46.52
4109,4,46.52
4109,5,46.52
```

Thank you for your attention



# Smart quay walls: Anchor Force

- Influence of temperature.
- Lower compared to design value.
- Reduce model uncertainty.
- Input for checking the influence of climate change on quay-wall behaviour.



## *Workshop betrouwbaarheid bestaande verankeringen*

Invloed betrouwbaarheid van de  
verankering op einde levensduur van een  
damwandconstructie

Henri Havinga

Hans Brinkman

11 oktober 2022

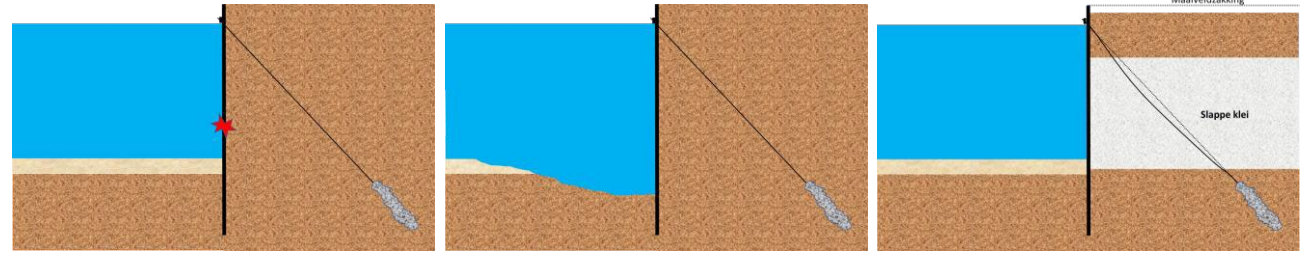
# Inhoudsopgave

- Negatieve fysieke aspecten bij verankeringen die einde levensduur medebepalen
- Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling
  - Onvoldoende informatie → Nader onderzoek
  - Eenvoudig → Gedetailleerd
- Maatgevende einde levensduur beoordelingssituaties van verankeringen
  - Nieuwe inzichten en methoden

# Negatieve fysieke aspecten bij verankeringen die einde levensduur medebepalen

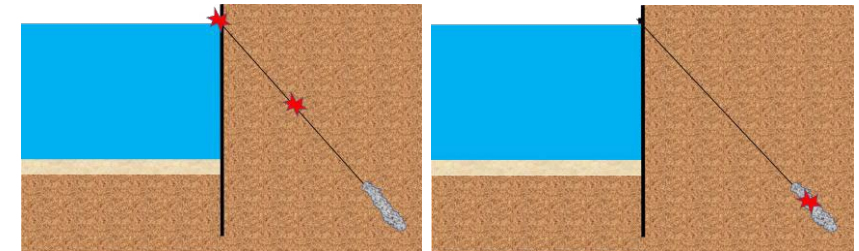
## Toename ankerbelasting

- Degradatie damwand
- Cumulatieve erosie waterbodem
- Zakkende grond op ankerstangen
- Zwaarder gebruik



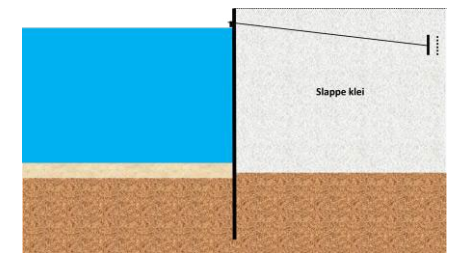
## Afname ankersterkte

- Degradatie ankerstang/streng (corrosie)
- Degradatie ankerkop
- Degradatie aanhechting grout (wisselende belasting)



## Toename ankervervorming

- Kruip en consolidatie
- Toename ankerbelasting





# Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling: onvoldoende informatie → nader onderzoek

## As-build onbekend

- Locatie en afmetingen
  - Ankerschot, Ankerwand, Schroefanker, Groutanker, Klapankers enz.
- Sterkte van ankers
  - Staalkwaliteit
  - Controle proeven: zijn ze uitgevoerd? tot welke kracht?
  - Geschiktheids(bezwijk)proeven: zijn ze uitgevoerd? wat was het resultaat?
- Toegepaste maatregelen
  - Corrosie bescherming?
  - Scharnierende verbinding voor zakkende grond?

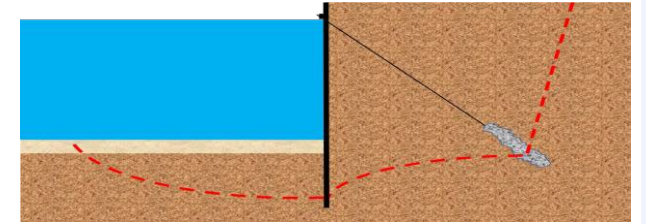
## Actuele toestand onbekend

- Degradatie van verankering & damwand?
- Bodemniveau en dikte sliblaag?

# Handelingsperspectief voor de einde levensduur beoordeling: Eenvoudig → Gedetailleerd

## Onvoldoende geavanceerd rekenmodel

- Analytische Kranz → EEM (Kranz is conservatief)
- Sterkte bij 2 of 5% rek bij isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven → werkelijke maximale sterkte van het grondmassief uit anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven
- Triaxiale grondsterkte in EEM → plane strain grondsterkte



## Te grote beoordelingsvakken

- Maatgevende snede grote vakken → Opdelen in kleinere vakken geeft scherpere beoordeling per vak

## Beoordelingscriterium

- Elastische sterkte → Plastische capaciteit (bij voldoende staaldikte)
- Elastische sterkte Class 4 op basis van spanningsreductieregel → Berekenen Class 4 capaciteit
- Geen plastische scharnieren → Plastische scharnieren (bij voldoende staaldikte)
- Nieuwbouw → Bestaande bouw
- CC3 → Juiste CC-klasse veelal lager, zie NEN1990

