



Onderzoek snijden van grond

Literatuurstudie, Plaxis 2D en Plaxis 3D analyses

De innovatie versneller / Waterschap Rivierenland

13 januari 2022

Project Onderzoek snijden van grond
Opdrachtgever De innovatie versneller / Waterschap Rivierenland

Document Literatuurstudie, Plaxis 2D en Plaxis 3D analyses
Status Definitief
Datum 13 januari 2022
Referentie 126877/22-000.424

Projectcode 126877
Projectleider ir. T. Naves
Projectdirecteur ir. D.J. Jaspers Focks

Auteur(s) ir. B. Dudink, ir. W.A. van Elsäcker
Gecontroleerd door ir. T. Naves
Goedgekeurd door ir. T. Naves

Paraaf

Adres Witteveen+Bos Raadgevende ingenieurs B.V.
Leeuwenbrug 8
Postbus 233
7400 AE Deventer
+31 (0)570 69 79 11
www.witteveenbos.com
KvK 38020751

Het kwaliteitsmanagementsysteem van Witteveen+Bos is gecertificeerd op basis van ISO 9001.

© Witteveen+Bos

Niets uit dit document mag worden veeelvoudigd en/of openbaar gemaakt in enige vorm zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Witteveen+Bos noch mag het zonder dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waarvoor het is vervaardigd, behoudens schriftelijk anders overeengekomen. Witteveen+Bos aanvaardt geen aansprakelijkheid voor enigerlei schade die voortvloeit uit of verband houdt met het wijzigen van de inhoud van het door Witteveen+Bos geleverde document.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	6
1.1	Aanleiding en achtergrond	6
1.2	Onderzoeksvraag	8
1.3	Afbakening	8
1.4	Context faalmechanisme snijden van grond	9
1.5	Opbouw onderzoek	10
1.6	Leeswijzer	10
2	LITERATUURSTUDIE	11
2.1	Bevindingen literatuurstudie: 'snijden van grond'	11
2.1.1	Wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol	12
2.1.2	Inzicht krijgen in de kennis over faalmechanisme snijden van grond en de beoordeling daarvan op basis van bestaande literatuur	13
2.1.3	Wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte tot 1,4 m ten opzichte van het in PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?	14
2.1.4	Wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?	15
3	PLAXIS 2D ANALYSE	16
3.1	Inleiding	16
3.2	Uitgangspunten berekening	16
3.2.1	Keuze representatieve Plaxis berekening	16
3.2.2	Locaties en dieptes	18
3.2.3	Grondparameters	19
3.2.4	Modellering damwand	19
3.3	Varianten configuratie discontinue damwandconstructies, spanningsniveaus, grondeigenschappen en veerstijfheden	22
3.4	Modellering Plaxis 2D	24
3.4.1	Algemeen	24
3.4.2	Fasering	25
3.4.3	Mesh-fijnheid	28

3.5	Resultaten	30
3.5.1	Overzicht resultaten	30
3.5.2	Werking mechanisme snijden van grond	30
3.5.3	Invloed spanningsniveau, grondsterkte en -stijfheid	32
3.5.4	Vergelijking PPL configuratie met traject 14-1 configuratie	33
3.5.5	Invloed variatie openingsbreedte	34
3.5.6	Invloed variatie paneelbreedte	35
3.5.7	Vergelijking veiligheidsfactor	36
3.5.8	Invloed openingspercentage	39
3.6	Conclusies	40
3.7	Limitaties en randvoorwaarden 2D model	42
4	PLAXIS 3D ANALYSE	44
4.1	Inleiding	44
4.2	Doel 3D analyse	44
4.3	Aanpak	44
4.4	Uitgangspunten berekening	44
4.4.1	Geometrie	44
4.4.2	Grondparameters	45
4.4.3	Modellering damwand	45
4.4.4	3D mesh	46
4.4.5	Fasering	47
4.5	Resultaten	47
4.6	Nadere analyse verschillen bij discontinue wand	52
4.7	Grond constructie interactie rondom openingen	53
4.7.1	Analytische methode afleiding belasting toetsing snijden van grond	55
4.8	Conclusie Plaxis 3D	57
4.8.1	Limitaties en randvoorwaarden 3D model	57
5	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	58
5.1	Conclusie	58
5.2	Beantwoording onderzoeksvragen	60
5.3	Aanbeveling:	62
6	REFERENTIES	64
	Laatste pagina	64

	Bijlage(n)	Aantal pagina's
I	Literatuurstudie	19
II	Parameters Plaxis 2D en 3D	2
III	Analytische toets snijden van grond	3
IV	Overzicht resultaten analyse invloed mesh-fijnheid	6

1

INLEIDING

In de POVM publicatie langsconstructies (PPL) [ref. 2] zijn eisen opgenomen met betrekking tot de maximaal toelaatbare openingen in stabiliteitsschermen uitgevoerd als discontinue damwandconstructie. Deze eisen zijn aanzienlijk strenger dan de eisen die in de voorloper van de PPL, de ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen primaire waterkering (OSPW) zijn opgenomen [ref. 3]. Hoe hier echter mee om moet worden gegaan voor bestaande constructies met grote openingen is onduidelijk. Om te voorkomen dat deze constructies onnodig worden afgekeurd is hier in het kader van de Innovatieversneller nader onderzoek naar gedaan. De resultaten van dit onderzoek zijn gepresenteerd in dit rapport.

Expertpanel

Om kennis en ervaring te delen en om de kwaliteit van het onderzoek te waarborgen is een expertpanel bij het onderzoek betrokken, zie onderstaande f. In een drietal sessies zijn betrokken bij de tussenresultaten van het onderzoek en is een review uitgevoerd op dit rapport.

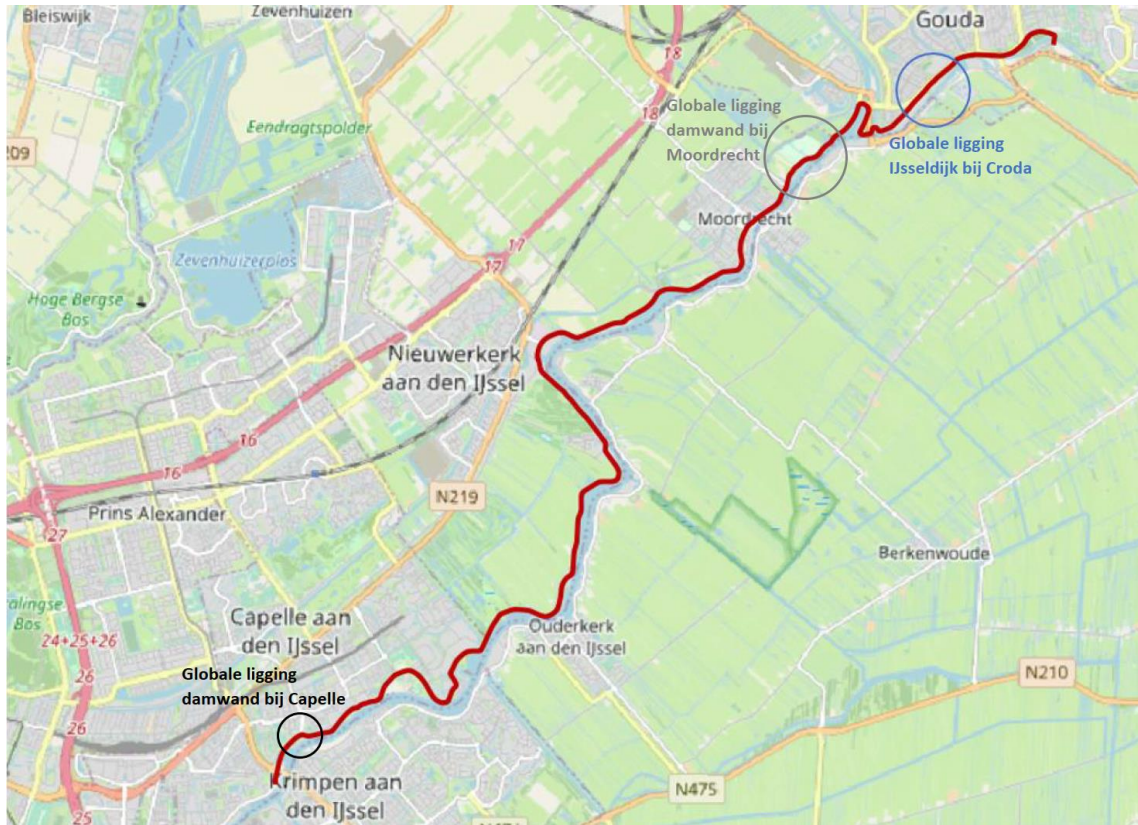
Tabel 1.1 Leden expert panel

Arny Lengkeek	Witteveen+Bos / Adviesteam dijkontwerp
Helle Larssen	Deltares
Meindert Van	De Innovatieversneller / Deltares
Ronald Brinkgreve	TU Delft

1.1 Aanleiding en achtergrond

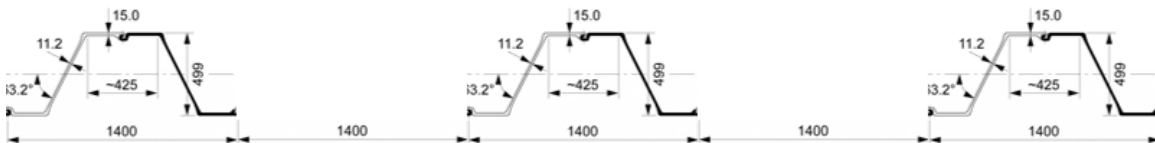
Binnen dijktraject 14-1 zijn op een tweetal locaties (Capelle en Moordrecht) langsconstructies aanwezig in de vorm van damwanden (zowel verankerd als onverankerd). De totale lengte van deze constructies is circa 850 m, zie afbeelding 1.1. Het ontwerp van deze damwanden is recent uitgevoerd (2016). Deze damwanden zijn ontworpen op basis van de OSPW in combinatie met de zogenaamde Quick-wins uit de POV-m [ref. 4].

Afbeelding 1.1 De locatie van de IJsseldijk bij Croda (blauwe cirkel), damwand bij Moordrecht (grijze cirkel) en damwand bij Capelle (zwarte cirkel) langs het dijktraject 14-1 (rode lijn)



Ten tijde van de uitvoering van de dijkversterking tussen Capelle en Moordrecht is als optimalisatie ervoor gekozen om zwaardere damwanden toe te passen met grote openingen tot wel 50 % openingspercentage, zie ook het principe in afbeelding 1.2. Conform de oude richtlijn (Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen, OSPW) was dit toegestaan en werd dit gezien als een goede optimalisatie. Het betreft hier een damwandconstructie in de dijk ter verhoging van de macrostabiliteit van het dijklichaam.

Afbeelding 1.2 Langsconstructie met openingspercentage van 50 %



Echter voldoet deze oplossing niet aan de eisen die binnen de nieuwe ontwerprichtlijn POVM Langsconstructies (PPL) [ref. 2] aan langsconstructies zijn gesteld, zie kader hieronder. Deze eisen hebben betrekking op een damwandconstructie in een dijk en niet bijvoorbeeld langs de waterkant, waardoor uitspoeling van grond geen rol speelt.

4.8.3.1 Algemeen

Bij het toepassen van losstaande elementen en van discontinue wanden moeten de constructieve elementen zo dicht op elkaar worden gezet dat de constructieve maatregel werkt als een wand. Het risico op lokaal bezwijken van de grond (snijden) rond (of tussen) de constructieve elementen moet worden vermeden.

Om dit risico te vermijden moet voor discontinue damwanden, baretewanden of soilmix altijd worden voldaan aan de volgende voorwaarden.

- Bij discontinue damwanden moeten conform § 5.8.2 minimaal vier enkele profielen in het slot zijn gezet, waarbij de breedte van de openingen maximaal 1 m is.

Bovenstaande eisen betekenen dat de net gerealiseerde langsconstructies ter plaatse van Capelle en Moordrecht niet zouden voldoen aan de richtlijnen en dat deze damwand constructies in de beoordeling afgekeurd moeten worden, hetgeen zal leiden tot hoge kosten en veel maatschappelijke onrust tot gevolg (aangezien deze constructies een paar jaar geleden zijn opgeleverd).

1.2 Onderzoeksvraag

Het algemene doel van het onderzoek is om meer inzicht te verkrijgen in het fenomeen snijden van grond rondom openingen in langsconstructies, meer specifiek bij discontinue damwandconstructies.

De onderzoeksvragen specifiek voor het voorliggende onderzoek zijn:

- wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol bij;
- inzicht krijgen in de kennis over het faalmechanisme snijden van grond en de beoordeling daarvan op basis van bestaande literatuur;
- wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte (tot 1,4 m) ten opzichte van het in de PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?
- wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

1.3 Afbakening

In het onderzoek ligt de focus primair op beschouwing van het fenomeen snijden van grond bij discontinue damwandconstructies bedoeld als versterkingsmaatregel voor verhoging van macrostabiliteit binnenwaarts. Hoewel resultaten van dit onderzoek mogelijk ook gebruikt kunnen worden voor het ontwerp van palenwanden of andere discontinue constructies is dit geen onderdeel van dit onderzoek.

Geen onderdeel van voorliggend onderzoek is het constructieve gedrag van damwandpanelen en het gedrag van randplanken als gevolg van eventueel torderen en membraamwerking van de planken. In de Eemdijkproef is dit aspect eerder wel beschouwd. Voor observaties en analyse daarvan wordt verwezen naar respectievelijk de rapportages 'POVM Eemdijkproef Eindrapport proefprogramma Product V' [ref. 17] en 'Evaluation of sheet pile behavior based on Eemdijk monitoring data' [ref. 18]. Binnen deze rapportages zijn onder andere de pull-over test van drie dubbele AZ26 panelen geanalyseerd en zijn specifiek randeffecten beschouwd. Er zijn daarbij geen grote randeffecten geobserveerd en op basis van analyse van monitoringsdata zijn ook geen verhoogde spanningen geobserveerd bij de randen.

Daarnaast is binnen dit onderzoek niet gekeken naar het effect van het al dan niet toepassen van een gording langs een onverankerde discontinue damwandconstructie.

Primair doel van het onderzoek is het verkrijgen van meer inzicht in het fenomeen snijden van grond rondom openingen bij discontinue damwandconstructies. De situatie binnen dijktraject 14-1 zoals beschreven in 1.1 is als case gebruikt binnen het onderzoek. Afhankelijk van de resultaten van het onderzoek kan het verkregen inzicht worden gebruikt in een herbeschouwing van de beoordeling van de langsconstructies in dijktraject 14-1 om mogelijk tot een nieuw oordeel of advies te komen.

In een vervolgtraject kunnen generieke inzichten uit het onderzoek tevens gebruikt worden bij de beoordeling van andere dijktrajecten. Daarnaast kunnen inzichten gebruikt worden als aanzet voor vervolgonderzoek met als doel bestaande randvoorwaarden voor openingen en paneelbreedtes voor discontinue damwanden in de PPL beter te onderbouwen en te versoepelen, zodat inzichten ook voor ontwerp doeleinden gebruikt kan worden. Hetgeen kan leiden tot een economischer ontwerp en meer vrijheid voor de ontwerper resulterend een geoptimaliseerd ontwerp dat beter uitvoerbaar is.

1.4 Context faalmechanisme snijden van grond

Als een dijk niet voldoende veiligheid biedt tegen het faalmechanisme macrostabiliteit, kan het toepassen van een langsconstructie in de vorm van een discontinue damwandconstructie uitkomst bieden voor het macrostabiliteitsprobleem. De langsconstructie en dijk samen zorgen dan voor voldoende veiligheid tegen globaal bezwijken van het dijklichaam. Deze discontinue damwandconstructie dient op een aantal faalmechanismen te worden getoetst, waaronder: globale stabiliteit van het systeem en constructieve sterkte van alle elementen van de constructie. Als aan één van beiden mechanismen niet wordt voldaan is de kans op het optreden van doorgaande vervormingen door verlies van evenwicht te groot met directe gevolgen voor de waterkerende functie. Beiden zijn primaire faalmechanismen en falen zou direct leiden tot aantasting van de waterkerende functie.

In de PPL zijn daarnaast in een eenvoudige toets absolute eisen gesteld aan optredende vervormingen van constructie en grondlichaam. Deze optredende vervormingen hoeven echter niet noodzakelijkerwijs te leiden tot aantasting van de waterkerende functie. Daarom is in de PPL de mogelijkheid geboden om in een toets op maat het effect van het optreden vervormingen op de waterkerende functie van de waterkering te beoordelen. Hiermee kunnen grote vervormingen worden toegestaan, zolang is aangetoond dat deze de waterkerende functie niet aantasten.

In het geval van een discontinue damwand is naast de beschreven toetsingen nog een aanvullende toets benodigd, namelijk de toets snijden van grond in de openingen tussen de panelen. Dit is een controle op het ontoelaatbaar stromen van grond tussen plaats vaste constructieonderdelen. Dit kan leiden tot grote grondvervormingen, maar hoeft net als vervormingen van de constructie niet noodzakelijkerwijs te leiden tot aantasting van de waterkerende functie van de waterkering. Het optreden van snijden van grond is daarmee een deelmechanisme waarin kan worden beoordeeld of het optreedt en als het optreedt wat het effect is op de waterkerende functie van de dijk. Als er geen aantasting is van de waterkerende functie, dan is er vanuit dat opzicht geen reden om het niet toe te kunnen staan. Het optreden van het snijden van grond is daarmee een deelmechanisme dat alleen onder bepaalde voorwaarden kan leiden tot globaal bezwijken.

Ontwerpberekeningen worden echter doorgaans met 2D analyses uitgevoerd, onder de aanname dat er een zekere integriteit is waarbij de constructieve maatregel als een doorgaande wand werkt. Als dit niet het geval is door verlies van stabiliteit in de openingen is een 2D analyse niet meer representatief. In de PPL wordt dit gewaarborgd door het voorschrijven van een relatief kleine maximale openingsgrootte. Een 3D analyse zou aanvullend inzicht kunnen bieden om bij grotere openingsbreedtes aan te tonen dat de globale stabiliteit nog steeds voldoende is gewaarborgd bij optreden van lokale instabiliteit door snijden van grond.

Het onderzoek richt zich op het verkrijgen van inzicht in de ontwikkeling van het mechanisme snijden van grond en de invloed van de configuratie van de discontinue damwandconstructie op het bezwijkmechanisme. Hiermee wordt ook inzicht verkregen in het moment wanneer de wand zich in mindere mate als een continue constructie gaat gedragen. Het effect van het optreden van snijden van grond in openingen op de globale stabiliteit en de waterkerende functie is in dit onderzoek niet verder beschouwd.

Maar zoals benoemd hoeft het optreden niet noodzakelijkerwijs te leiden tot aantasting van de waterkerende functie. Deze beoordeling is locatie en situatie specifiek en bij de daadwerkelijke beoordeling van een dijktraject wordt dan ook aanbevolen om hier rekening mee te houden.

1.5 Opbouw onderzoek

In het onderzoek naar snijden van grond rondom openingen in langsconstructies is een stapsgewijze aanpak gehanteerd. In de eerste stap is een literatuur studie uitgevoerd waarbij is onderzocht welke bestaande (analytische) methodes er beschikbaar zijn voor het toetsen van openingen in constructies en in hoeverre deze toepasbaar zijn voor langsconstructies.

In een vervolgfase wordt op basis van simpele numerieke (2D) modellen het grondgedrag rondom openingen gesimuleerd. Hiermee wordt getracht om analytische methodes uit de literatuur studie te valideren en om gevoeligheden in kaart te brengen.

Middels de 2D analyses is op een simpele manier het grondgedrag rondom de openingen gesimuleerd maar dit omvat nog niet het volledige dijklichaam en de volledige grond-constructie interactie. Om ook dit te onderzoeken wordt als laatste stap een 3D analyse uitgevoerd waarbij een volledig dijklichaam en constructie met openingen is gemodelleerd en beschouwd.

Het onderzoek is uitgevoerd in samenspraak met een expertpanel. Het expertpanel kan de kennis en ervaring delen ten behoeve van dit onderzoek en zal tevens de kwaliteit van het onderzoek waarborgen.

1.6 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 is een overzicht gegeven van de literatuurstudie. Hoofdstuk 2.1 beschrijft de belangrijkste bevindingen en constatering van de literatuurstudie. In hoofdstuk 3 en 4 zijn respectievelijk de resultaten van de 2D en 3D analyse gepresenteerd en vervolgens zijn in hoofdstuk 5 de belangrijkste conclusies en aanbevelingen gepresenteerd.

2

LITERATUURSTUDIE

In tabel 2.1 is een overzicht weergegeven van de beschouwde literatuur met een korte omschrijving. In Bijlage I is per document een korte samenvatting opgenomen gevolgd door een reflectie over de relatie tussen het desbetreffende document met de huidige richtlijn voor ontwerp van langsconstructies (PPL) op gebied van snijden van grond.

Tabel 2.1 Overzicht beschouwde literatuur

Titel	Referentie	Omschrijving/toelichting
POVM publicatie langsconstructies (PPL)	[ref. 2]	huidige richtlijn, Specifiek: paragraaf 4.8.3 Snijden van constructieve elementen door de grond (GEO2) en Bijlage B.2 (paragraaf)
ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) (OSPW)	[ref. 3]	voorloper van de huidige richtlijn.
CUR 166 damwandconstructies.	[ref. 5]	een methode voor het bepalen van de effectiviteit van de boogwerking van de buispalen bij een combiwand, in analogie met sleufstabiliteit diepwanden
CUR 231 Handboek diepwanden	[ref. 6]	methode voor de bepaling van sleufstabiliteit van diepwanden.
POVM Eemdijkproef	[ref. 11]	resultaten full scale proef met onderzoek naar gedrag discontinue wanden
CUR 228 Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen	[ref. 12]	methode voor de bepaling van de passieve weerstand voor palen in analogie met bepaling van gronddruk coëfficiënten voor damwandconstructies waarbij schelpwerking meegenomen kan worden
analytische methodes voor maximale laterale grond weerstand	[ref. 13], [ref. 14], [ref. 15], [ref. 16]	analytische methodes voor zowel doorgaande wanden, horizontaal belaste palen en palenrijen

2.1 Bevindingen literatuurstudie: 'snijden van grond'

In paragraaf 1.2 zijn enkele doelen opgesteld. Op basis van de literatuur studie is inzicht gekregen in de eerste 2 doelen:

- wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol bij;
- inzicht krijgen in de kennis over faalmechanisme snijden van grond en de beoordeling daarvan op basis van bestaande literatuur.

Op basis van de literatuurstudie kan nog geen antwoord worden gegeven op onderstaande vragen. Op basis van de 2D en 3D analyses is dit nader onderzocht:

- wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte (tot 1,4 m) ten opzichte van het in PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?
- wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

2.1.1 Wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol

Conform de PPL wordt het 'snijden van grond' als volgt omschreven:

'Doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen (snijden), ten gevolge van het bereiken van de grondsterkte.'

Bovenstaand citaat komt rechtstreeks uit de PPL en is daarom niet aangepast. In bovenstaande beschrijving zou het 'bereiken' van de grondsterkte beter kunnen worden vervangen door het 'overschrijden' van de grondsterkte omdat het in de beschouwing van het snijden van grond over doorgaande vervormingen gaat die optreden bij het overschrijden van de grondsterkte.

Dit lijkt een logische omschrijving en impliceert dat er grofweg 2 mechanismen een rol spelen (zie ook schets in afbeelding 2.1):

- aandrijvende kracht in de opening tussen de constructiedelen. Deze aandrijvende kracht zal in sterke mate beïnvloed worden door boogwerking tussen de elementen;
- weerstand biedende kracht in de opening tussen de damwand elementen. Complicerende factor hierbij is dat een deel van de gronddruk ook door de constructieve elementen gemobiliseerd zal worden als gevolg van schelpwerking. Daarnaast speelt ook mee dat de polderzijde van de dijk veelal in grote mate wordt beïnvloed door bijvoorbeeld opdrijven en opbarsten.

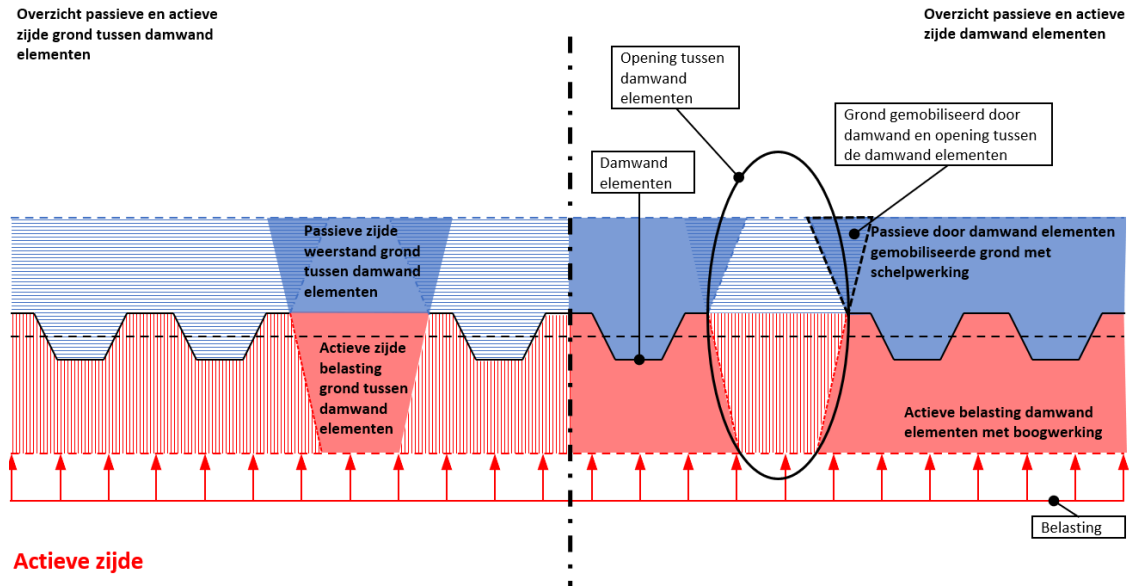
In de PPL en OSPW wordt voor de aandrijvende kracht uitgegaan van de actieve belasting vermenigvuldigd met de hart op hart afstand. Voor de weerstand biedende kracht zit een verschil, conform de PPL wordt enkel de weerstand over de breedte van de openingen meegenomen terwijl in de OSPW de weerstand over de hart op hart afstand wordt meegenomen. Op basis van de literatuur is niet duidelijk wat hier exact aan te grondslag ligt, dit zal nader onderzocht worden op basis van de Plaxis analyses.