# Maatgevende einde levensduur beoordelingsituaties van verankeringen: Nieuwe inzichten en methoden

## Veiligheidsfilosofie

- NEN8707
- (in ontwikkeling) NPR/NEN bestaande kadeconstructies op basis van bewezen sterkte
- Probabilistisch
- Effect van variatie corrosie op de betrouwbaarheid

## Ander betrouwbaarheidsniveau vereist dan bij ontwerp

## Nieuwe mechanismen

- Kranz (pas sinds jaren 60)
- Zakkende grond op ankerstangen (vroeger wel onderkend en maatregelen maar geen berekening)

## Nieuwe rekenmodellen

- Verenmodel
- Eindige elementen model
- Berekeningsmethoden voor zakkende grond op ankerstangen



# Recente ervaringen bestaande ankers RWS

Renger van de Kamp / Karan Tikai  
11 oktober 2022



## Onderwerpen

- Terugkoppeling eerdere workshop
- Irenesluis
- Kranz-stabiliteit / ankerlengte
- Onderzoek
- Hollandsche IJsselkering (Karan Tikai)



# Terugkoppeling eerdere workshop



Workshop

*Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater*



Sluis Eefde [Rijkswaterstaat]



**Protocol gemiddelde  
staaldiktebepaling van  
6 aangrenzende stalen  
damwandplanken met  
ultrasone metingen**





# Voorbeeld: damwanden onder brug

DKT/METINGEN																				
TYPE	0																			
Punt	Zone	Hoogte tov waterlijn	[mm] M 1 - Buik	[mm] M 2 - Lijf	[mm] M 3 - Kas	[mm] M 4 - Kas	[mm] M 5 - Lijf	[mm] M 6 - Buik	[mm] M 7 - Buik	[mm] M 8 - Lijf	[mm] M 9 - Kas	[mm] M 10 - Kas	[mm] M 11 - Lijf	[mm] M 12 - Buik	[mm] M 13 - Buik	[mm] M 14 - Lijf	[mm] M 15 - Kas	[mm] M 16 - Kas	[mm] M 17 - Lijf	[mm] M 18 - Buik
D1	Atmosferisch	Deksluif	10,2	9,8	10,3	10,0	9,4	9,6	10,0	9,5	9,9	10,2	9,9	9,9	10,3	9,8	9,8	9,5	9,5	10,4
		0,5	10,1	9,9	10,0	9,8	9,6	9,9	10,0	9,7	9,9	10,3	9,4	9,7	10,1	10,0	9,8	9,5	9,5	9,9
	Spatzone	Waterlijn	9,3	9,4	9,0	9,0	8,4	8,3	9,1	8,6	8,7	8,7	8,4	9,3	8,3	9,1	9,1	8,7	7,9	9,6
		-0,5	9,7	9,2	8,8	8,9	8,2	8,5	8,5	8,4	8,6	8,9	8,9	9,1	9,3	8,8	8,9	8,6	8,9	8,6
D2	Permanent	-1	9,7	8,9	8,9	9,1	8,8	9,1	9,2	8,7	8,9	9,1	8,4	8,5	9,0	8,9	9,3	8,9	8,6	9,2
		Bodem	9,2	9,3	9,3	9,2	8,6	9,2	9,2	9,4	9,3	9,7	9,4	9,4	9,5	9,3	8,9	9,1	8,9	9,2
	Atmosferisch	Deksluif	9,5	10,2	9,6	9,9	10,2	10,0	9,5	9,9	9,8	9,5	9,5	9,3	9,0	8,9	9,3	10,0	9,1	10,2
		0,5	9,5	10,1	10,6	10,1	10,0	10,0	9,8	9,8	10,2	10,8	10,4	9,1	9,0	9,0	9,3	10,1	9,1	10,2
D3	Spatzone	Waterlijn	9,6	9,0	9,2	9,4	9,1	9,1	9,8	8,8	9,0	9,8	9,1	9,6	7,9	7,9	7,8	8,3	8,8	8,5
		-0,5	8,9	8,8	9,7	8,6	8,9	8,9	9,0	8,6	8,1	9,0	9,3	9,4	8,4	8,0	8,3	8,0	8,9	9,0
	Permanent	-1	9,4	9,8	9,5	8,3	8,2	9,1	8,8	8,3	8,8	9,9	9,2	9,5	9,3	8,3	9,3	8,6	8,4	8,5
		Bodem	9,4	9,1	9,6	8,7	8,8	9,1	8,5	8,7	8,3	9,2	9,3	9,5	9,3	9,2	8,7	8,2	8,1	8,7
D4	Atmosferisch	Deksluif	9,8	9,5	10,1	9,6	9,4	9,7	9,9	9,6	10,0	9,9	9,9	10,5	9,8	9,8	10,3	9,9	9,7	10,3
		0,5	10,0	9,5	10,1	9,8	9,5	9,8	10,0	9,7	10,1	10,0	9,9	10,1	10,0	10,0	9,8	9,8	10,5	
	Spatzone	Waterlijn	8,8	7,9	9,1 nm		8,5	8,2	7,9	7,8 nm		8,9	8,8	8,2	8,3	8,8	8,4 nm		8,5	8,2
		-0,5	8,9	9,1	9,1	8,2	7,5	9,3	8,8	9,1	9,6 nm		9,3	9,1	9,1	8,9 nm		8,6	8,6	8,8
D5	Permanent	-1	8,6	8,6	8,4	7,0	7,5	8,3	9,6	9,3	9,6	8,6	8,1	8,2	8,9	7,9	8,7	8,2	8,4	8,8