Zolang de aandrijven en weerstandbiedende druk in evenwicht zijn dan zal er geen doorpersen van grond in de gaten tussen constructiedelen kunnen plaatsvinden en treedt er dus geen 'snijden' op.

Afbeelding 2.1 Overzicht passieve en actieve zijde grond discontinue damwand

Passieve zijde

Overzicht passieve en actieve zijde grond tussen damwand elementen



Actieve zijde

2.1.2 Inzicht krijgen in de kennis over faalmechanisme snijden van grond en de beoordeling daarvan op basis van bestaande literatuur

Er is veel bestaande literatuur beschikbaar die methodes geven voor het bepalen van de laterale weerstand van horizontaal belaste constructies zoals damwanden, palen en palenrijen. Alle modellen gaan uit van het ontstaan van een grondwig aan het oppervlak, sommige modellen gaan ook uit van lokaal falen van grond op grotere diepte voor horizontaal belaste palen. Opgemerkt wordt dat bij al deze methodes in feite de constructie wordt getoetst, het betreft dus geen toets op grondvervormingen door de constructieve elementen.

- de methode van PY-curves (Reese en O’neill) kan het beste gebruikt worden voor bepaling van de laterale grondweerstand van horizontaal belaste palen met grote diameters. Dit model wordt ook gebruikt voor de bepaling van de passieve laterale grondweerstand van cohesieve (ongedraineerde) gronden in de PPL;
- om de invloed van overlappende grondwigen aan de passieve zijde van palen te bepalen is de methode van Reese ontwikkeld. Uit deze methode volgt dat bij een hart op hart afstand van $3,75 \cdot \text{paaldiameter (D)}$ of meer er geen reductie meer is in de passieve weerstand van de palen en er dus geen sprake is van overlappende grondwigen. Bij een kleinere hart op hart afstand dan $3,75 \cdot D$ is er sprake van overlappende grondwigen aan de passieve zijde en dient de passieve weerstand te worden gereduceerd. Opgemerkt wordt dat dit effect geen onderdeel is van de toets op snijden zoals opgenomen in Bijlage B.2 van de PPL;

Het evenwicht (macrostabiliteit) van een gegraven diepwand sleuf is gedeeltelijk vergelijkbaar met het evenwicht van de grond in de opening tussen twee damwandelementen. Aan de actieve zijde heeft de grond bij een gegraven diepwandsleuf namelijk de neiging om een glijvlak te vormen dat afschuift in de sleuf. De weerstandbiedende factoren zijn hierbij de steunvloeistof die voor weerstand zorgt en de schuifweerstand langs het glijvlak. Verschil met de situatie van een langsconstructie met openingen is dat de weerstand wordt verzorgd door de passieve gronddruk in plaats van de steunvloeistof.

In de CUR166 is een methode gegeven om de invloed van boogwerking aan de actieve zijde mee te nemen middels een nomogram dat normaal gesproken gebruikt wordt voor het bepalen van de actieve gronddruk op de secundaire damwandelementen bij een combiwand. De benodigde input voor dit nomogram is:

- diepte;

- tussenafstand tussen de elementen;
- effectieve hoek van inwendige wrijving.

Deze methode is mogelijk interessant om toe te passen bij het bepalen van de actieve druk op de grond tussen de constructie openingen voor de toets op snijden.

In Bijlage I.7 is in Tabel I.1 een overzicht gepresenteerd van methoden die zijn opgenomen in de literatuurstudie. Per methode zijn de formules en parameters die daarin een rol spelen beschreven en benoemd. Hieruit is voor aanvang van de Plaxis 2D analyse een beeld gevormd welke parameters impact hebben en daarmee relevant zijn om te variëren om inzicht te krijgen in gevoeligheid van de configuratie op het fenomeen snijden van grond. De belangrijkste parameters die terugkomen zijn:

- diameter/paneelbreedte constructie;
- de opening tussen stijve elementen;
- heersende spanningsniveau in de grond;
- sterkte van de grond.

In de Plaxis 2D analyse zijn varianten onderzocht waarbij in ieder geval bovenstaande parameters zijn gevarieerd.

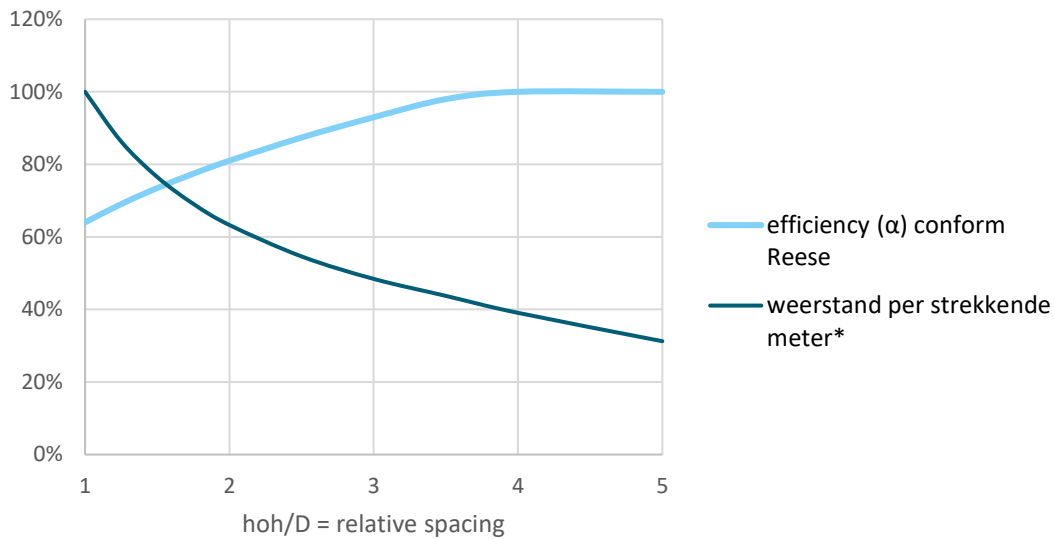
2.1.3 Wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte tot 1,4 m ten opzichte van het in PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

De maximale openingsbreedte van horizontaal belaste constructies (palen, combiwanden) is veelal aanzienlijk groter dan 1m. Dit duidt erop dat met het oog op de weerstand van de constructie het mogelijk is om grotere openingen toe te passen dan 1 m.

Op basis van de methode van Reese voor overlappende grondwiggen bij palenrijen kan worden afgeleid dat bij kleinere hart op hart afstanden de maximale laterale grondweerstand gereduceerd moet worden ten opzichte van een enkele paal (p), zie ook afbeelding 2.2. Bij $3,75 \cdot \text{paaldiameter (D)}$ is er geen sprake meer van overlappende palenrijen en is de horizontale weerstand gelijk aan die van een enkele paal (100 %). Dit betekent echter niet dat bij grotere openingen de totale horizontale weerstand toeneemt. Ondanks dat de efficiency bij kleine openingen afneemt, neemt de netto weerstand per strekkende meter wel toe omdat de relatieve lengte waarover constructieve elementen in de grond aanwezig zijn toeneemt, zie ook afbeelding 2.2. Hierbij is de weerstand uitgedrukt als percentage ten opzichte van de (theoretische) weerstand in situatie zonder openingen.

Op basis van de bestaande literatuur voor horizontaal belaste palen wordt dus vastgesteld dat het toepassen van grotere openingen leidt tot een afname van de horizontale weerstand per strekkende meter. Of dit toelaatbaar is, is afhankelijk van de horizontale belasting op de constructie. Het maximaliseren van de openingsbreedte tot een maximum van 1,0m lijkt daarbij niet noodzakelijk, een grotere openingsbreedte lijkt op basis daarvan dus toelaatbaar.

Afbeelding 2.2 Horizontale weerstand bij overlappende palenrijen en weerstand per strekkende meter*



* Hierbij is de weerstand uitgedrukt als percentage ten opzichte van de (theoretische) weerstand in situatie zonder openingen

2.1.4 Wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

Zoals ook al in de voorgaande paragraaf is geconstateerd is er veel ervaring en literatuur beschikbaar omtrent het toepassen van horizontaal belaste palen. Het toepassen van een smaller paneel (bij gelijkblijvende opening) zal leiden tot een grotere efficiency per paneel maar een lagere weerstand per strekkende meter, zie ook afbeelding 2.2. Mits het paneel de belasting kan opnemen lijkt met het oog op de horizontale weerstand een smaller paneel dus toelaatbaar.

Echter vanuit de resultaten vanuit de Eemdijkproef volgt juist de aanbeveling dat brede panelen (3 dubbele Z-profielen) de voorkeur hebben boven smalle profielen. Dit volgt met name uit het feit dat gebleken is dat smalle profielen erg rotatie gevoelig zijn. Voor reguliere (buis)palen is dit geen probleem aangezien deze profielen symmetrisch zijn en dus dezelfde sterkte en stijfheidseigenschappen hebben in alle richtingen. Echter voor damwanden is dat niet het geval en kan het roteren van het profiel grote impact hebben op de constructieve eigenschappen van de constructie.

De aanbeveling in de PPL ligt dus in lijn met de aanbeveling vanuit de Eemdijkproef. Of het onder bepaalde voorwaarden toch toelaatbaar is om smalle damwandpanelen toe te passen dient nader onderzocht te worden. Opgemerkt wordt dat de voorwaarde voor het minimale aantal panelen dus met name gericht is om het constructieve gedrag van de damwandpanelen te waarborgen. De voorwaarde lijkt dus niet te volgen uit de toets op snijden en is daarom binnen dit onderzoek nader uitgewerkt.

3

PLAXIS 2D ANALYSE

3.1 Inleiding

In de Plaxis 2D analyse zijn verschillende configuraties voor discontinue damwand constructies gemodelleerd. Paneelbreedte en openingsbreedte zijn gevarieerd om inzicht te krijgen in het effect van de configuratie op het grondgedrag rondom de openingen in deze constructies. Daarnaast zijn per configuratie verschillende locaties en dieptes beschouwd met bijbehorende spanningsniveaus, grondsterkte en -stijfheid en veerstijfheid van de damwand, om inzicht te krijgen in de afhankelijkheid daarvan.

De constructie is in Plaxis 2D in bovenaanzicht gemodelleerd. Hierbij is de constructie op een zeker niveau in het horizontale vlak doorgesneden om een doorsnede op een diepte over de lengte van de constructie te verkrijgen. Dit geeft de mogelijkheid om in een 2D model de constructie over een zekere lengte te modelleren en het grondgedrag rondom constructies en openingen te modelleren.

In de beoordeling van het grondgedrag ligt de focus op de beoordeling van het falen van de grond in de openingen tussen de damwandconstructies. De damwandconstructie is verend ondersteund en de grond is tot falen belast.

In paragraaf 3.2 is de afleiding van uitgangspunten voor de berekening gepresenteerd. In paragraaf 3.3 zijn de beschouwde varianten voor verschillende configuraties discontinue damwandconstructies, spanningsniveaus, grondeigenschappen en veerstijfheden opgenomen. Vervolgens is in paragraaf 3.4 de Plaxis 2D modellering nader toegelicht. In paragraaf 3.5 is een overzicht van de resultaten van de Plaxis 2D analyse opgenomen. Afsluitend zijn in paragraaf 3.6 conclusies van de Plaxis 2D analyse opgenomen.

3.2 Uitgangspunten berekening

Voor de gebruikte grondparameters is zoveel mogelijk aangesloten bij de grondparameters zoals gebruikt bij dijktraject 14-1. Een deel van de grondparameters is spanningsafhankelijk. In de doorsnede in het horizontale vlak is in het Plaxis model een spanningsniveau opgelegd dat op die specifieke diepte en locatie geldt. Dit wijkt daarmee af van een meer gangbare modellering in Plaxis waarbij in het verticale vlak een doorsnede is genomen en spanningstoestand variabel over de diepte is. De spanningsafhankelijke grondparameters zijn voor verschillende dieptes specifiek afgeleid voor de heersende spanningstoestand.