		Bodem	9,1	9,1	9,5	8,7	8,1	9,1	9,7	9,3	10,2	9,3	9,6	9,3	9,1	8,4	8,9	8,9	8,7	9,4
	Atmosferisch	Deksluif	9,8	9,4	9,4	10,4	10,1	10,2	9,8	9,4	9,8	9,9	9,7	9,9	9,7	9,4	9,7	9,6	9,5	10,0
		0,5	9,6	9,5	9,4	10,3	10,2	10,3	9,8	9,5	9,9	9,8	9,7	9,9	9,8	9,4	9,8	9,8	9,4	9,9
D6	Spatzone	Waterlijn	8,9	8,4	8,6	9,3	9,2	9,0	8,5	8,5	9,0	8,4	8,7	8,7	8,0	8,5	9,1	9,0	8,9	8,6
		-0,5	8,8	8,1	8,0	9,1	9,0	9,2	9,1	8,8 nm		8,7	8,2	9,4	9,0	8,7	7,9	7,7	8,1	8,5
	Permanent	-1	8,8	8,5	8,5	8,4	8,4	8,7	9,1	8,5 nm		8,8	8,7	9,1	8,8	9,0	9,0	8,9	8,7	9,0
		Bodem	9,3	9,1	9,0	9,9	9,4	9,1	8,8	8,5	9,1	9,8	9,5	9,0	8,9	8,7	8,7	8,8	8,5	9,1

Oude metingen							
noordzijde			kas	lijf	buik	lijf	kas
		waterlijn	9,9	9,4	9,6	8,1	8,2
		-0,5	10,5	9	9,8	8,5	8,4
		-1	10,8	9,8	10,1	9,4	9
		30 cm bb	10,7	10,1	8,5	8,8	8,6
zuidzijde			kas	lijf	buik	lijf	kas
		waterlijn	8,7	9	9,1	8,1	9,3
		-0,5	8,4	8,2	6,2	9,2	9,1
		-1	8	7,6	6,3	9	8,9
		30 cm bb	9,2	9,1		9,2	8,4



## Voorbeeld: damwanden onder brug

<i>volgens meetprotocol</i>						
lijf		gem	stdev	v.c.	n	kar
Atmosferisch	Deksloof	9,6	0,32	3%	24	9,4
	0,5	9,7	0,34	3%	24	9,5
Spatzone	Waterlijn	8,6	0,44	5%	24	8,4
Permanent	-0,5	8,7	0,46	5%	24	8,4
	-1	8,6	0,47	6%	24	8,3
	Bodem	9,0	0,44	5%	24	8,7
buik + kas		gem	stdev	v.c.	n	kar
Atmosferisch	Deksloof	9,9	0,32	3%	48	9,7
	0,5	9,9	0,34	3%	48	9,8
Spatzone	Waterlijn	8,8	0,52	6%	45	8,6
Permanent	-0,5	8,8	0,46	5%	45	8,6
	-1	8,9	0,49	6%	47	8,7
	Bodem	9,1	0,39	4%	48	9,0

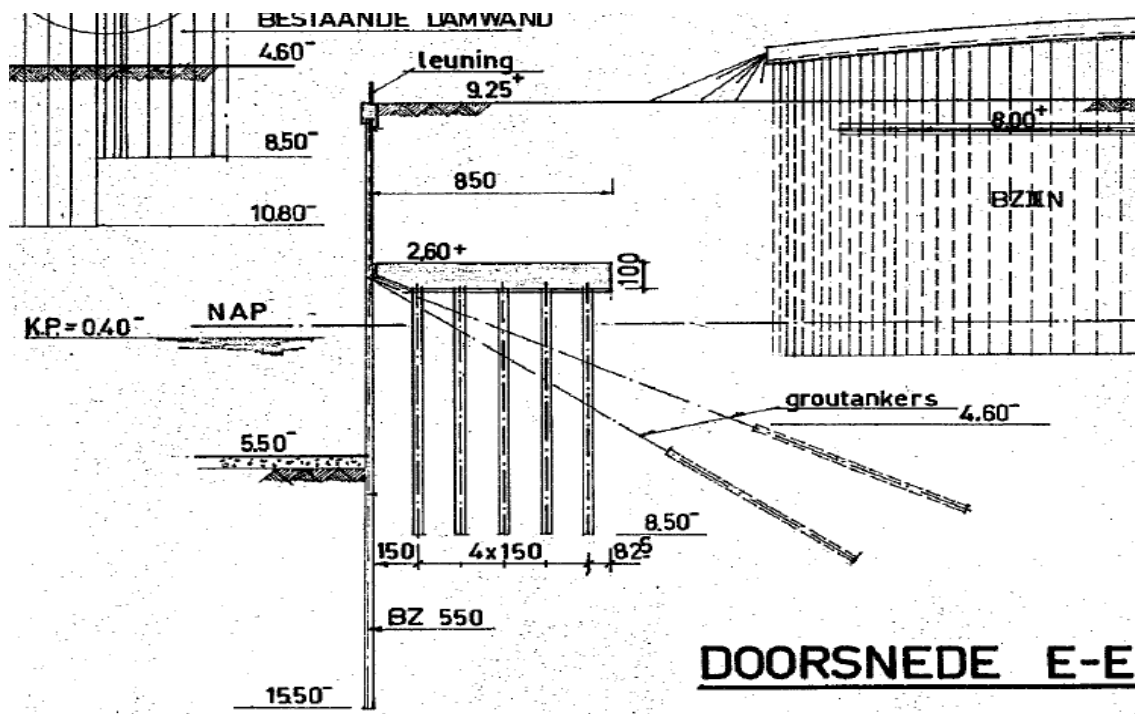
<i>"oude" methode</i>						
lijf		gem	stdev	v.c.	n	kar
Waterlijn	Waterlijn	8,7	0,7	8%	4	7,7
	-0,5	8,7	0,5	5%	4	8,1
Bodem	-1	9,0	1,0	11%	4	7,6
	Bodem	9,3	0,6	6%	4	8,5
buik + kas		gem	stdev	v.c.	n	kar
Waterlijn	Waterlijn	9,1	0,6	7%	6	8,4
	-0,5	8,7	1,5	17%	6	7,0
Bodem	-1	8,9	1,6	18%	6	7,0
	Bodem	9,1	1,0	11%	5	7,8





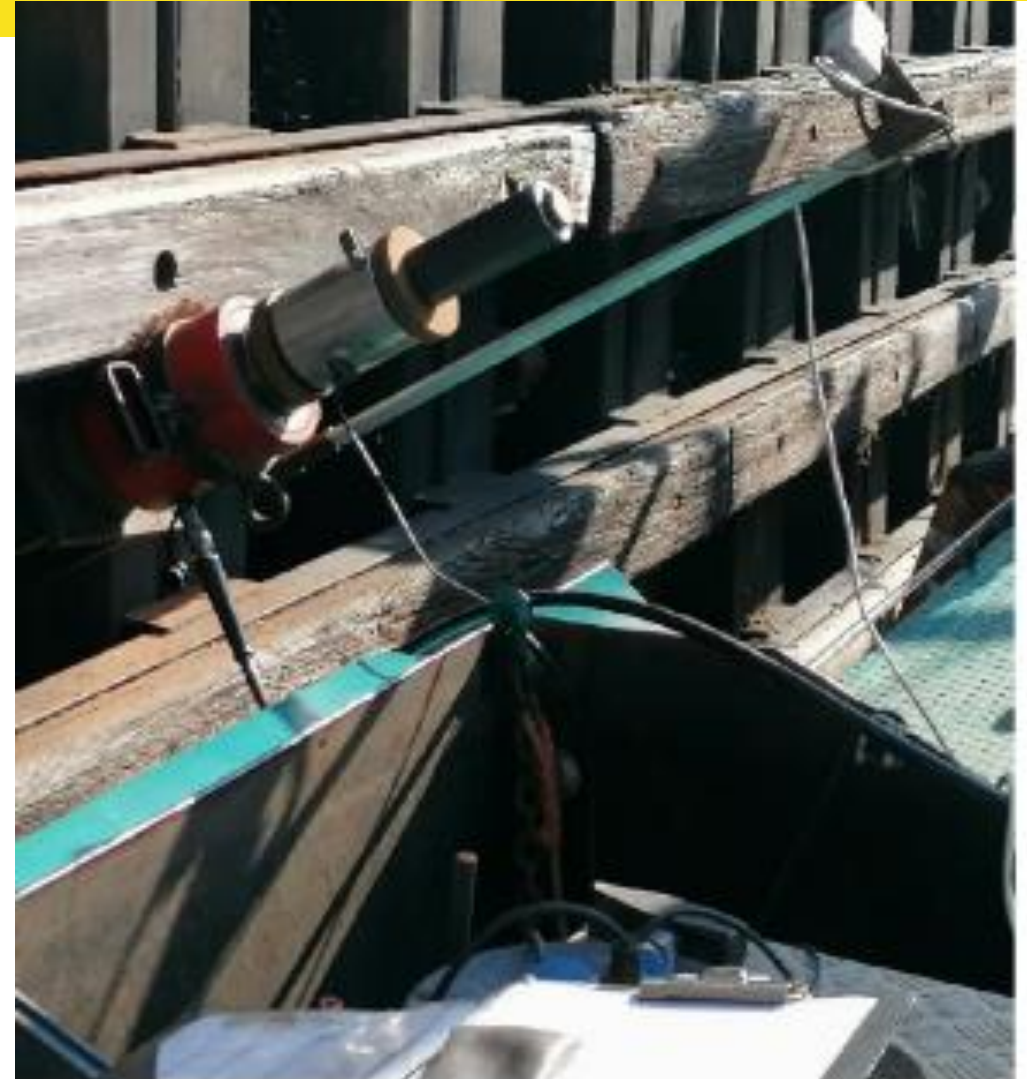
# Irenesluis (herfst 2020)

- Ankerstoelen in zeer slechte conditie
- GEWI-staven (1974)



## Irenesluis

- Controleproeven
- 40-50 % Faalde, deel eruit getrokken
- Teercoating
- Vervangen door nieuwe strengankers



Figuur 4: Controle proef opstelling



# Brosse breuk ankerstang





## Andere locatie, vergelijkbare schade





# Kranz-stabiliteit / ankerlengte



- Ankerlengte bepalen met rij magnetometersonderingen
- Gebruik EEM-berekening voor gunstiger faalkansverdeling (zie presentatie Henri Havinga)



# Onderzoek ankerstangen

- Roggebotsluis (1958)





# Onderzoek ankerstangen

- Twentekanaal (1984)
  - Thermisch verzinkt



# › NOVEL ULTRASONIC INSPECTION

**TNO** innovation  
for life

Dr. ir. Arno Volker ([arno.volker@tno.nl](mailto:arno.volker@tno.nl))



# › CONTENTS

- › Corrosion measurement
  - › Conventional method
  - › Innovative contactless measurement
  
- › Examples of contactless MEMS array
  - › Measurements in air
  - › Measurements under water
  - › Resolution aspects
  
- › Alternative measurement concepts related to the integrity of sheet pile walls
  - › Anchor tension
  - › Depth of sheet pile below surface
  
- › Concluding remarks

# › CONTEXT

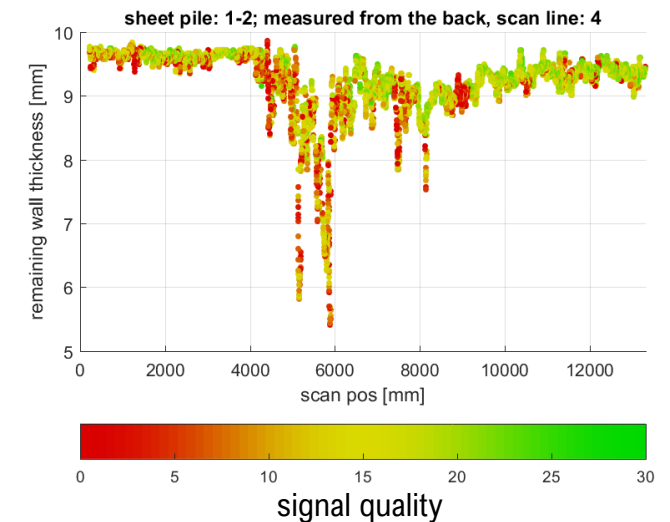
## CORROSION MEASUREMENT



- › Steel corrosion is one of the dominant degradation mechanisms in industrial/civil structures
- › Context: integrity assessment requires detailed wall map
  - Spot measurements give limited insight
- › Challenge: Cost effective inspection approach to address large area:
  - rapid (contactless) screening, only detailed inspection at suspect area

- › Current (common) approach to ultrasonic wall thickness measurements:

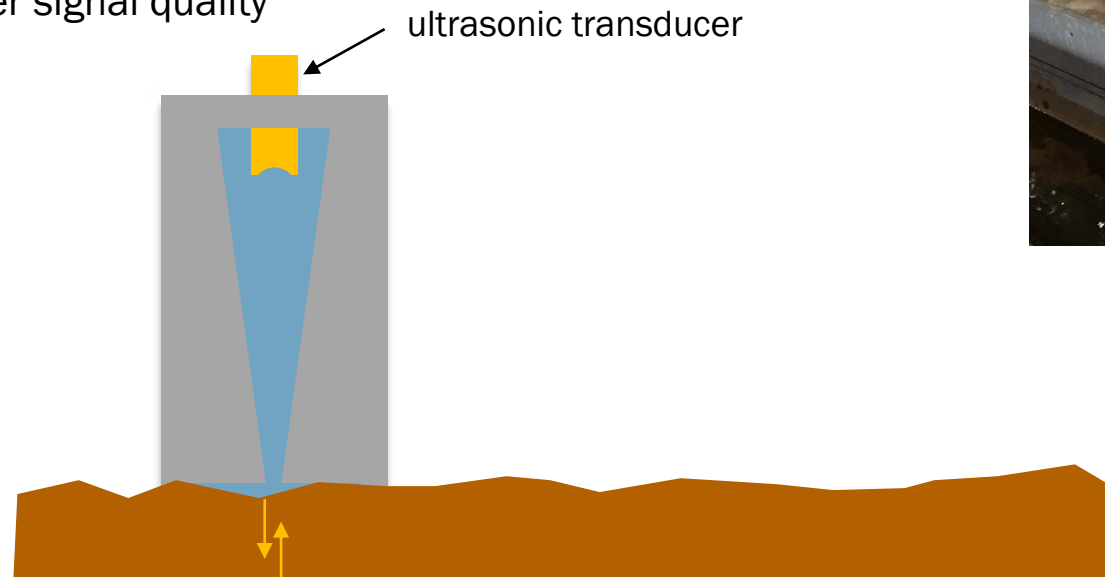
- › Manual thickness measurements
  - labour intensive
  - sensitivity to surface condition



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

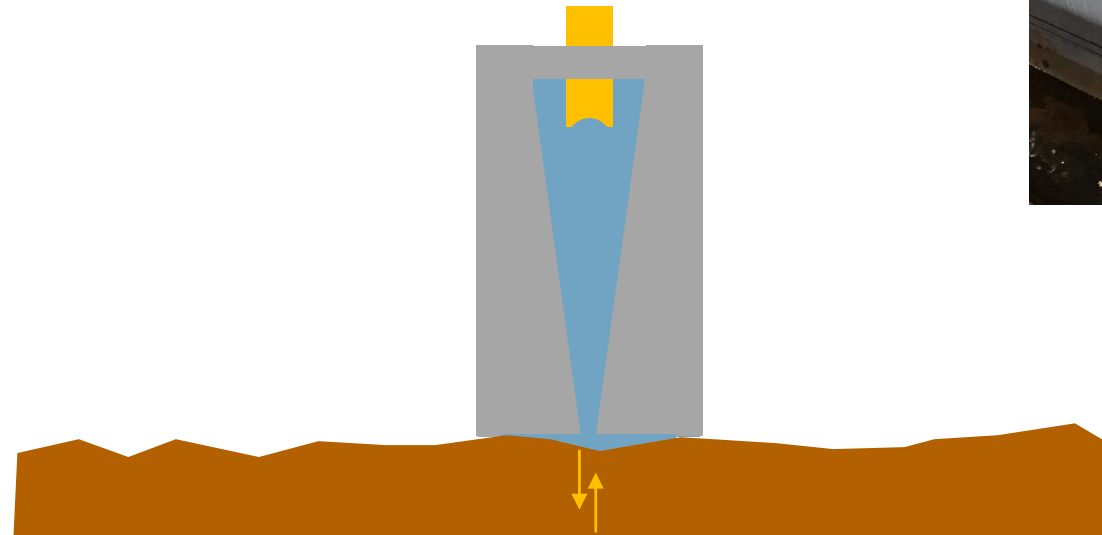
- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › ULTRASONIC WALL THICKNESS MEASUREMENTS

## BASIC CONCEPT

- › Transmit ultrasonic wave in a sample and measure travel time for one or several echoes to return
- › Typical operating frequency: 5 – 10 MHz
- › With known/measured velocity: calculate thickness
  
- › Normally contact probes are used, but in case of poor surface condition squirter probes provide better signal quality



# › INNOVATIVE CONCEPT FAST NON-CONTACT INSPECTION

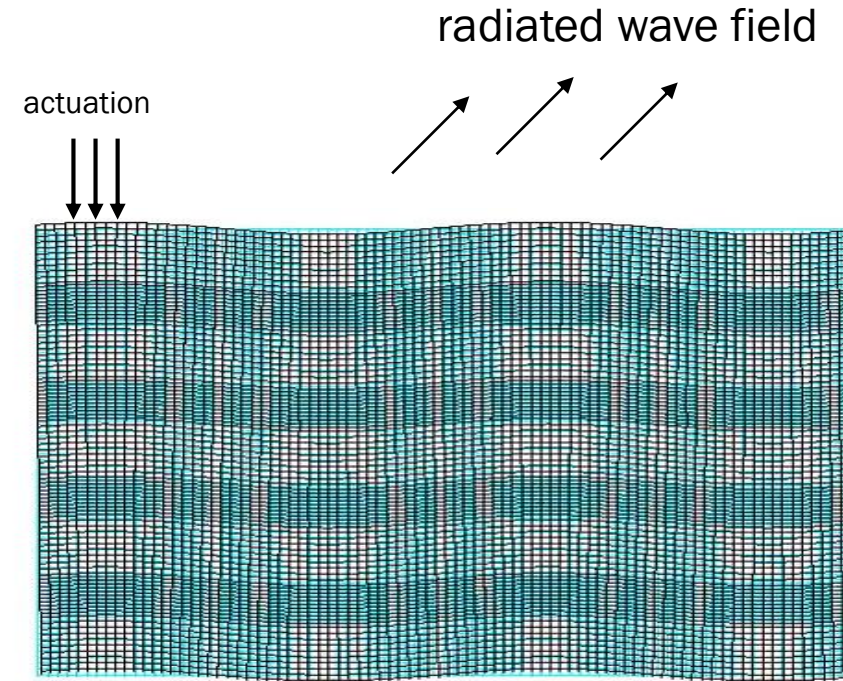
## › Approach:

- › Rapid, quantitative and non-contact inspection method using MEMS-sensor array
- › Low frequency guided waves: 40 – 250 kHz  
velocity of these waves depends on wall thickness and frequency

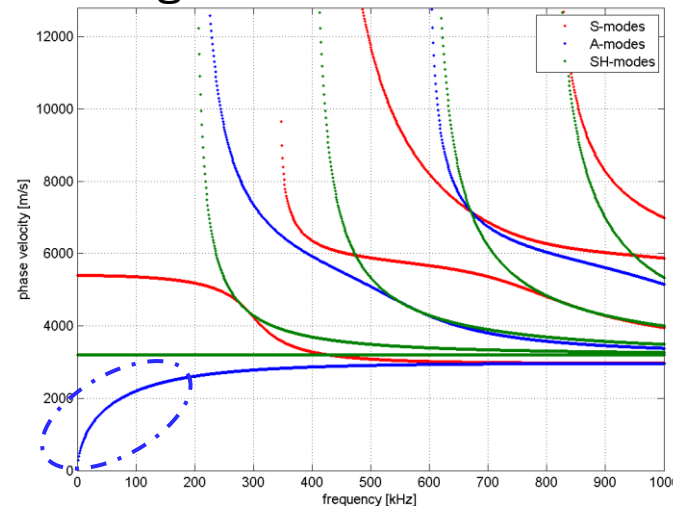
- › Method can be deployed in air and underwater

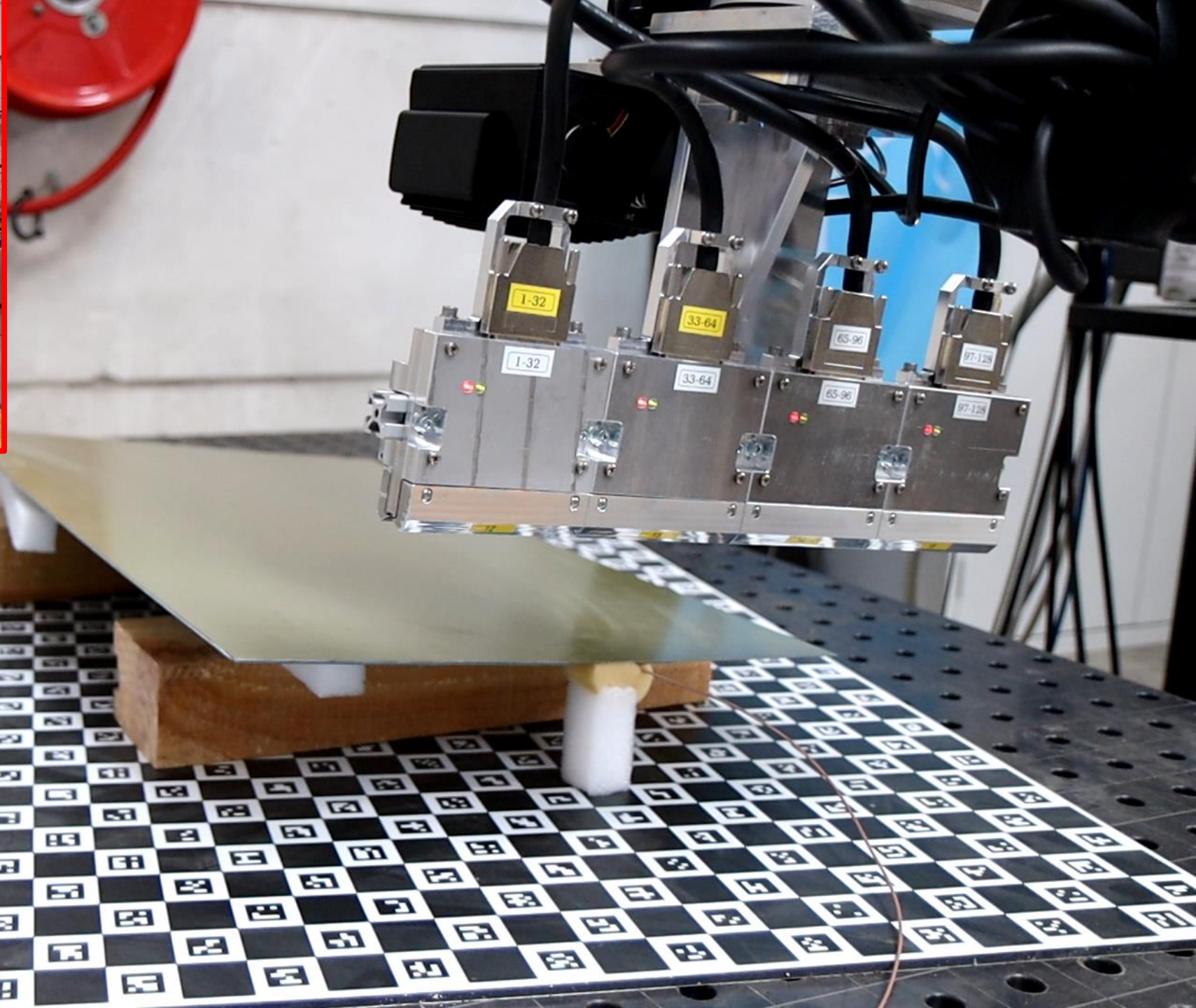
## › Materials:

- › Composites
- › Steel

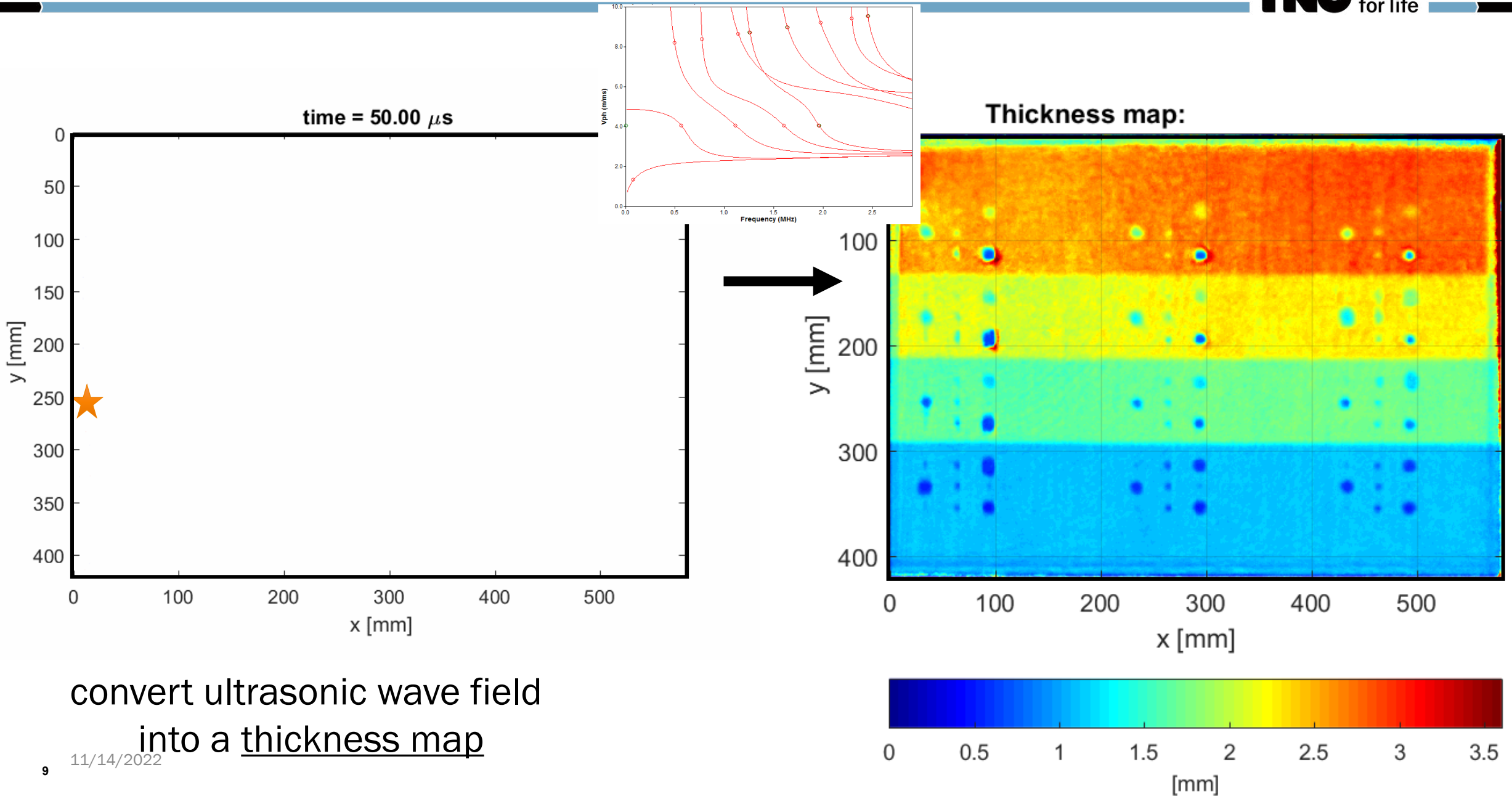


guided wave modes





# NON-CONTACT ULTRASONIC INSPECTION

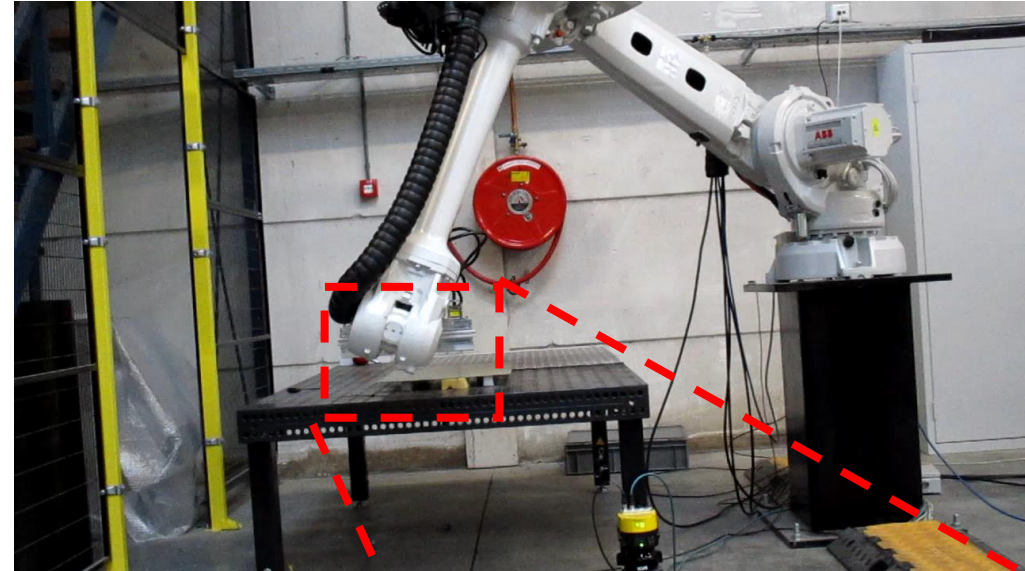


convert ultrasonic wave field  
into a thickness map



# › FAST NON-CONTACT INSPECTION TECHNOLOGY STATUS

- › MEMs-sensor array developed for inspection in air
- › Distance from panel: 100- 250 mm (typical)
- › Scan speed:
  - › Up to 250 mm/s, scanning large panels
  - › Up to 5.5 m<sup>2</sup>/min
- › In 2020: internal research project:
  - › Identified MEMs-sensor for underwater inspection
  - › First demonstration of mapping wall thickness in steel



air

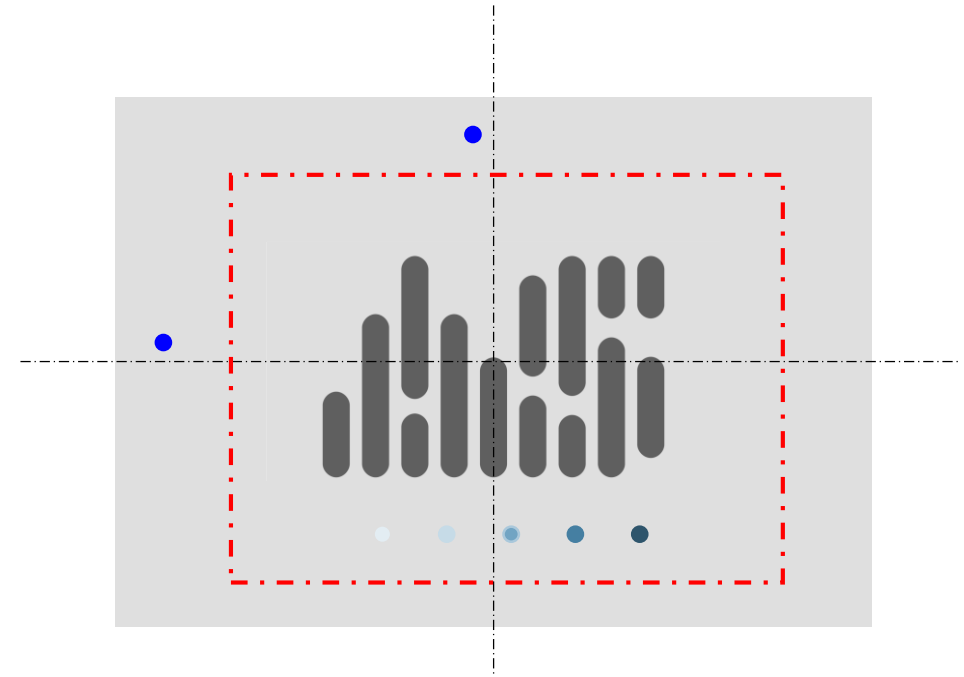


water

# › TEST SAMPLE

## WALL THICKNESS MAPPING IN STEEL

- › Plate dimensions 500 x 700 mm
- › Thickness: 8 mm
- › Material: steel (with paint)
- › Test pattern:
  - › A&S logo with varying depth profile (see next slide)
  - › Pitting with varying depth
- › Transducers
  - › AO-mode transducer •



# TEST SAMPLE

## WALL THICKNESS MAPPING IN STEEL

› Nominal thickness: 8 mm

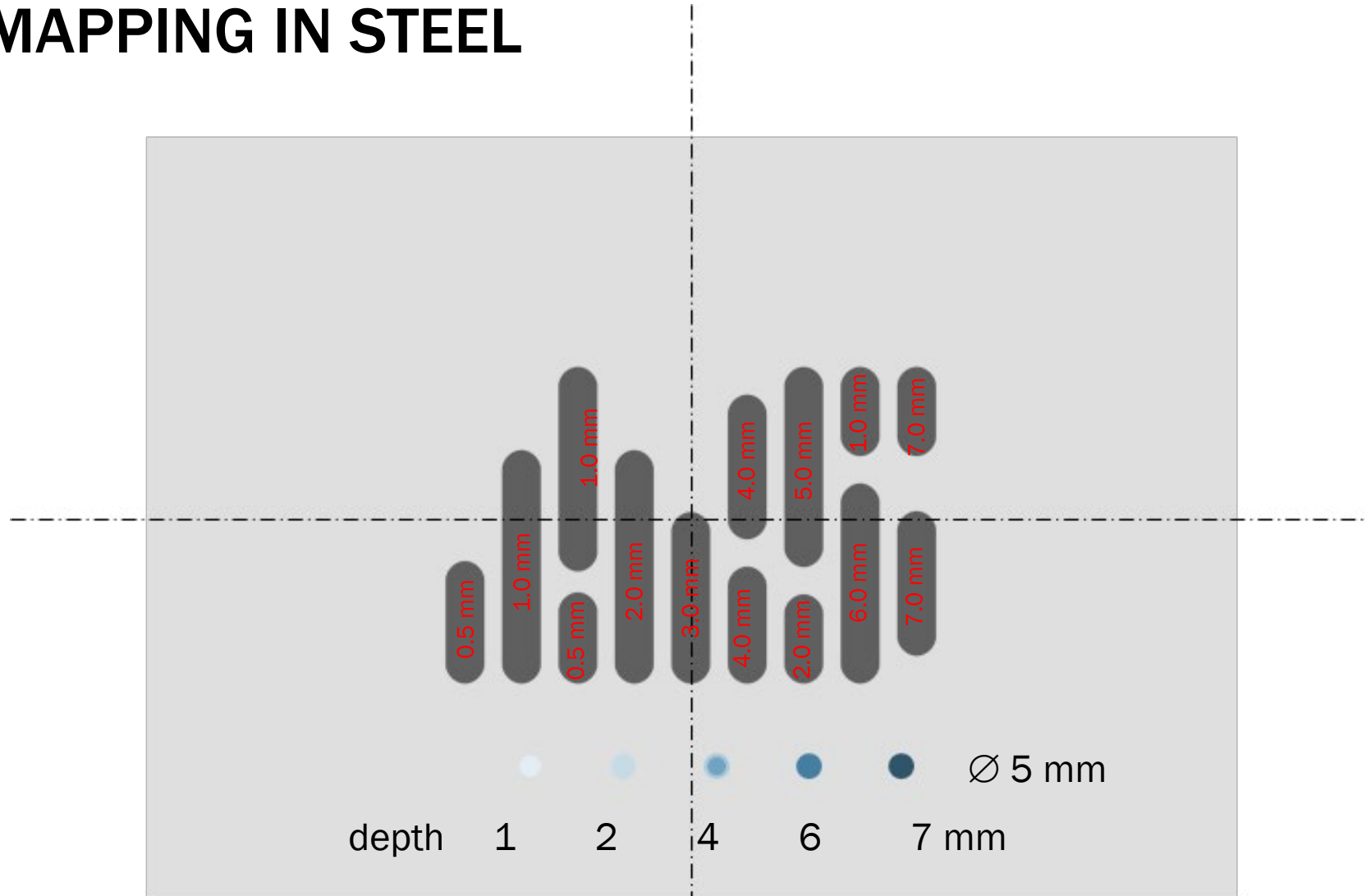
› Wall loss defects:

› wall loss indicated in red

› Pitting defects (flat bottom holes):

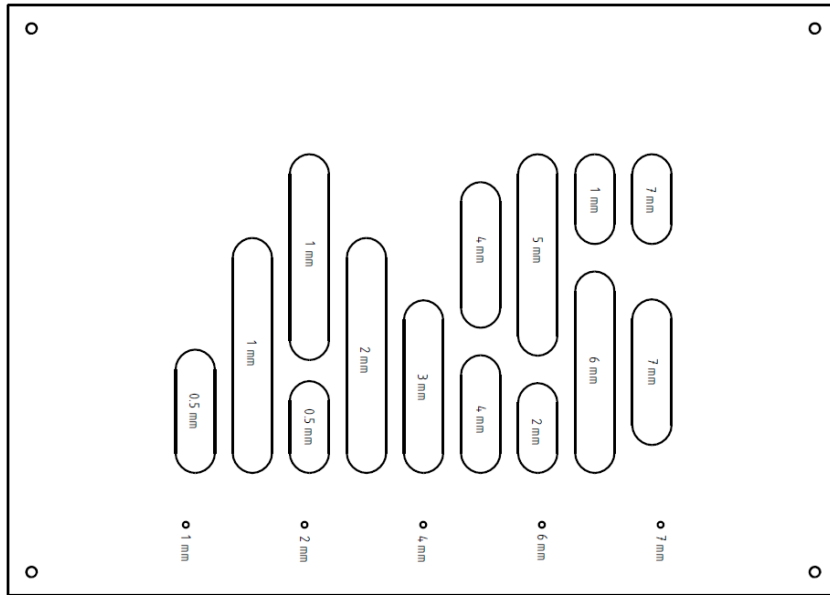
› Ø 5 mm

› Depth: 1, 2, 4, 6, and 7 mm