3.2.1 Keuze representatieve Plaxis berekening

Voor het ontwerp van de versterking van dijktraject 14-1 is onderscheid gemaakt in de volgende secties:

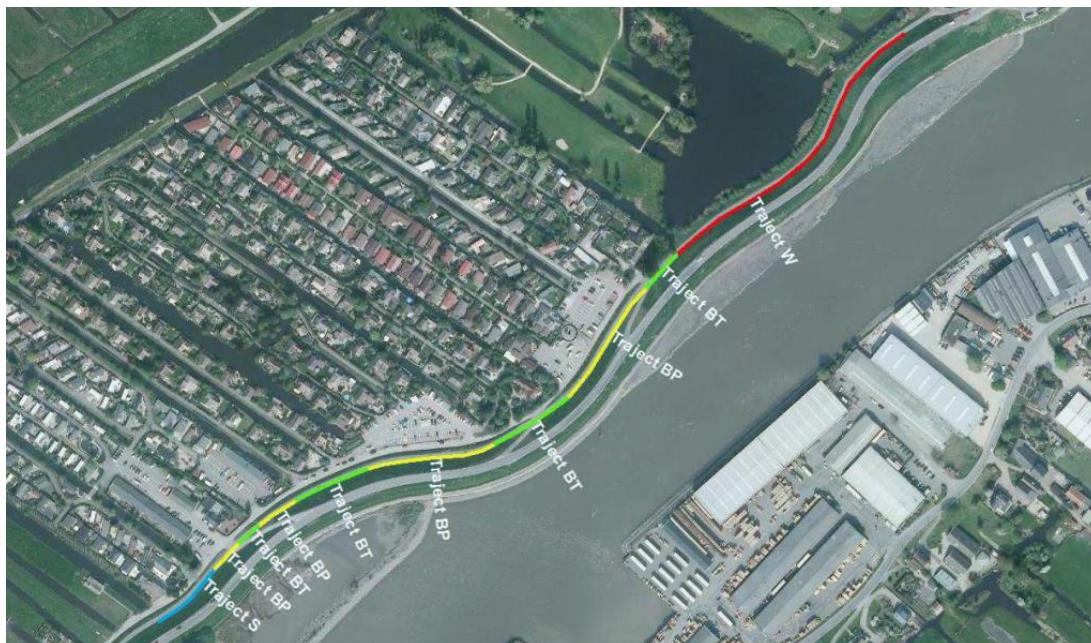
- dijkvak Dorpsstraat in Capelle aan den IJssel (zie afbeelding 3.1) [ref. 8] en [ref. 9];
 - sectie 1: onverankerde damwand halverwege het buitentalud. Openingspercentage van 50 %;
 - sectie 2: parallelle onderling gekoppelde dubbele damwand (kistdam) ter plaatse van de binnen en buitenteen. Openingspercentage van 50 %;
 - sectie 3: verankerde damwand in de binnenteen. Geen openingen;

- dijkvak Oosteinde Moordrecht (zie afbeelding 3.2) [ref. 7];
 - sectie BP: onverankerde damwand in het binnentalud. Openingspercentage van 45 %;
 - sectie BT: onverankerde damwand in de binnentalud. Openingspercentage van 50 %;
 - sectie S: onverankerde damwand in de binnenteen. Openingspercentage van 45 %;
 - sectie W: ter plekke van een wiel achter de dijk: Onverankerde damwand in de binnenteen. Openingspercentage van 45 %;
 - sectie W: ter plekke van de golfbaan: Onverankerde damwand in de binnenteen. Openingspercentage van 20 %.

Afbeelding 3.1 Dijkvak Dorpsstraat in Capelle a/d IJssel [ref. 8]



Afbeelding 3.2 Dijkvak Oosteinde Moordrecht [ref. 7]



Zoals in paragraaf 1.3 beschreven ligt de focus binnen het onderzoeksproject op het fenomeen snijden van grond bij discontinue damwandconstructies als versterkingsmaatregel voor de verhoging van de binnenwaartse macrostabiliteit. Het ontwerp van de versterking binnen traject BT sluit hier het best bij aan.

De keuze voor snede BT is gebaseerd op de volgende beredenering:

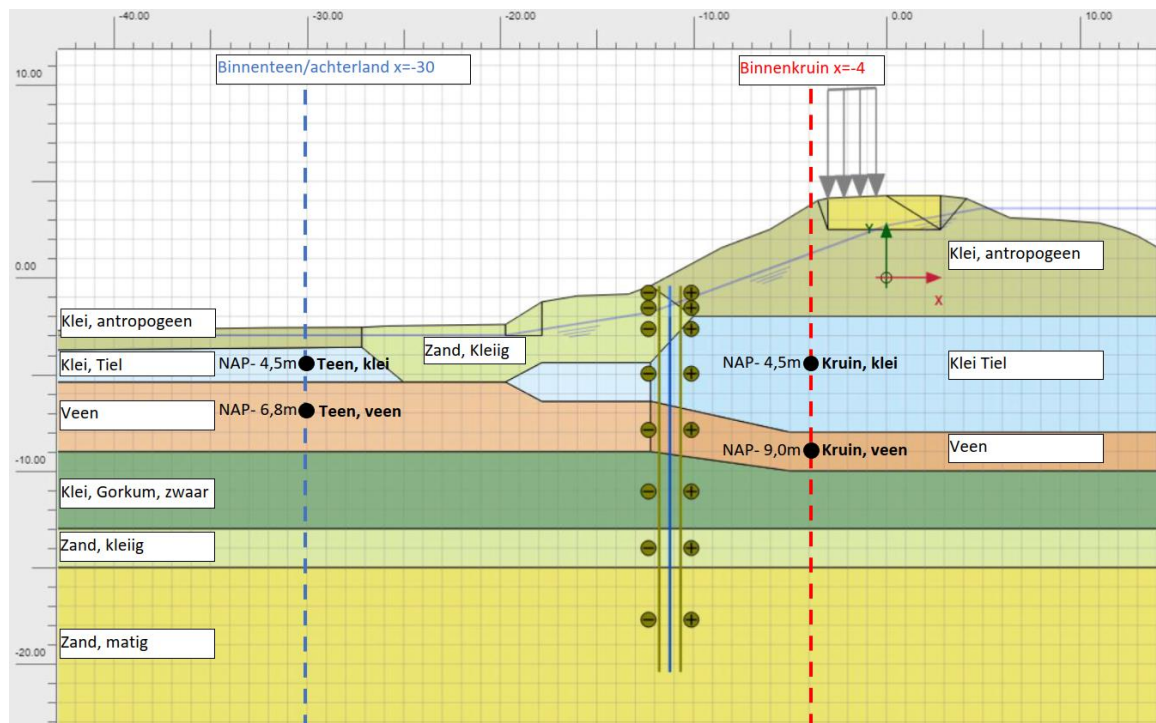
- de snedes bij dijkvak Dorpsstraat Capelle sluiten niet goed aan op deze focus, de constructie in sectie 1 bevindt zich in het buitentalud, in sectie 2 is een kistdam toegepast en in sectie 3 is de constructie niet discontinu;
- binnen het dijktraject Oosteinde Moordrecht is Traject S zeer kort waardoor traject S minder representatief voor het gehele dijktraject is en bevindingen minder impact hebben;
- het dijktraject Oosteinde Moordrecht bestaat voor het grootste gedeelte uit traject BP en BT, waarbij het verschil tussen de beide snedes de aanwezigheid van een parkeerplaats in het achterland is ter plekke van traject BP. De situatie zonder parkeerplaats in het achterland is een meer gangbare situatie in het algemeen, dit is de situatie bij snede BT. Deze snede is ook als maatgevende snede gebruikt voor de toetsing van snijden op grond voor het ontwerp van traject BP en BT. Daarom is snede BT gebruikt voor de bepaling van de grondparameters.

Voor dit onderzoek wordt uitgegaan van 1 enkele snede, opgemerkt wordt dat voor de daadwerkelijke beoordeling van dit traject wel alle snedes beschouwd dienen te worden.

3.2.2 Locaties en dieptes

De grondparameters zijn voor twee locaties en op twee diepten bepaald. De keuze voor de diepte is zo bepaald dat de grondparameters halverwege een aanwezige klei laag en halverwege een aanwezige veenlaag bepaald zijn. Voor de locaties is gekozen voor een locatie in de binnenteen, waar de spanningen in de klei en veen laag relatief laag zijn en voor een locatie in de binnenkruin waar de spanningen in de klei en veen laag relatief hoog zijn. Zie afbeelding 3.3 voor de gekozen locaties en diepten. De locatie van de binnenteen is zodanig gekozen dat de relatief zware kleiige zandlaag de spanningstoestand niet beïnvloedt.

Afbeelding 3.3 Locatie en diepte gebruikte grondparameters en spanningstoestand



3.2.3 Grondparameters

Voor de Plaxis 2D analyse is het Hardening Soil grondmodel gehanteerd. Dit grondmodel is ook het voor het ontwerp van de versterking in dijktraject 14-1 gebruikt, daarmee kunnen de modelparameters direct worden overgenomen om zo dicht mogelijk bij de uitgangspunten van dijktraject 14-1 te blijven. De stijfheidsparameters van de grond zijn overgenomen uit de uitgangspunten rapportage van traject 14-1. Het gemodelleerde stijfheidsgedrag in het Hardening Soil model is spanningsafhankelijk, daarmee is het van belang om de heersende spanningstoestand juist te modelleren. Als sterkte parameter is de ongedraineerde schuifsterkte gebruikt. De ongedraineerde schuifsterkte is afhankelijk van de sterkte van de grond en het spanningsniveau. De maximaal te mobiliseren schuifsterktes τ_{max} is in de representatieve Plaxis 2D berekening van sectie BT in de hoogwaterbelastingssituatie uitgelezen op de beschouwde locaties en dieptes (beschreven in 3.2.2). Zie tabel 3.1 voor de gebruikte grondparameters.

Tabel 3.1 Spanningsniveaus, stijfheids en sterkteparameters grondlagen op verschillende locaties en dieptes

	Teen, klei	Teen, veen	Kruin, klei	Kruin, veen	
niveau laag	-4,5	-6,8	-4,5	-9,0	m+NAP
effectieve spanningen					
σ'_{xx}	-32,6	-32,9	-48,5	-62,5	kN/m ²
σ'_{yy}	-13,7	-18,0	-82,1	-111,6	kN/m ²
σ'_{zz}	-13,7	-17,1	-46,3	-62,4	kN/m ²
stijfheid grondlaag					
$E_{50,ref}$	3.000	1.000	3.000	1.000	kN/m ²
$E_{oed,ref}$	1.500	500	1.500	500	kN/m ²
$E_{ur,ref}$	12.000	4.000	12.000	4.000	kN/m ²
power m	0,8	0,8	0,8	0,8	-
$S_{u,ref}$ ($\tau_{max;Plaxis}$)	11	11	24	31	kN/m ²
OCR	1	1	1	1	-
POP	0	0	0	0	kN/m ²

3.2.4 Modelling damwand

Het gemodelleerde damwandtype is een AZ36-700N. Er is voor dit damwandtype gekozen omdat dit een veelgebruikt damwandprofiel is dat ook voor dijktraject 14-1 ter plekke van snede BT gebruikt is. De oriëntatie van het profiel is zodanig dat de flens van de damwand, ter plaatse van de opening, aan de polderzijde gepositioneerd is. Zie ook afbeelding 3.5, waarbij vanaf de bovenkant de belasting wordt aangebracht en dat de onderkant dus in feite de polderzijde betreft.

De constructie is in Plaxis 2D in bovenaanzicht gemodelleerd. Hierbij is de constructie op een bepaalde diepte in het horizontale vlak doorgesneden om een doorsnede op die diepte over de lengte van de constructie te verkrijgen. Met deze modelleringswijze dienen de damwandprofielen kunstmatig op hun plek gehouden te worden door middel van veerelementen. Deze elementen representeren de stijfheid van de damwand in de richting loodrecht op de damplanken met steun vanuit de grond.

De veerstijfheid van deze veren is voor elke locatie en grondlaag anders. De afgeleide stijfheid is daarmee diepte en locatie specifiek. De veerstijfheden zijn bepaald met behulp van de standaard uitdrukkingen vanuit de constructiemechanica voor een ingeklemde ligger ('Vergeet-Me-Nietjes'). De uitdrukkingen voor een

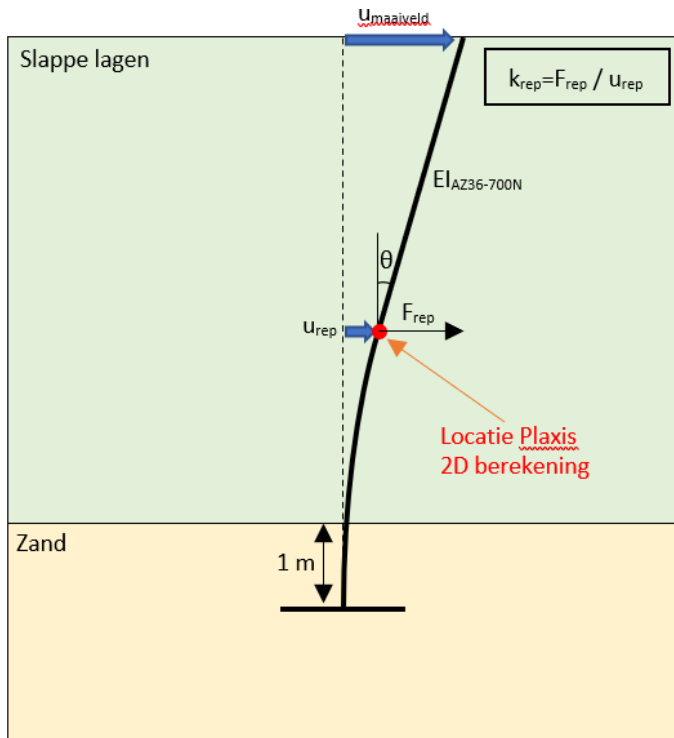
ingeklemde ligger is gebruikt omdat dit aansluit bij een damwand welke vanaf zekere diepte is ingeklemd is in een zandlaag. Het niveau van volledige inklemming is aangenomen op 1 m onder de bovenkant van de zandlaag. Met een maximaal toegelaten vervorming van de bovenkant van de damwand op maaiveld niveau is teruggerekend welke kracht op beschouwde diepte nodig is om deze vervorming aan het maaiveld te verkrijgen. Door de berekende kracht te delen door de vervorming is de representatieve veerwaarde ter plekke van de beschouwde snede bekend. Deze veerwaarde is onafhankelijk van de gekozen vervorming van de damwand op maaiveld niveau, zie afbeelding 3.4. Zie tabel 3.2 voor de gebruikte veerwaarden. In het kader van het onderzoek zijn de veerwaarden verdubbeld om op deze wijze ook het effect van gedeeltelijke ondersteuning van de damwand door de grond te schematiseren. De verdubbeling van de veerwaarde leidt tot vervormingen van de damwand van orde grootte 10 - 15 cm.