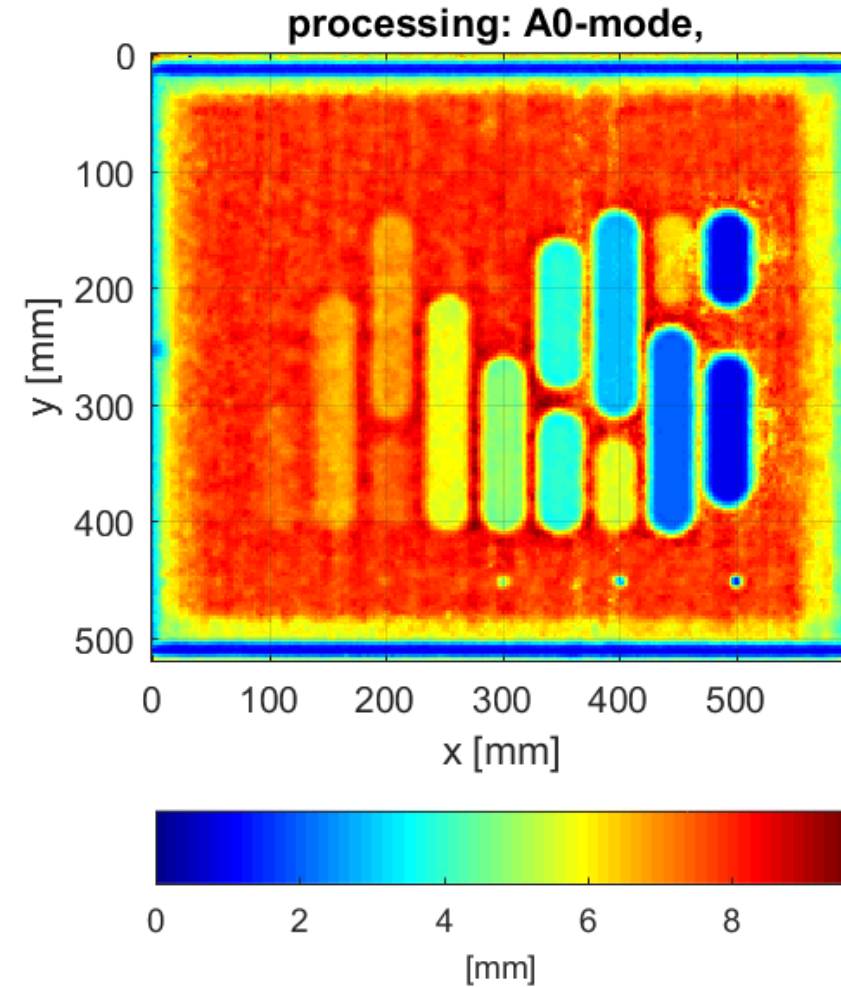


# WALL THICKNESS MAP

## NON-CONTACT INSPECTION IN AIR

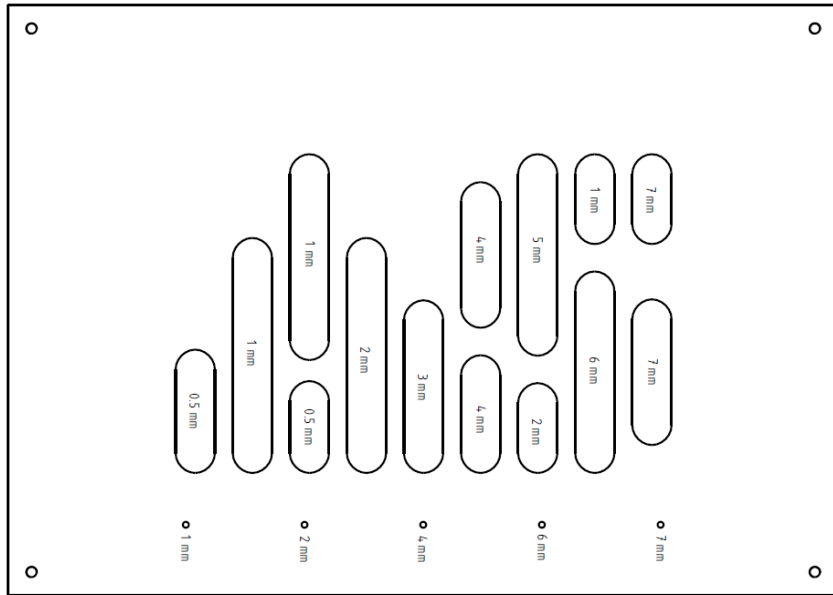


Indicated defect depth

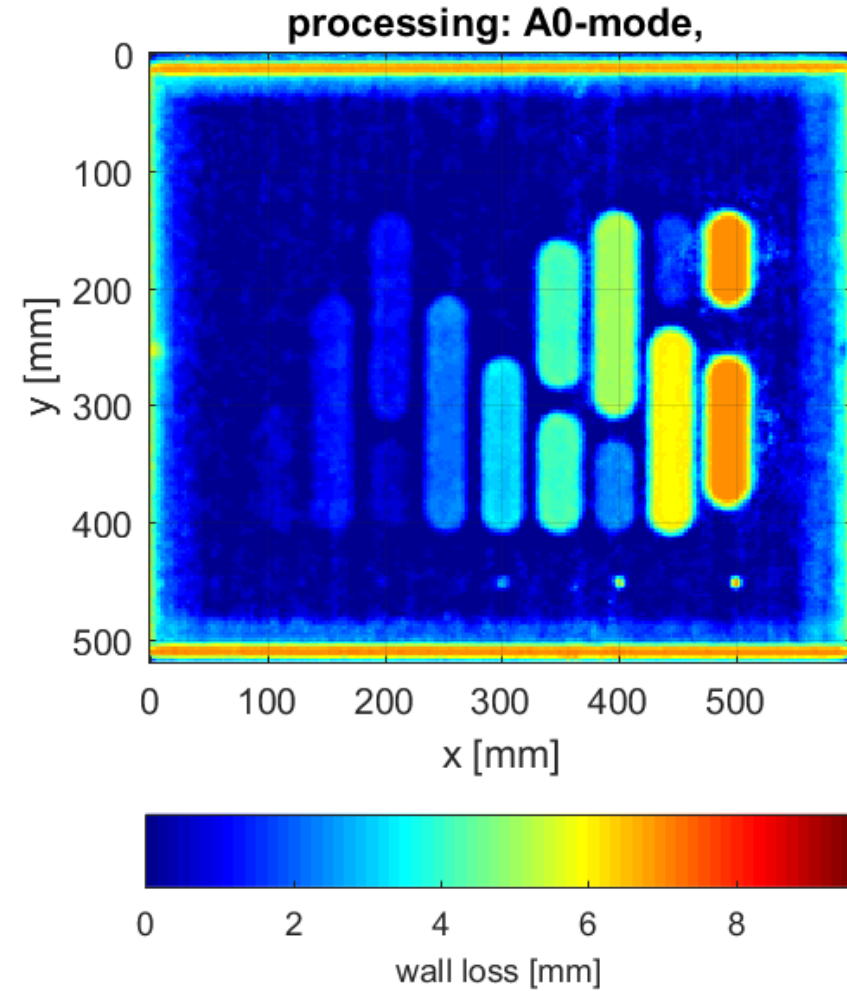


# WALL THICKNESS MAP

## WALL LOSS



Indicated defect depth

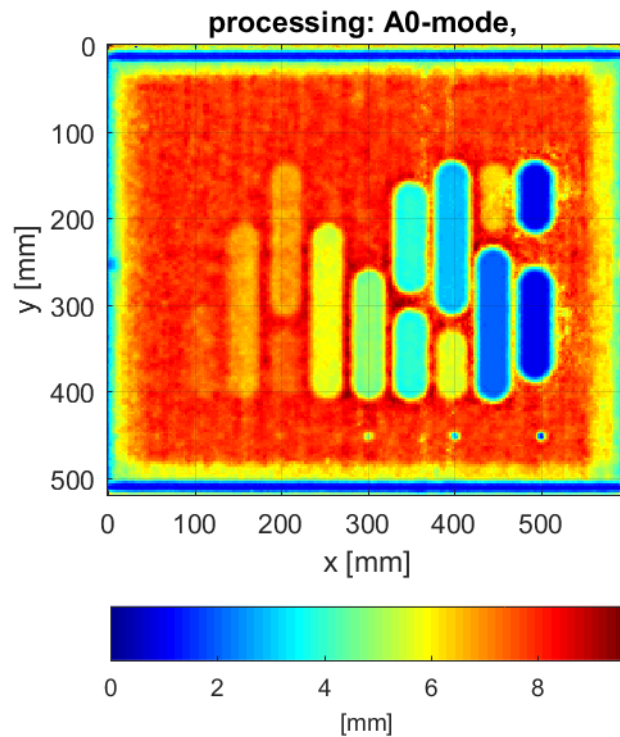


# EXPERIMENTAL RESULTS

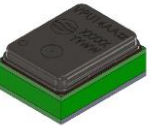
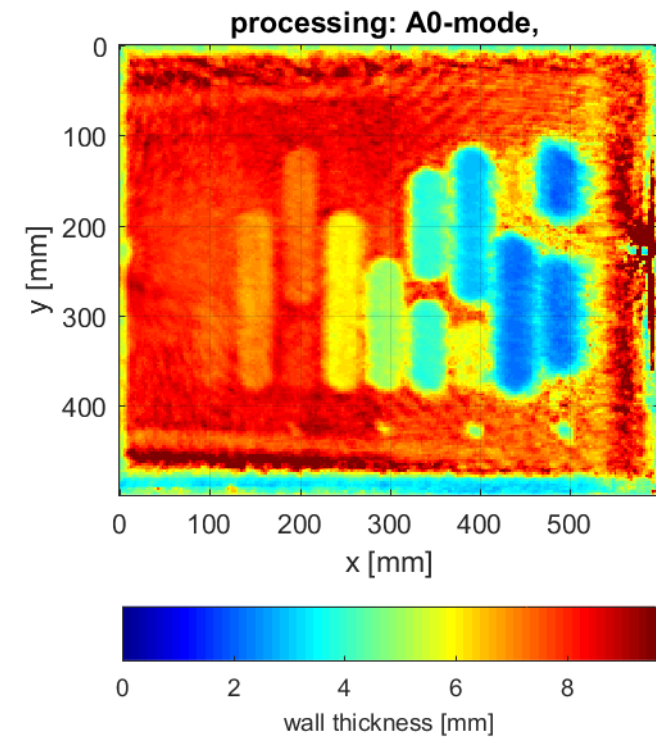
## SCANS IN WATER

› Underwater inspection images give less sharp image as above water

in air

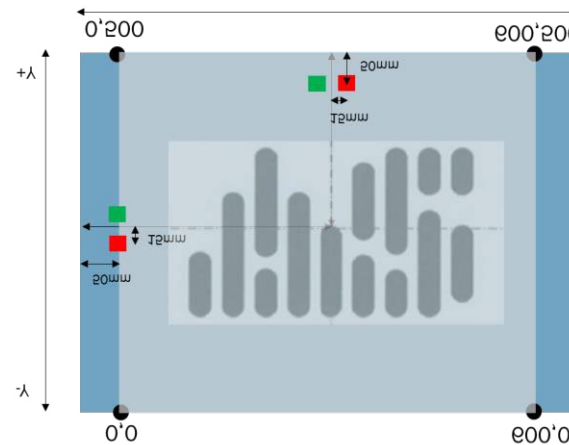
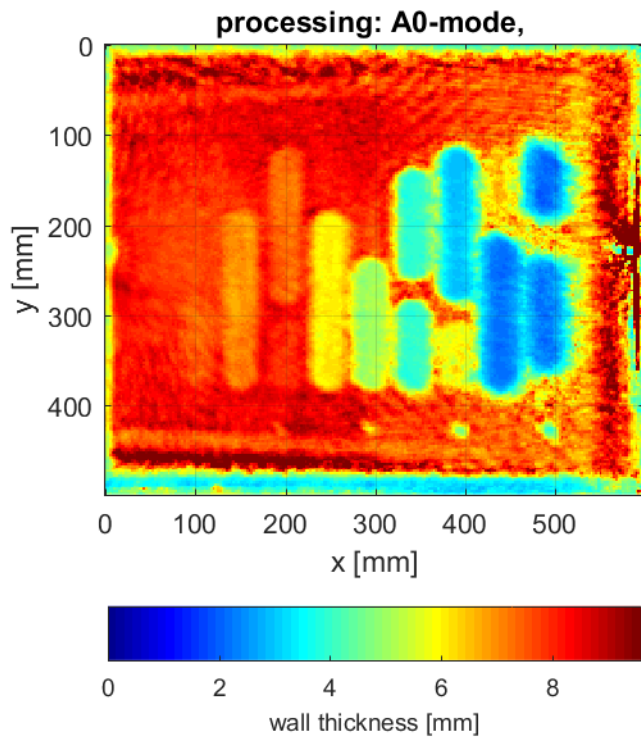


under water

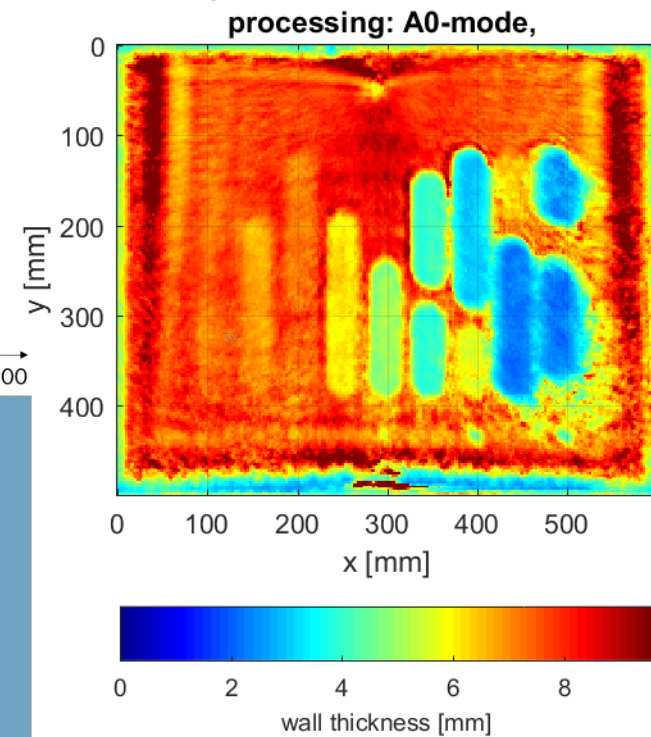


# WALL THICKNESS MAPS UNDERWATER INSPECTION

Underwater inspection images give less sharp image as above water  
piezo: left side

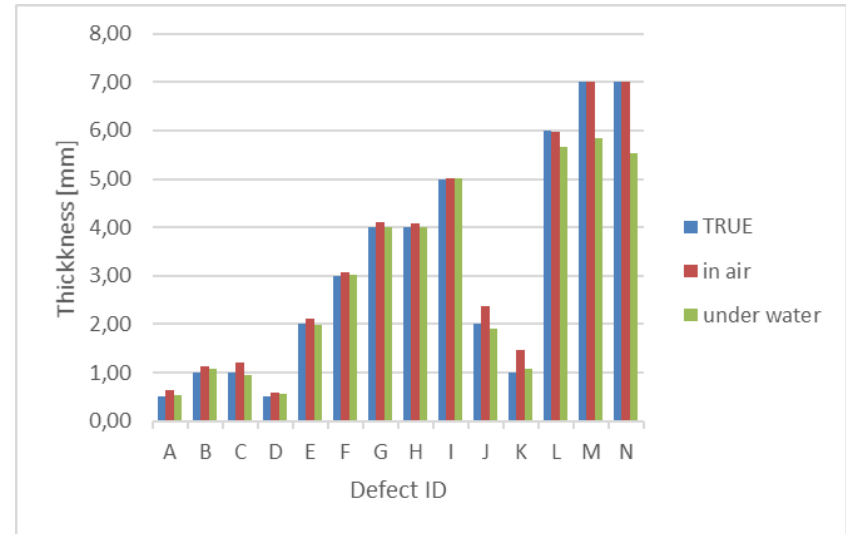
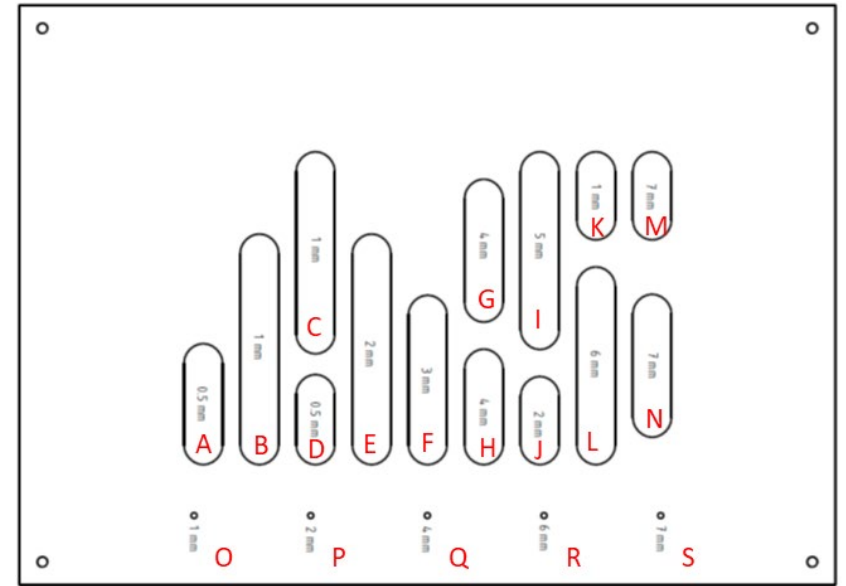


piezo: top side



# DEPTH SIZING PERFORMANCE

Defect ID	Actual depth [mm]	Air		Water	
		measured depth [mm]		short side	long side
A	0,50	0,65	0,59	0,5	0,5
B	1,00	1,14	1,22	0,92	0,92
C	1,00	1,2	1,07	0,84	0,84
D	0,50	0,59	0,42	0,68	0,68
E	2,00	2,12	2,08	1,91	1,91
F	3,00	3,08	3,07	2,95	2,95
G	4,00	4,11	4	4,01	4,01
H	4,00	4,07	3,96	4,03	4,03
I	5,00	5,02	4,98	5,07	5,07
J	2,00	2,38	1,63	2,16	2,16
K	1,00	1,46	0,75	1,41	1,41
L	6,00	5,97	5,43	5,9	5,9
M	7,00	7,02	5,79	5,91	5,91
N	7,00	7,02	5,11	5,94	5,94
O	1,00	X	X	X	X
P	2,00	X	X	X	X
Q	4,00	3,14	2,71	2,39	2,39
R	6,00	5,37	3,29	3,33	3,33
S	7,00	6,44	4,18	3,96	3,96

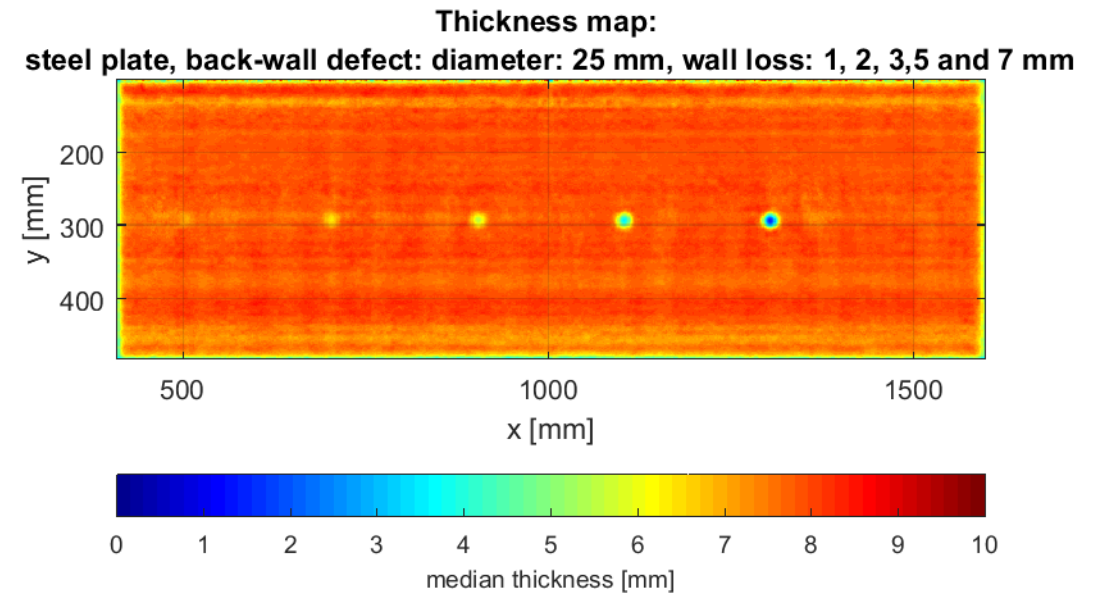


Pitting:  $\varnothing$  5 mm

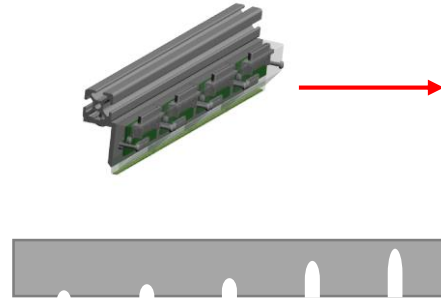


# RESOLUTION OF LAMB WAVE INSPECTION SIZING VERSUS SCREENING

- › Sizing accuracy depends on:
  - › Corrosion pit diameter
- › Steel plate, nominal wall thickness: 8 mm
  - › Varying pit diameter: 6, 12, 25 mm
  - › Varying pit depth: 1, 2, 3, 5 and 7 mm (spherical shape)



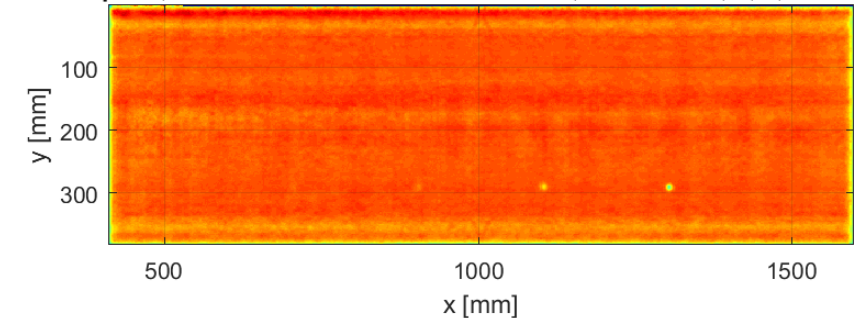
# RESOLUTION ASPECTS SIZING VERSUS SCREENING



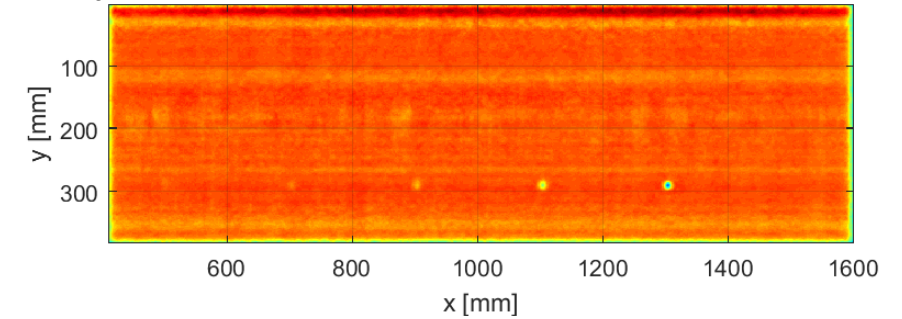
› Sizing accuracy depends on diameter of corrosion pit and the wave length of the Lamb waves

› Sizing becomes accurate when pit diameter  $\sim$  wavelength or larger

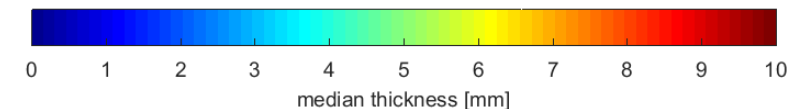
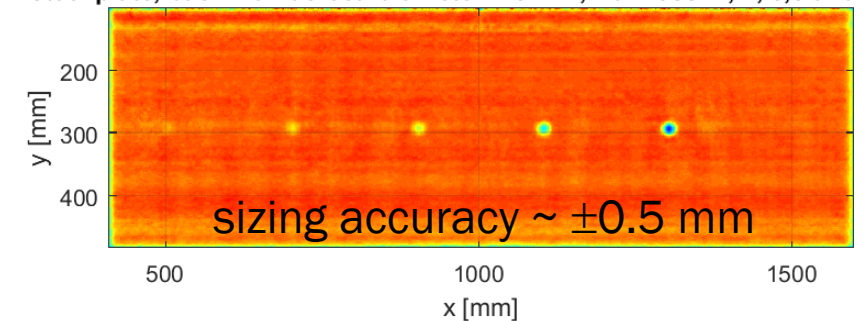
**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 6 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm



**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 12 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm



**Thickness map:**  
steel plate, back-wall defect: diameter: 25 mm, wall loss: 1, 2, 3,5 and 7 mm

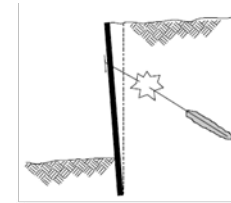


# › OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

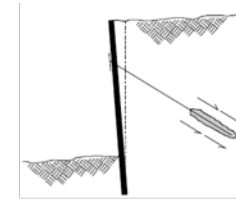
## SHEET PILE INTEGRITY

### › Integrity related aspects:

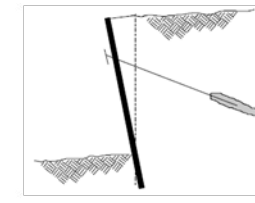
- › depth of a sheet pile
- › anchor corrosion (tensional stress)



Tensile failure of tendon

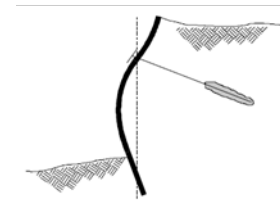