Er is gekozen om de damwandelementen middels de veren te ondersteunen op de hoekpunten van de damwandprofielen. Hier gedraagt het damwandprofiel zich het stijfst en ongeacht de configuratie worden hiermee altijd twee veren per enkele damwandplank toegepast. Daarnaast kunnen de flenzen hiermee vrij vervormen. Uit gevoeligheidsberekeningen blijkt dat dit een realistische vervorming van de damwand geeft. Zie afbeelding 3.5 voor de modellering van de verende ondersteuning voor twee dubbele damwand panelen.

Tabel 3.2 Veerwaarden damwand

	Teen, klei	Teen, veen	Kruin, klei	Kruin, veen	Dimensie
berekende veerwaarde per dubbele plank	520	1.020	690	3.080	kN/m
gebruikte veerwaarde per dubbele plank	1.040	2.040	1.380	6.160	kN/m
berekende veerwaarde per veer	130	255	173	770	kN/m
gebruikte veerwaarde per veer	260	510	345	1.540	kN/m

Afbeelding 3.4 Berekening veerwaarde damwand

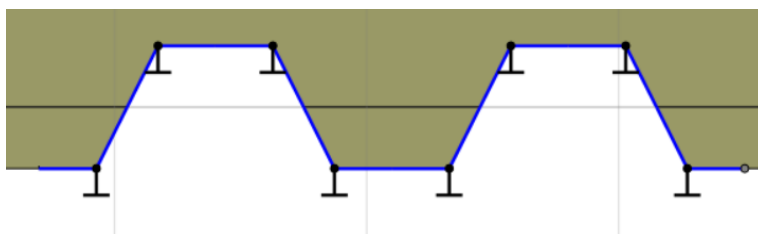


Omdat het damwandprofiel in bovenaanzicht is gemodelleerd (zie afbeelding 3.5) zijn voor de stijfheidseigenschappen ook de daadwerkelijke stijfheden voor het lijf en de flens van de profielen per strekkende meter als invoer gebruikt. In tabel 3.3 zijn deze eigenschappen opgenomen voor damwandprofiel AZ36-700N.

Tabel 3.3 Eigenschappen plaatelementen damwandprofiel AZ36-700N

Parameter	Eenheid	AZ36-700N Flens	AZ36-700N Lijf
EA	kN/m'	3,150*10 ⁶	2,352*10 ⁶
EI	kN/m'	59,063	24,586
d	m	0,0150	0,0112
w	kN/m/m'	0,1000	0,1000

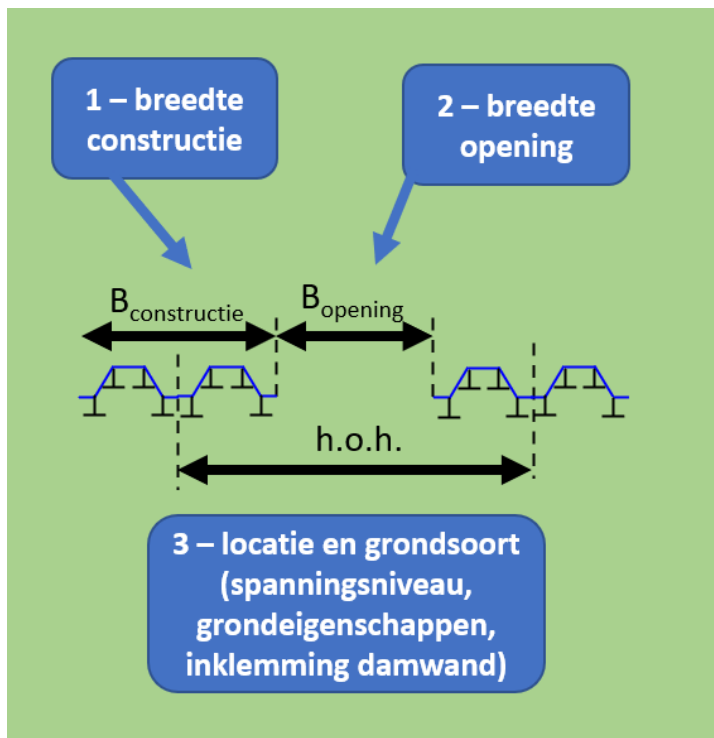
Afbeelding 3.5 Modelleringsverende ondersteuning twee dubbele damwandpanelen



3.3 Varianten configuratie discontinue damwandconstructies, spanningsniveaus, grondeigenschappen en veerstijfheden

In deze paragraaf zijn verschillende variaties voor configuraties van discontinue damwandconstructies opgesteld. In de analyse is voor alle variaties hetzelfde damwandprofiel gebruikt, hiervoor is damwandprofiel AZ36-700 gekozen. Om de invloed van de configuratie van de discontinue damwanden op de veiligheid tegen het mechanisme snijden van grond te beoordelen zijn verschillende configuraties beschouwd. Hiervoor zijn de paneelbreedte van het aantal aaneengesloten damwandplanken in het slot en de breedte van de opening tussen deze panelen gevarieerd. Per configuratie zijn variaties gedraaid voor verschillende locaties en grondsoorten, resulterend in variaties in spanningsniveau, grondsterkte en - stijfheid en inklemming van de damwand. Zie ook afbeelding 3.6.

Afbeelding 3.6 Overzicht variaties configuratie discontinue damwandconstructie



In tabel 3.4 is een overzicht van de verschillende beschouwde configuraties van discontinue damwandconstructies opgenomen. Toelichting:

- 1 configuratie zoals minimaal voorgeschreven in de PPL. Twee dubbele planken in het slot en 1,0 m opening. Opgenomen als basis variant om overige varianten mee te vergelijken;
- 2 configuratie met twee dubbele planken in het slot en een opening vergroot naar 1,4 m, om de invloed van het vergroten van de opening op het mechanisme en risico op snijden van grond te onderzoeken;
- 3 configuratie met enkele dubbele planken in het slot en een opening van 1,4 m, zoals toegepast in dijktraject 14-1. De invloed van wijziging paneelbreedte op het mechanisme en risico op snijden van grond ten opzichte van configuraties 2 en 4 is onderzocht;
- 4 configuratie met drie dubbele planken in het slot en een opening van 1,4 m. Gewenste paneelbreedte volgend uit de POVM Eemdijkproef [ref. 11]. De invloed van wijziging paneelbreedte op het mechanisme en risico op snijden van grond ten opzichte van configuraties 2 en 3 is onderzocht.

Zoals beschreven zijn per configuratie de verschillende varianten gedraaid zoals opgenomen in tabel 3.5 om invloed van verschillende locaties, diepteniveaus en grondeigenschappen te kunnen onderzoeken. Hierbij zijn twee locaties (kruin en teen) en per locatie twee diepteniveaus (klei- en veenlaag) beschouwd die

overeenkomen met de beschreven locaties en dieptes in 3.2.2 in dijktraject 14-1. Op deze locaties en dieptes zijn verschillende grondlagen en spanningsniveaus aanwezig die invloed hebben op de lokale sterkte en stijfheid. Deze zijn in 3.2.3 afgeleid en gepresenteerd in tabel 3.1. De gehanteerde veerstijfheden die de inklemming op het beschouwde diepteniveau representeren zijn opgenomen in tabel 3.2.

Tabel 3.4 Overzicht configuraties discontinue damwandconstructie

Configuratie	Panelen	Paneelbreedte	Openingsbreedte	Openingspercentage
1	2x dubbele plank	2,8 m	1,0 m	26 %
2	2x dubbele plank	2,8 m	1,4 m	33 %
3	1x dubbele plank	1,4 m	1,4 m	50 %
4	3x dubbele plank	4,2 m	1,4 m	25 %

Tabel 3.5 Overzicht varianten locatie, diepte, spanningsniveau, grondsterkte, stijfheid en veerstijfheid

Variant	Locatie	Diepte	Spanning/sterkte/stijfheid [-]	Veerstijfheid [-]
a	kruin	kleilaag	kruin - kleilaag	kruin - kleilaag
b	kruin	veenlaag	kruin - veenlaag	kruin - veenlaag
c	teen	kleilaag	teen - kleilaag	teen - kleilaag
d	teen	veenlaag	teen - veenlaag	teen - veenlaag

Aanvullend zijn voor één locatie aanvullend nog varianten beschouwd waarbij voor elke paneelbreedte, de openingsbreedte verder is vergroot om verder inzicht te krijgen in de werking van het systeem bij grotere openingen voor verschillende paneelbreedtes. Hiervoor is de locatie teen, op diepte van de kleilaag gebruikt.

Tabel 3.6 Overzicht aanvullende configuraties om invloed paneelbreedte en openingsbreedte te beschouwen

Variant	Panelen	Paneelbreedte	Openingsbreedte	Openingspercentage
5 a, b, c	2x dubbele plank	2,8 m	2,0 m - 2,8 m - 4,2 m	42 % - 50 % - 60 %
5 d, e, f	1x dubbele plank	1,4 m	1,0 m - 2,0 m - 2,8 m - 4,2 m	42 % - 59 % - 67 % - 75 %
5 g, h, i, j, k	3x dubbele plank	4,2 m	1,0 m - 2,0 m - 2,8 m - 4,2 m	19 % - 32 % - 40 % - 50 %

In tabel 3.7 is een overzicht opgenomen van alle configuraties met variaties voor locatie en diepte die zijn beschouwd in Plaxis 2D.

Tabel 3.7 Overzicht configuraties met varianten

Configuratie	Variant	Panelen	Paneelbreedte	Openingsbreedte	Openingspercentage	Locatie	Diepte
1	a	2x dubbele plank	2,8 m	1,0 m	26 %	kruin	kleilaag
	b	2x dubbele plank	2,8 m	1,0 m	26 %	kruin	veenlaag
	c	2x dubbele plank	2,8 m	1,0 m	26 %	teen	kleilaag
	d	2x dubbele plank	2,8 m	1,0 m	26 %	teen	veenlaag

Configuratie	Variant	Panelen	Paneel-breedte	Openings-breedte	Openings-percentage	Locatie	Diepte
2	a	2x dubbele plank	2,8 m	1,4 m	33 %	kruin	kleilaag
	b	2x dubbele plank	2,8 m	1,4 m	33 %	kruin	veenlaag
	c	2x dubbele plank	2,8 m	1,4 m	33 %	teen	kleilaag
	d	2x dubbele plank	2,8 m	1,4 m	33 %	teen	veenlaag
3	a	1x dubbele plank	1,4 m	1,4 m	50 %	kruin	kleilaag
	b	1x dubbele plank	1,4 m	1,4 m	50 %	kruin	veenlaag
	c	1x dubbele plank	1,4 m	1,4 m	50 %	teen	kleilaag
	d	1x dubbele plank	1,4 m	1,4 m	50 %	teen	veenlaag
4	a	3x dubbele plank	4,2 m	1,4 m	25 %	kruin	kleilaag
	b	3x dubbele plank	4,2 m	1,4 m	25 %	kruin	veenlaag
	c	3x dubbele plank	4,2 m	1,4 m	25 %	teen	kleilaag
	d	3x dubbele plank	4,2 m	1,4 m	25 %	teen	veenlaag
5	a	2x dubbele plank	2,8 m	2,0 m	42 %	teen	kleilaag
	b	2x dubbele plank	2,8 m	2,8 m	50 %	teen	kleilaag
	c	2x dubbele plank	2,8 m	4,2 m	60 %	teen	kleilaag
	d	1x dubbele plank	1,4 m	1,0 m	42 %	teen	kleilaag
	e	1x dubbele plank	1,4 m	2,0 m	59 %	teen	kleilaag
	f	1x dubbele plank	1,4 m	2,8 m	67 %	teen	kleilaag
	g	1x dubbele plank	1,4 m	4,2 m	75 %	teen	kleilaag
	h	3x dubbele plank	4,2 m	1,0 m	19 %	teen	kleilaag
	i	3x dubbele plank	4,2 m	2,0 m	32 %	teen	kleilaag
	j	3x dubbele plank	4,2 m	2,8 m	40 %	teen	kleilaag
	k	3x dubbele plank	4,2 m	4,2 m	50 %	teen	kleilaag

3.4 Modelling Plaxis 2D

3.4.1 Algemeen

In het model zijn twee aaneengesloten panelen van de discontinue damwandconstructie gemodelleerd. De randen van het model bevinden zich halverwege (symmetrisch) de opening naar de naastliggende damwandpanelen die niet in het model aanwezig zijn. Zie afbeelding 3.7 voor een overzicht van het Plaxis 2D model voor de configuratie met 2x dubbel paneel met 1,0 m opening. In paragraaf 3.2 is eerder ingegaan op de eigenschappen van de grondmodellen en de damwandprofielen en op de modellering van het damwandprofiel.