Pull-out failure of grout/ground bond



Pull-out failure of tendon/grout bond

### › Ultrasonic waves may be deployed to assess various integrity related aspects



Failure of wall in bending

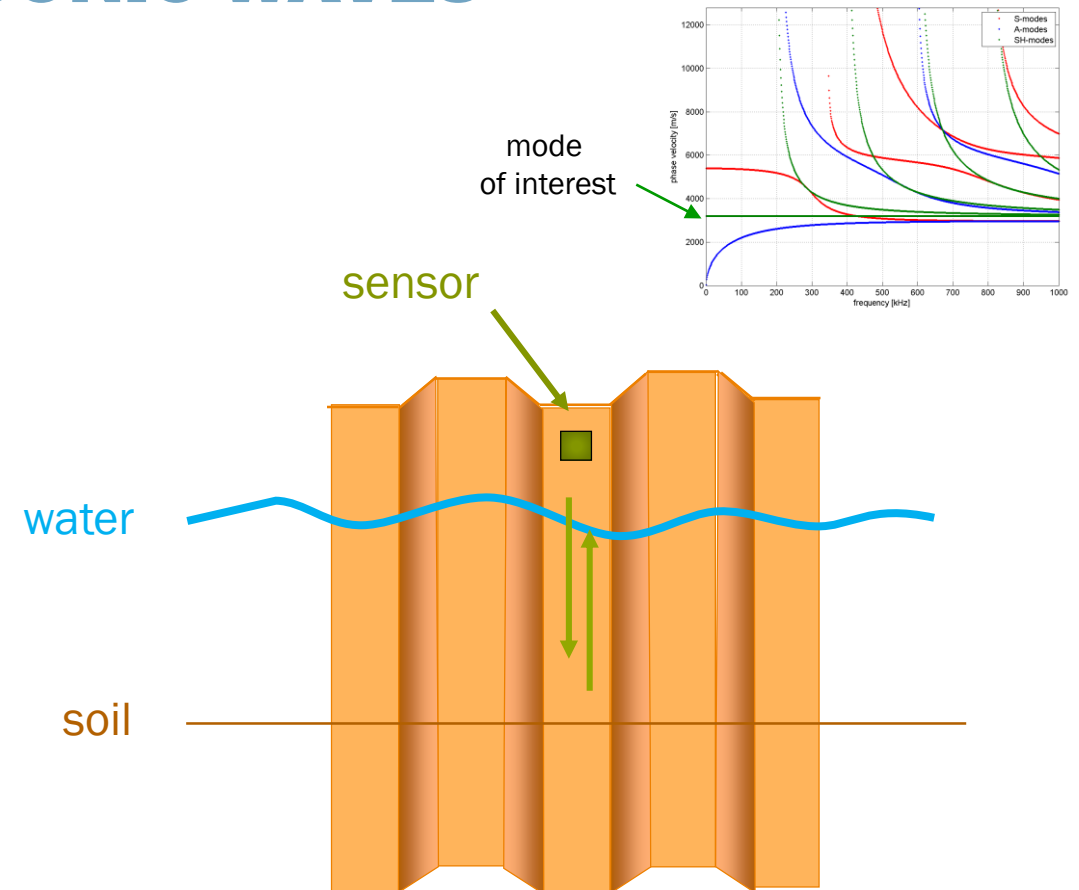


### › Some relevant concepts are highlighted here (no comprehensive overview)

# › OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

## DEPTH OF THE SHEET PILE

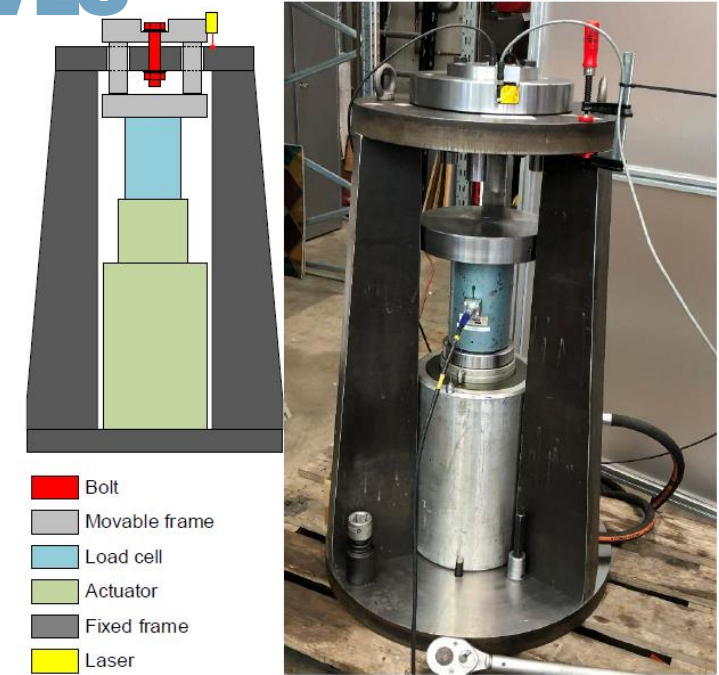
- › Main question: what is the length of the sheet pile
  - › Concept:
    - › use shear horizontal polarized guided waves to measure the travel time to end of the sheet pile
  - › Measure travel time
  - › Velocity is known
- } Calculate depth
- › Research and development topics:
    - › Evaluate attenuation
      - depth range in which method can be used
    - › Design dedicated sensor
    - › Deliver proof of principle



# OTHER APPLICATIONS OF ULTRASONIC WAVES

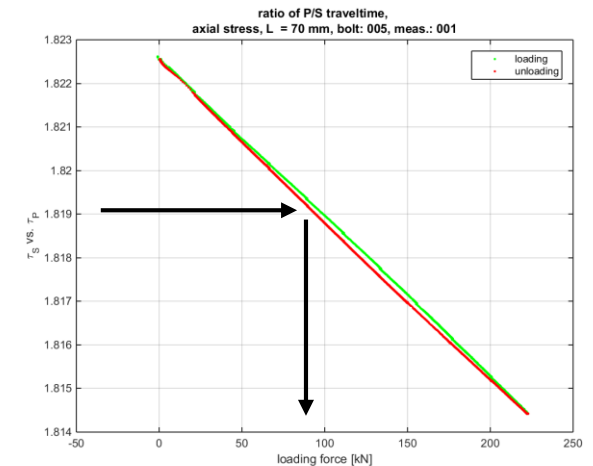
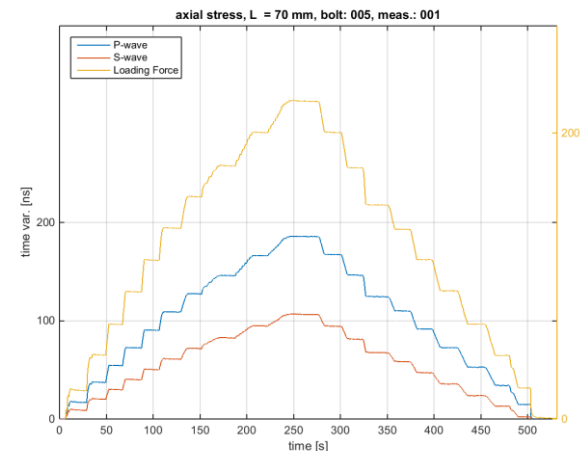
## ANCHOR TENSION ASSESSMENT

- › Main question: what is tension in anchor (is it still providing support)
- › Concept:
  - › Wave velocity depends on applied mechanical stress (small effect)
  - › Anchor length is not accurately known to use wave velocity, but using the ratio two waves (compressional/shear wave) eliminates the unknown anchor length



- › Measure velocity ratio
  - › Calibration curve
- } Calculate tensional stress

- › Research and development topics:
  - › Evaluate application specific requirement
  - › Design dedicated sensor



## › CONCLUDING REMARKS

- › Conventional wall thickness measurement are labour intensive and sensitive to surface conditions
- › A novel inspection concept for wall thickness measurements has been introduced capable of:
  - › Fast, non-contact and large area inspection (up to 5.5 m<sup>2</sup>/min)
  - › Accurately measuring wall loss with a high spatial resolution, provided that corrosion is larger than the wavelength of the Lamb wave
- › Application under water is possible, but high attenuation in water limits the application:  
possible solution: multiple transmitters operating at the same time
- › Apart from corrosion mapping, ultrasonic measurement principles available for:
  - › Measurement of sheet pile length
  - › Anchor tension evaluation } could support comprehensive integrity assessment  
further development of these method(s) is required



› **THANK YOU**

**TNO** innovation  
for life

Documenten referentielijst projectplan 21-22 en producten website [www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl](http://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl)

Nr.	Titel	Inhoud
1	NEN 6766 Corrosie stalen elementen in de ondergrond, Nederlands Normalisatie Instituut, 1 juli 2021.	NEN norm Corrosie
2	Protocol gemiddelde staaldiktebepaling van 6 aangrenzende stalen damwandplanken met ultrasone metingen, Hans Brinkman, Kennisplatform CROW, 1-06-2021.	CROW Protocol inspectie staaldikte