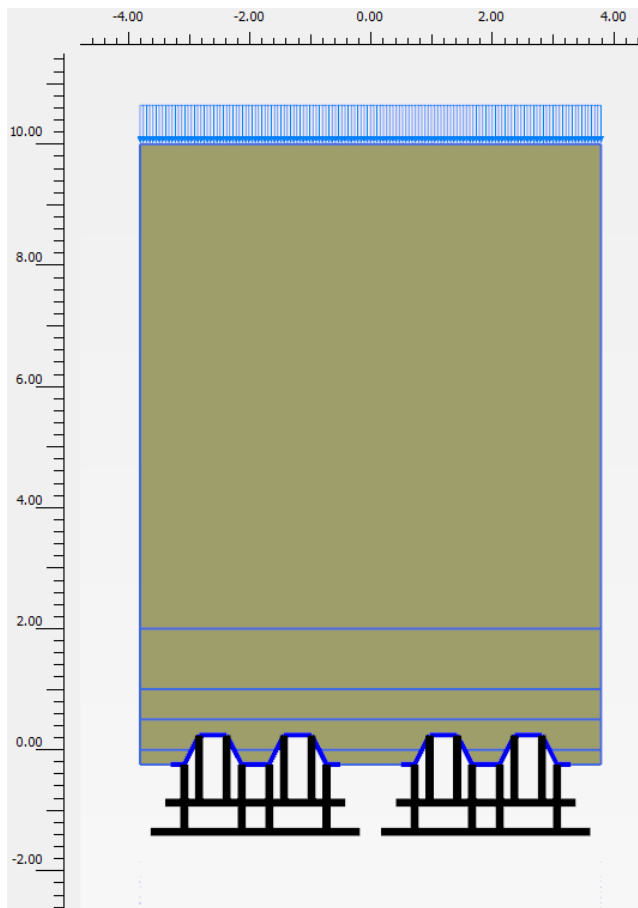
In het model zijn geen waterspanningen gemodelleerd, waardoor totaalspanningen gelijk zijn aan effectieve spanningen. De gemodelleerde grondlagen hebben geen gewicht. Het initiële spanningsniveau is opgelegd

middels externe lijnlasten. Door de externe lijnlast aan de onderkant van het model te deactiveren ontstaat er een spanningsverschil met als gevolg een belasting op de damwand, zie ook afbeelding 3.7.

De grondsterktes zijn gemodelleerd met drainage type Undrained(B), waarbij ongedraineerde schuifsterktes opgegeven zijn. Deze schuifsterktes zijn afgeleid in paragraaf 3.2.3.

Voor het ontwerp van langsconstructies volgens de PPL worden effecten van lange termijn bodemdaling in de Plaxis 2D modellering in rekening gebracht door een kruipfase toe te voegen. Als gevolg van deze bodemdaling wordt de damwandconstructie reeds belast voordat de hoogwaterbelastingssituatie optreedt. Er is dan al een spanningsverschil over de damwandconstructie aanwezig. Het is daarmee belangrijk om deze kruipfase in rekening te brengen in het ontwerp. In de gepresenteerde Plaxis 2D analyse is geen kruipfase gemodelleerd. Het in rekening brengen van effecten van bodemdaling kan ertoe leiden dat bezwijken op een ander moment optreedt. Het is echter voor deze Plaxis 2D analyse niet relevant om een kruipfase in rekening te brengen, omdat resultaten ten opzichte van elkaar worden beoordeeld en absolute waarden minder relevant zijn.

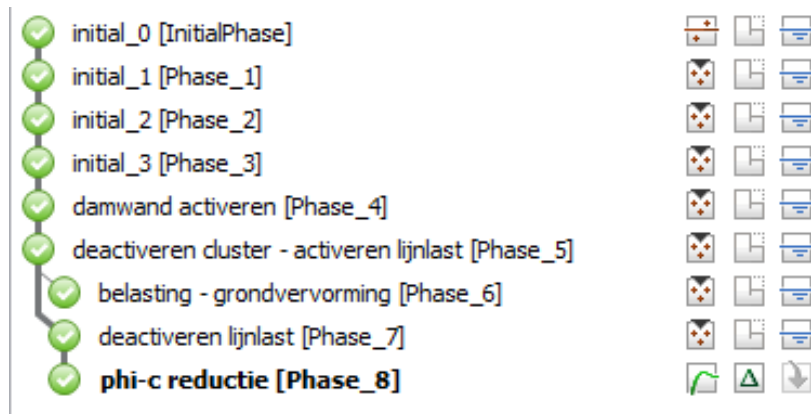
Afbeelding 3.7 Overzicht Plaxis 2D model 2x dubbel profiel en 1,0 m opening in fase 'deactiveren lijnlast [Phase_7]'



3.4.2 Fasering

In afbeelding 3.8 is een overzicht opgenomen van de gehanteerde fasering in de Plaxis 2D modellering. Vervolgens is per fase een korte toelichting gegeven.

Afbeelding 3.8 Overzicht fasering Plaxis 2D berekening



Opleggen spanningsniveau

In de schematisering is de damwandconstructie in het horizontale vlak doorgesneden, waarmee in de doorsnede bovenop de constructie wordt gekeken. Hiermee is het spanningsniveau uit het vlak σ'_{zz} gelijk aan het spanningsniveau in verticale richting σ'_v in het veld. De spanningsniveaus in σ'_{yy} en σ'_{xx} zijn beiden gelijk aan de horizontale spanningen σ'_h in het veld. In tabel 3.8 is een overzicht gegeven van de eerste drie fases om het juiste spanningsniveau in alle richtingen op te leggen.

Tabel 3.8 Overzicht fases Plaxis 2D berekening initiëren spanningsniveaus

Initial_1 [Phase_1]	Initial_2 [Phase_2]	Initial_3 [Phase_3]

Initial_1 [Phase_1]

In deze fase is aan de bovenzijde van het model een spanningsniveau σ'_{yy} gelijk aan de verticale effectieve spanning in het veld σ'_v opgelegd. In deze fase is een Mohr-Coulomb materiaalmodel met materiaaleigenschappen met een hoge dwarscontractiecoëfficiënt ($\nu=0,495$) toegepast, waardoor het spanningsniveau in y-richting (opgelegde σ'_{yy} in alle richtingen in dezelfde mate wordt doorgegeven. Hiermee wordt σ'_{zz} gelijk aan σ'_v verkregen.

Initial_2 [Phase_2]

In deze fase is de randvoorwaarde aan de linker rand van het model uitgezet en vervangen door een belasting in x-richting gelijk aan σ'_h . Aan de bovenzijde van het model is in y-richting ook σ'_h opgelegd. Daarnaast is een Mohr-Coulomb materiaalmodel met materiaaleigenschappen met een

dwarscontractiecoëfficiënt gelijk aan 0 toegepast, zodat het spanningsniveau in z-richting niet wordt beïnvloed door aanpassing van spanningen in x- en y-richting.

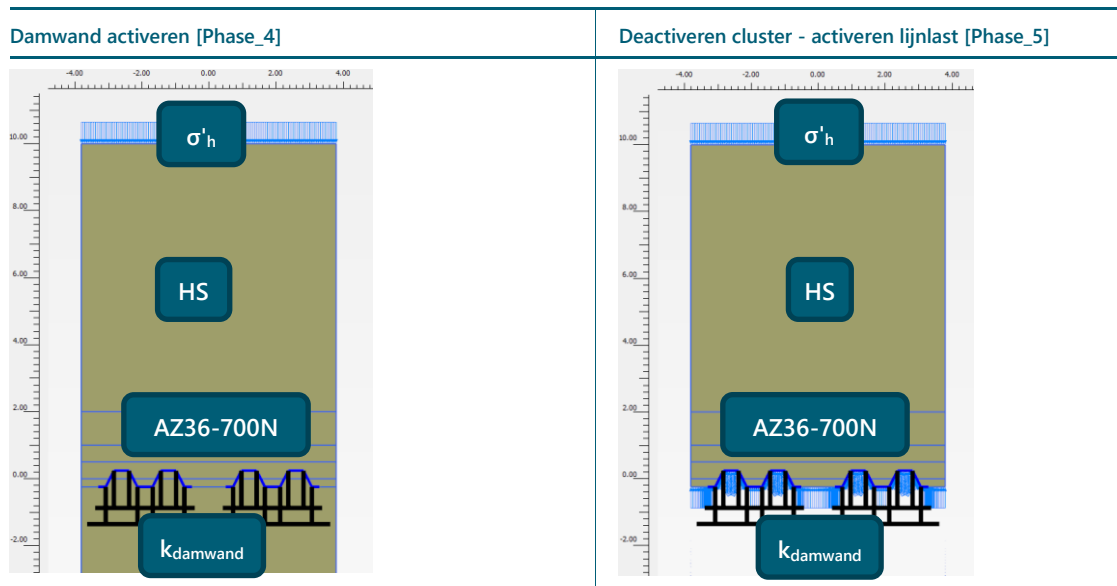
Initial_3 [Phase_3]

In deze fase is het Mohr-Coulomb materiaalmodel vervangen door Hardening Soil model, waarmee is gerekend gedurende de belastfases. De randvoorwaarde aan de linker rand van het model is weer aangezet waarmee de rand niet meer in x-richting vervormt en het opgelegde spanningsniveau in x-richting gehandhaafd blijft.

Activeren damwandprofiel

In tabel 3.9 zijn de fases opgenomen waarin het damwandprofiel inclusief veren is geactiveerd.

Tabel 3.9 Overzicht fases Plaxis 2D berekening activeren damwandprofiel



Damwand activeren [Phase_4]

In deze fase zijn de plaalementen en de veren ter ondersteuning van de damwandprofielen geactiveerd. Rondom de plaalementen zijn interface elementen aanwezig om de grondconstructie interactie juist te modelleren. Daarnaast zijn aan de uiteinden van de plaalementen tussen de openingen op de kopsse kanten korte interface elementen gemodelleerd. Dit is gedaan om de knoop aan het uiteinde van de plaat de ontkoppelen met de knoop van het grondelement, zodat de opening in het EEM model daadwerkelijk de grootte heeft zoals bedoeld.

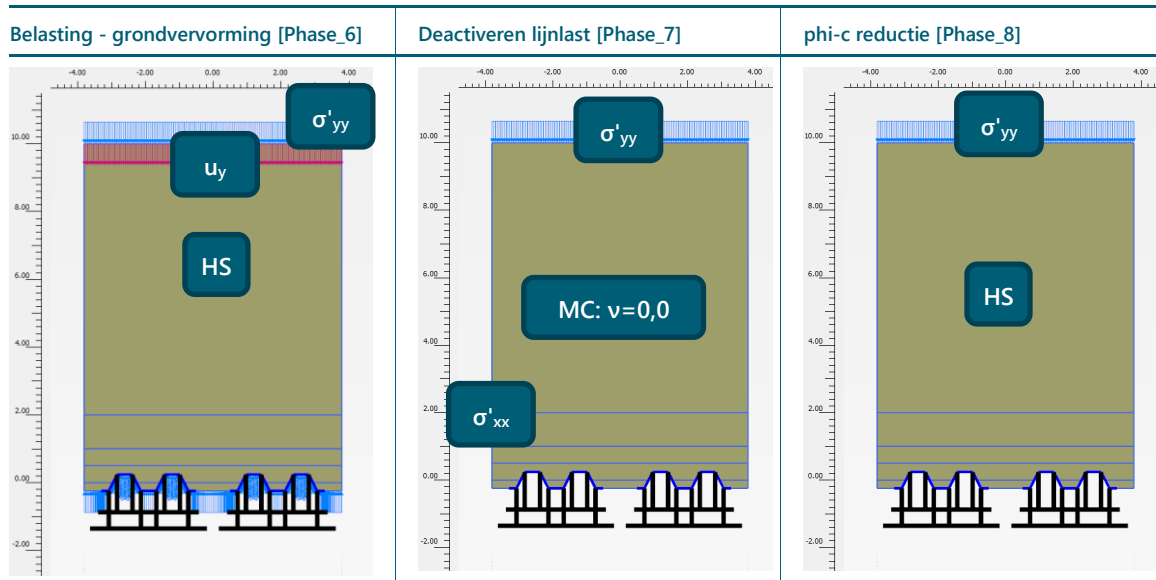
Deactiveren cluster - activeren lijnlast [Phase_5]

In deze fase is het grondcluster aan onderzijde van het model gedeactiveerd en vervangen door een lijnlast. Hiermee kan de steun die het damwandprofiel tijdens de belastfase ondergaat worden gecontroleerd. De lijnlast is gelijk aan het heersende spanningsniveau, waarmee in deze fase nog steeds evenwicht is. Deze lijnlast is tijdens de belastfase constant gehouden en representeert de steun die het damwandprofiel ondervindt als gevolg van de grond.

Belastingfases

In tabel 3.10 zijn de fases opgenomen waarin het damwandprofiel inclusief veren worden belast door enerzijds een opgelegde grondvervorming en anderzijds door de lijnlast te deactiveren en een phi-c reductie uit te voeren.

Tabel 3.10 Overzicht fases Plaxis 2D berekening opleggen belastingen



Belasting - grondvervorming [Phase_6]

In deze fase is aan de bovenzijde van het model een opgelegde vervorming in y richting opgelegd. Het model is daarmee aan de bovenzijde naar beneden gedrukt, waardoor de discontinue damwandconstructie door een grondvervorming wordt belast. De grootte van de opgelegde vervorming is afhankelijk gemaakt van het openingspercentage. Dit is gedaan om de belasting gelijk te houden, bij een lager openingspercentage is meer belasting nodig om hetzelfde volume door de openingen te drukken ten opzichte van hetzelfde volume bij een groter openingspercentage. Om de belasting gelijk te houden is daarom bij een kleiner openingspercentage ook een kleinere opgelegde vervorming gehanteerd.

De lijnlast aan de onderzijde van de damwanden blijft actief om de steun die de damwand door aanwezigheid van grond aan de achterzijde te representeren. De lijnlast is constant gehouden.

Deactiveren lijnlast [Phase_7]

Parallel aan fase 'Belasting - grondvervorming [Phase_6]' is een spoor opgezet voor een phi-c reductie. Om een aandrijvende kracht te creëren waarbij de constructie wordt belast voorafgaand aan de phi-c reductie is in deze fase de lijnlast onder de discontinue damwandconstructie gedeactiveerd.

Phi-c reductie [Phase_8]

Afsluitend is een phi-c reductie uitgevoerd om een beeld van de globale veiligheid van de configuratie te verkrijgen. Deze waarde dient niet in absolute zin te worden beoordeeld, maar relatief ten opzichte van verkregen veiligheidsfactoren voor andere configuraties onder dezelfde omstandigheden.

3.4.3 Mesh-fijnheid

Voorafgaand aan het uitvoeren van de berekeningen voor de verschillende variaties is de invloed van de mesh-fijnheid op de resultaten onderzocht. Enerzijds dient de fijnheid van het mesh dusdanig gekozen te zijn dat deze een verwaarloosbare invloed heeft op de uitkomst van de berekening. Anderzijds is de mesh-fijnheid effectief gekozen om de berekeningstijd te optimaliseren vanwege de hoeveelheid aan beschouwde variaties.

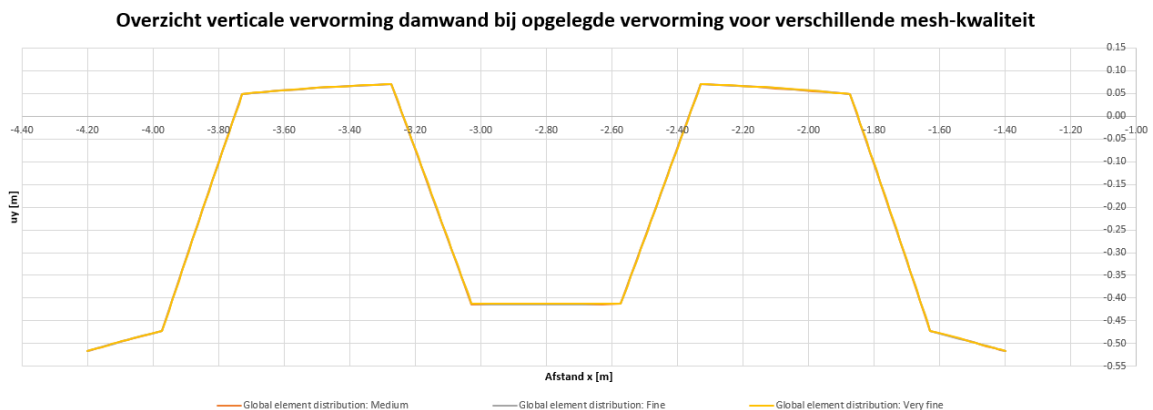
Voor aanvang van de berekeningen is voor één variatie (2,8m paneel breedte + 2,8m opening, klei teen) het effect van mesh-fijnheid op de resultaten beschouwd. Hierbij zijn drie verschillende variaties voor mesh-fijnheid beschouwd:

- Global element distribution: medium;
- Global element distribution: fine;
- Global element distribution: very fine;

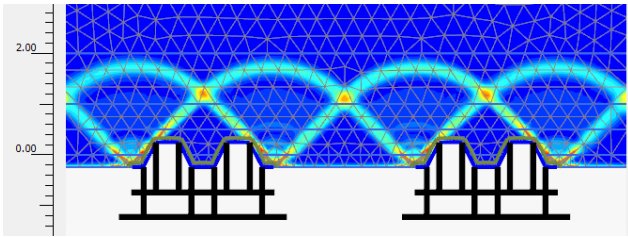
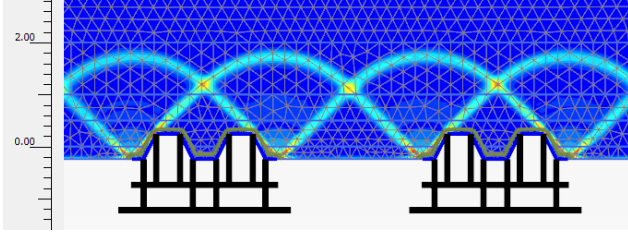
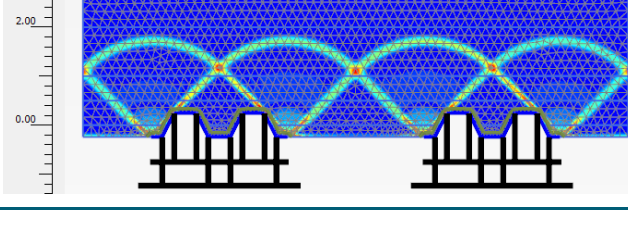
In Bijlage IV is een overzicht van de resultaten voor verschillende mesh-fijnheden opgenomen. De meshkwaliteit heeft een verwaarloosbare invloed op de globale spanningstoestand, de grondvervormingen en de bezwijkvorm in het model. In afbeelding 3.9 is een overzicht van het vervormde damwandprofiel in de fase 'belasting-grondvervorming' opgenomen voor verschillende mesh-fijnheden. Te zien is dat voor alle varianten de vervorming van het damwandprofiel gelijk is en de mesh-fijnheid verwaarloosbare invloed heeft op het resultaat. In tabel 3.11 is een overzicht van de schuifrekken in de phi-c reductie fase inclusief bereikte stabiliteitsfactor. De bezwijkvorm is voor de verschillende mesh-fijnheden gelijk. Er treden kleine verschillen op tussen de stabiliteitsfactoren (<0,5 %), veroorzaakt door verschil in mesh-fijnheid. In deze marge zit ook het effect van het moment van afkappen van de berekening in wanneer de stabiliteitfactor bij bezwijken kleine variaties vertoont. Gegeven het doel van de berekening zijn optredende verschillen in stabiliteitsfactoren verwaarloosbaar.

Uiteindelijk is gekozen om de berekeningen uit te voeren met een fijne globale element verdeling (Global element distribution: Fine).

Afbeelding 3.9 Overzicht optredende vervormingen uy damwand fase Belasting - grondvervorming model 2,8m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh



Tabel 3.11 Overzicht schuifrekken fase phi-c reductie model 2,8m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh & stabiliteitsfactor

Global element distribution: medium		$\Sigma M_{sf} = 2,154$
Global element distribution: fine		$\Sigma M_{sf} = 2,152$
Global element distribution: very fine		$\Sigma M_{sf} = 2,148$

3.5 Resultaten

3.5.1 Overzicht resultaten

De resultaten van de Plaxis analyse zijn op twee manieren geanalyseerd en inzichtelijk gemaakt:

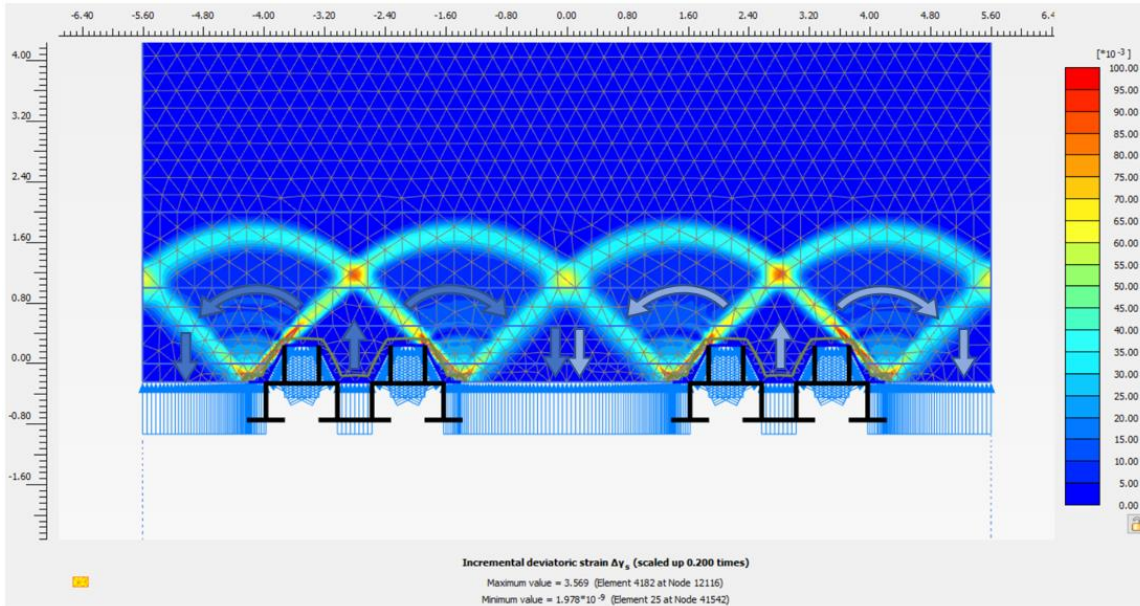
- middels de verkregen absolute waarde van de ΣM_{sf} parameter welke uit 'fase 8 phi-c reductie' uit het 2D Plaxis model is verkregen;
- grafisch, middels afbeeldingen van de Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$, effectieve spanningen (σ_{yy}), vervormingen (u_y) en plastic points welke uit 'fase 6 belasting - grondvervorming' zijn verkregen.

3.5.2 Werking mechanisme snijden van grond

De grafische analyse geeft inzicht in hoe het faalmechanisme snijden van grond bij damwanden zich ontwikkelt. Voor de variant met 2,8 m paneelbreedte en 2,8 m openingsbreedte op de locatie van de kleilaag bij de teen van de dijk zijn voor de belastingfase de toegenomen schuifrekken opgenomen in afbeelding 3.10:

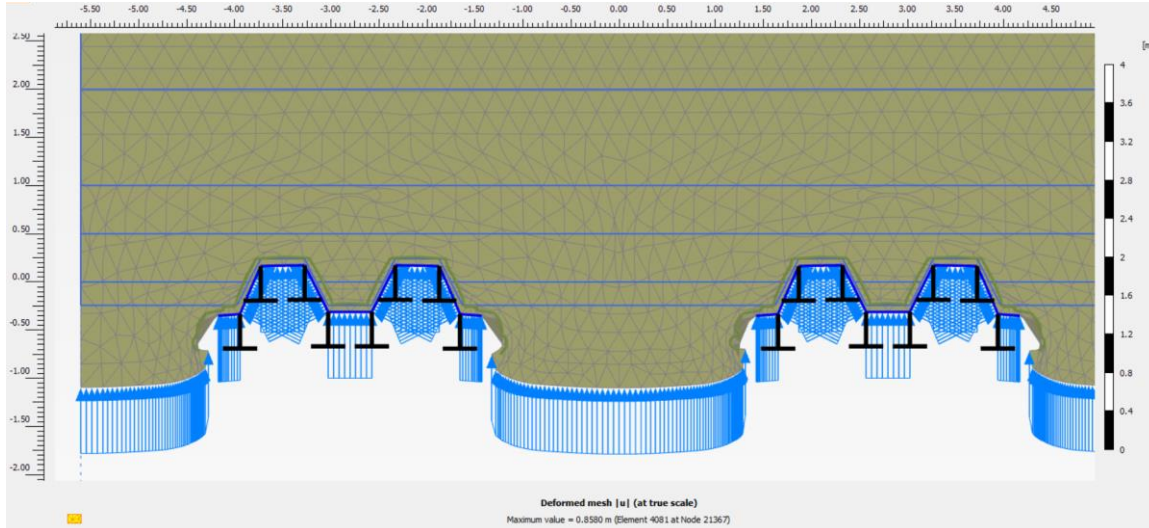
- achter elk paneel vormen zich twee wiggen, welke vergelijkbaar lijken met Prandtl wiggen bij een fundering op staal. Een wig loopt van de linker rand van het paneel naar de opening rechts van het paneel en een weg loopt van de rechte rand van het paneel naar de opening links van het paneel;
- de grond in de opening tussen de panelen wordt belast door beide wiggen van de naastgelegen panelen en wordt door de opening gedrukt.