3	Bij het CROW-meetprotocol behorende spreadsheets voor Z-profielen <a href="https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/Meetprotocol-beta-v0.3.3_Z.xlsx">https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/Meetprotocol-beta-v0.3.3_Z.xlsx</a> en voor U-profielen <a href="https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/Meetprotocol-beta-v0.3.3_U.xlsx">https://www.nattekunstwerkenvandetoekomst.nl/upload/documents/tinymce/Meetprotocol-beta-v0.3.3_U.xlsx</a> , beide versie beta-v0.3.3, Deltares, 2021.	Rekensheets bij CROW protocol verwerking metingen
4	Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 1 - Literatuuronderzoek, ref 11200741-012-HYE-0004, Deltares, 2019-10-15	Corrosie van damwanden zoet water - literatuuronderzoek
5	Corrosie van damwanden in zoetwater Deel 2 - Analyse verzamelde diktemetingen, ref 11200741-012-HYE-0005, Deltares, 2019-10-18.	Corrosie van damwanden zoet water – Analyse diktemetingen
6	Degradation of Steel Sheet Piles Eefde sheet piles preliminary screening of 2019 measurement at Deltares, 11200741-065-HYE-0001, Deltares, november 2019	Degradation of Eefde sheet piles – preliminary screening
7	Degradation of Steel Sheet Piles Modification factor for design value of thickness reduction due to corrosion, 11200741-012-HYE-0009, Deltares, februari 2020	Modification factor thickness reduction due to corrosion
8	Second opinion technische restlevensduur aangepaste stalen damwandconstructie waterzijde EMK-terrein, 11206803-009-BGS-0001, Deltares 24 februari 2022; geen KpNk product	
9	Probabilistic Tools: Reliability Based Soil-Structure Analysis using FE Application on degrading steel sheet pile retaining wall, 11203769-005-HYE-0001, Deltares, 24 maart 2021	Demonstratie EEM en Probabilistic Toolkit
10	The influence of soil embedment on the strength of a corroded AZ18-800 A finite element study, Deltares, 11200741-068-HYE-0003, 25 October 2021	Zijdelingse grondondersteuning op damwand
11	Omgaan met de beoordeling van bestaande geotechnische constructies, Groeidocument, 11205227-007-GEO-0001, Deltares, 30 maart 2021, geen KpNk product	
12	Allaix, D. L., Van der Krogt, M. G., Ozer, I. E., Steenberg, R. D. J. M., Schweckendiek, T. Richtlijn bewezen sterkte damwanden en kademuuren - Eindrapport. TNO referentie 2022-R11621 / Deltares referentie 11206387-002-GEO-0002, Delft 21 november 2022, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
13	POVM Kennisdocument Verticaal evenwicht bij verankerde stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares & Witteveen+Bos, maart 2020, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
14	POVM Kennisdocument Controle op knik en 2e orde effecten in stabiliteitsverhogende langsconstructies 11204648-004 Deltares, april 2020, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
15	POVM Kennisdocument Modellerings Restprofiel 118949 Witteveen+Bos, december 2020, niet opgenomen extern verkrijgbaar	



16	POVM Kennisdocument Invloed van Zakkende Grond op Ankerkracht, 11206066, Deltares februari 2021, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
17	POVM Langsconstructies, POV Macrostabieleit, maart 2020, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
18	POVM Eindige-elementenmethode, POV Macrostabieleit, maart 2020, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
19	KKP HV02 2021 - Versterking Onderzoek Waterveiligheid Damwanden, 11206793-004-ZWS-0005, Deltares, 29 oktober 2021, geen KpNK product	
20	CUR166 Damwandconstructies, Veiligheid van damwandconstructies (een probabilistische methode gebruikmakend van DAMWAND/3) - Enkelvoudig verankerde damwanden, 6e herziene druk, CUR bouw & Infra, Gouda 2012, niet opgenomen extern verkrijgbaar	
21	Plan van Aanpak KPP 2022 project HV02 2022 - Versterking Onderzoek Waterveiligheid, Deltares, januari 2022, geen KpNK product	
22	Melchers, R.E. (2018). Progress in developing realistic corrosion models, Structure and Infrastructure Engineering, 14:7, 843-853. , niet opgenomen extern verkrijgbaar	
23	Schoefs, F., Boéro, J., Capra, B. (2020). Long-Term Stochastic Modeling of Sheet Pile Corrosion in Coastal Environment from On-Site Measurements. Journal of Marine Science and Engineering, 1-17., niet opgenomen extern verkrijgbaar	
24	Peng, L., Stewart, M.G., Melchers, R.E. (2017). Corrosion and capacity prediction of marine steel infrastructure under a changing environment, Structure and Infrastructure Engineering, 13:8, 988-1001., niet opgenomen extern verkrijgbaar	
25	Verslag workshop 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater'	Verslag workshop 2018 degradatie staal
26	Visser, J.H.M. (2018). Fundamentals of alkali-silica gel formation and swelling: Condensation under influence of dissolved salts	Beschrijving Alkali-silica reactie in beton
27	Verkenning van de kennisbehoefte ten behoeve van de aanscherping van het voorspellingsmodel onderloopsheid / achterloopsheid; nog niet beschikbaar	
28	Kennisprogramma Natte Kunstwerken Toolbox MMI, The influence of soil embedment on local instability of a Class 4 profile7, 11200741-036, Deltares, November 2018	Verkenkend onderzoek zijdelingse grondondersteuning damwanden
29	Probabilistische tools grond-constructie interactie, Gebruik performance data via reliability updating, 11200741-032-HYE-0001, Deltares, December 2018	Verkenkend onderzoek toepasbaarheid reliability updating
30	Soil-structure interaction Reliability analysis of a retaining wall, v4 final, Deltares, februari 2016	Demonstratie van een faalkansanalyse met EEM
31	Vervallen, vervangen door [9]	
32	Verslag workshop 'Corrosie van bestaande stalen damwanden in zoetwater', mei 2018	Verslag workshop corrosie in zoetwater 2018
33	Verlichten vervangingsopgave natte kunstwerken door monitoring,	Handreiking monitoring meerwaarde
34	Verslag Workshop Betrouwbaarheid bestaande verankeringen van damwanden, 11 oktober 2022, Deltares, Delft	Verslag workshop verkenning verankeringen 2022