Afbeelding 3.10 Deviator rek belasting fase 2,8m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen



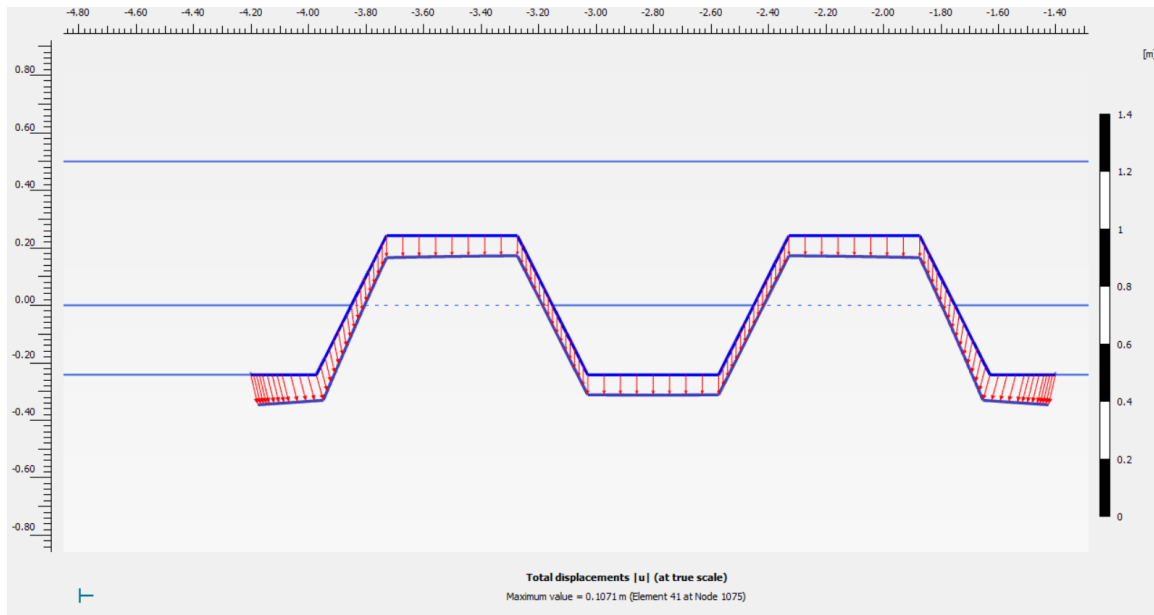
De gepresenteerde schuifrekken volgen uit de belasting fase. Zoals uitgelegd is er in deze fase een opgelegde vervorming opgelegd zodat de grond door de damwand opening wordt geperst. De vervormde situatie is weergegeven in afbeelding 3.11

Afbeelding 3.11 Vervorming grond en damwand



Verder wordt opgemerkt dat het vervormingsgedrag van de damwand overeenkomstig is zoals verwacht met de gehanteerde modelleringswijze (zie ook paragraaf 3.3). De vervorming van een van de twee damwand panelen is gegeven in afbeelding 3.12, waarbij te zien is dat de uitstekende flenzen meer vervormen hetgeen ook overeenkomt met de resultaten uit de Eemdijkproef [ref. 17]

Afbeelding 3.12 Vervorming damwandpaneel



Voor andere combinaties van locatie en grondlaag, openingen en paneelbreedtes kan een vergelijkbaar faalmechanisme gevonden worden. Zie hiervoor de volgende paragrafen.

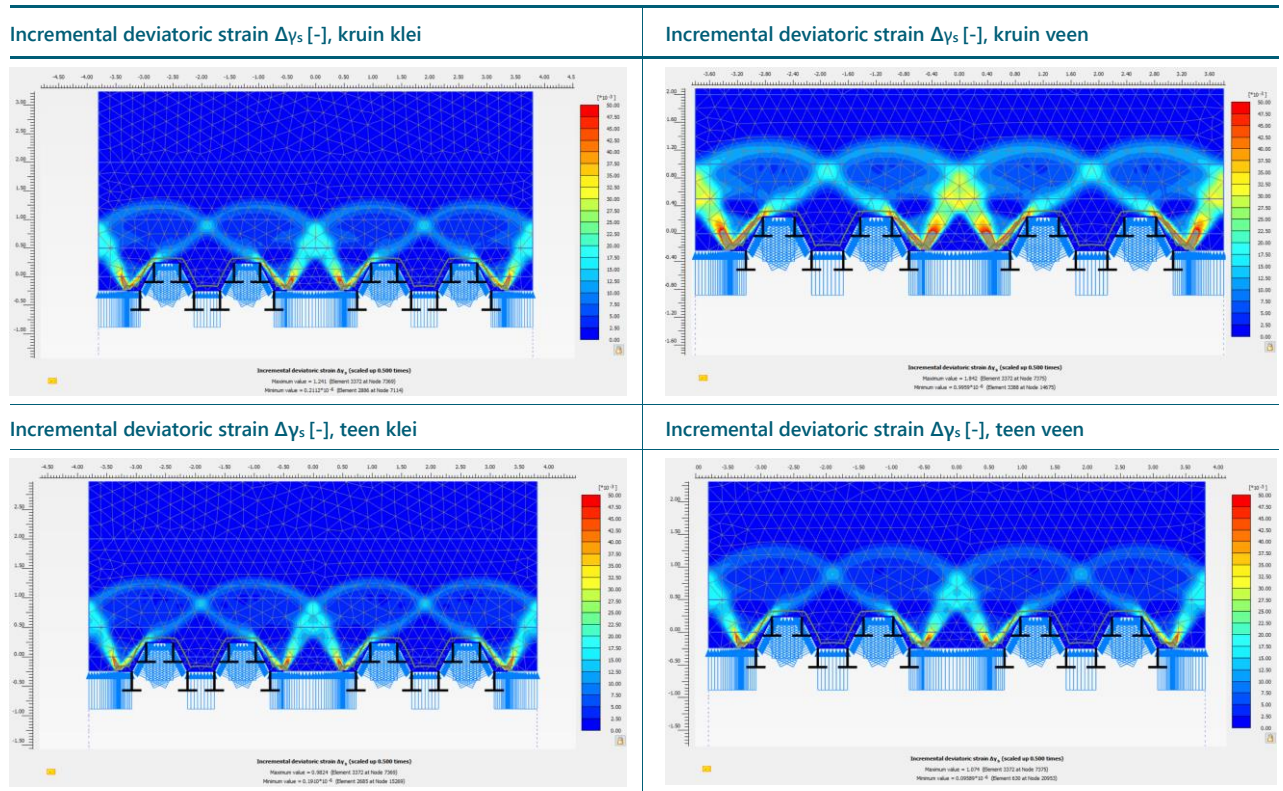
3.5.3 Invloed spanningsniveau, grondsterkte en -stijfheid

De resultaten uit voorliggende paragraaf hebben als doel om de invloed van verschillende spanningsniveaus, sterktes en stijfheden op het mechanisme snijden van grond vast te stellen. Deze vergelijking is grafisch gedaan. De vergelijking is gemaakt voor de configuratie zoals in de PPL voorgeschreven (2,8 m paneelbreedte en 1,0 m opening, 26 % openingspercentage).

Uit de vergelijking van het bezwijkgedrag van de grond voor verschillende spanningsniveaus, grondsterktes en -stijfheden volgt dat het gedrag vergelijkbaar is voor de verschillende grondsoorten. Door de verschillen in spanningsniveaus en sterktes is het gevonden bezwijkmoment verschillend maar de vorm van het verloop van de schuifrekken is voor alle grondsoorten gelijk, zie tabel 3.12. Dit geeft aan dat het bezwijkgedrag niet afhankelijk is van spanningsniveau, grondsterkte- en stijfheid, enkel het bezwijkmoment.

Voor beoordeling van de invloed van wijziging van de configuraties is om deze reden in het vervolg naar 1 grondsoort en locatie gekeken. Hiervoor is de locatie in de teen gekozen in de kleilaag, omdat dit een typische locatie is voor een binnenwaartse versterking.

Tabel 3.12 Vergelijking deviator rekken PPL configuratie (2,8 m + 1,0 m) verschillende locaties en grondsoorten

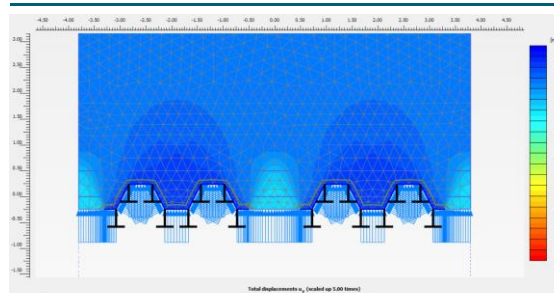
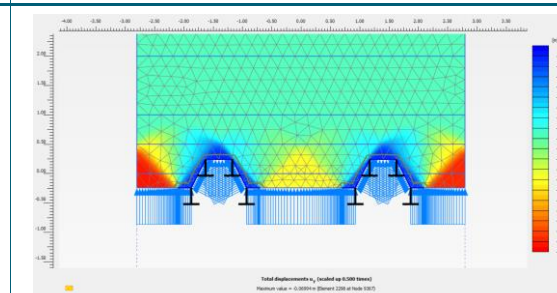
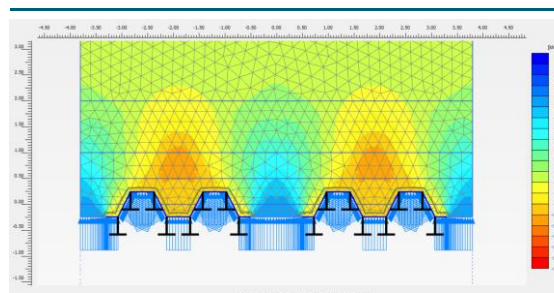
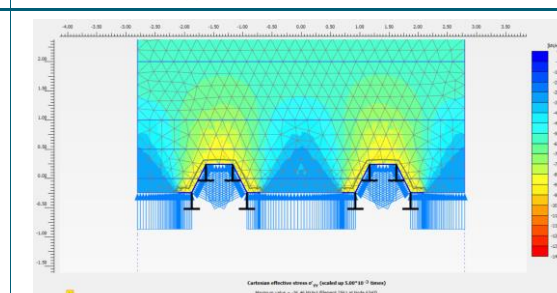
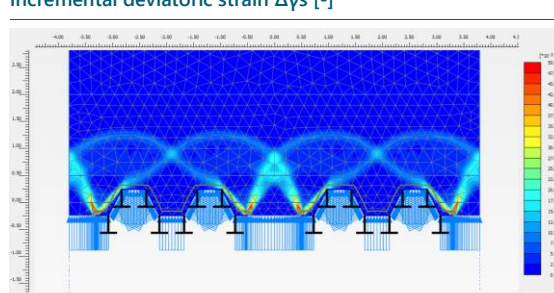
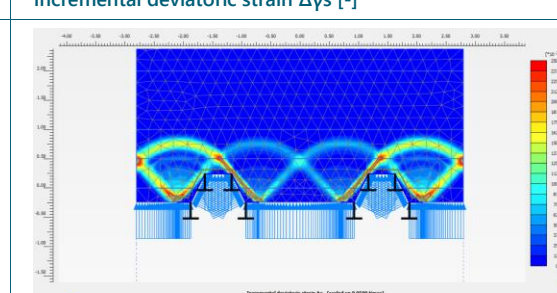
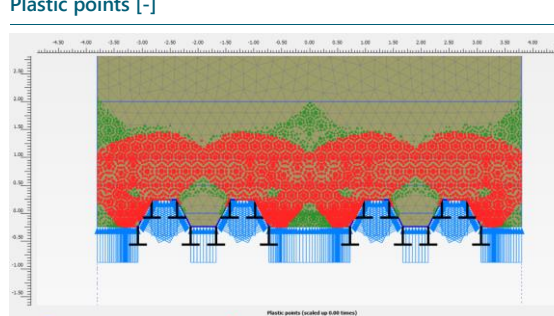
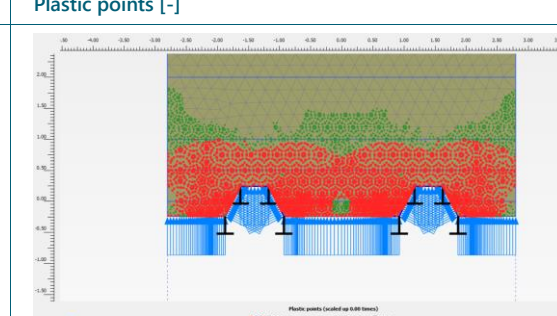


3.5.4 Vergelijking PPL configuratie met traject 14-1 configuratie

In voorliggende paragraaf zijn voor de PPL configuratie en de configuratie van traject 14-1 de horizontale spanningen, spanningstoestand, deviator rekken en plastische punten onderling vergeleken. Dit geeft inzicht in de werking van het systeem zoals in PPL voorgeschreven en zoals toegepast bij traject 14-1.

De horizontale vervormingen die optreden zijn aanzienlijk groter voor de configuratie van traject 14-1 dan de voorgeschreven PPL configuratie. De effectieve spanningen zijn groter voor de PPL configuratie dan de configuratie van traject 14-1. Dit valt beide te verklaren uit de relatieve stijfheid van het systeem die lager is voor de bij traject 14-1 toegepaste damwand aangezien er minder damwand elementen aanwezig zijn per strekkende meter. Opgemerkt wordt wel dat de absolute opgelegde vervorming voor beide modellen verschillend is zodanig dat de te verplaatsen grond door de opening heen bij beide modellen gelijk is, zie ook paragraaf 3.4. Het faalgedrag is voor beide configuraties op hoofdlijnen vergelijkbaar. Dit volgt uit de vergelijkbare vorm van het bezwijkvlak voor beide configuraties, de vorm van het bezwijkvlak is vergelijkbaar met het bezwijkvlak van het faalmechanisme zoals in paragraaf 3.5.2 besproken. De bezwijkvlakken verschillen wel van afmeting. Doordat beide grondwigen van de verschillende damwand elementen in de PPL configuratie eerder bij elkaar komen is er meer overlap. Dit resulteert er in dat de bezwijkvlakken voor de PPL configuratie in mindere mate ontwikkelt zijn dan voor de configuratie van dijktraject 14-1. De in paragraaf 3.5.7 gevonden lagere veiligheidsfactor voor de configuratie van traject 14-1 kan hier ook mee verklaard worden.

Tabel 3.13 Vergelijking PPL configuratie met configuratie traject 14-1

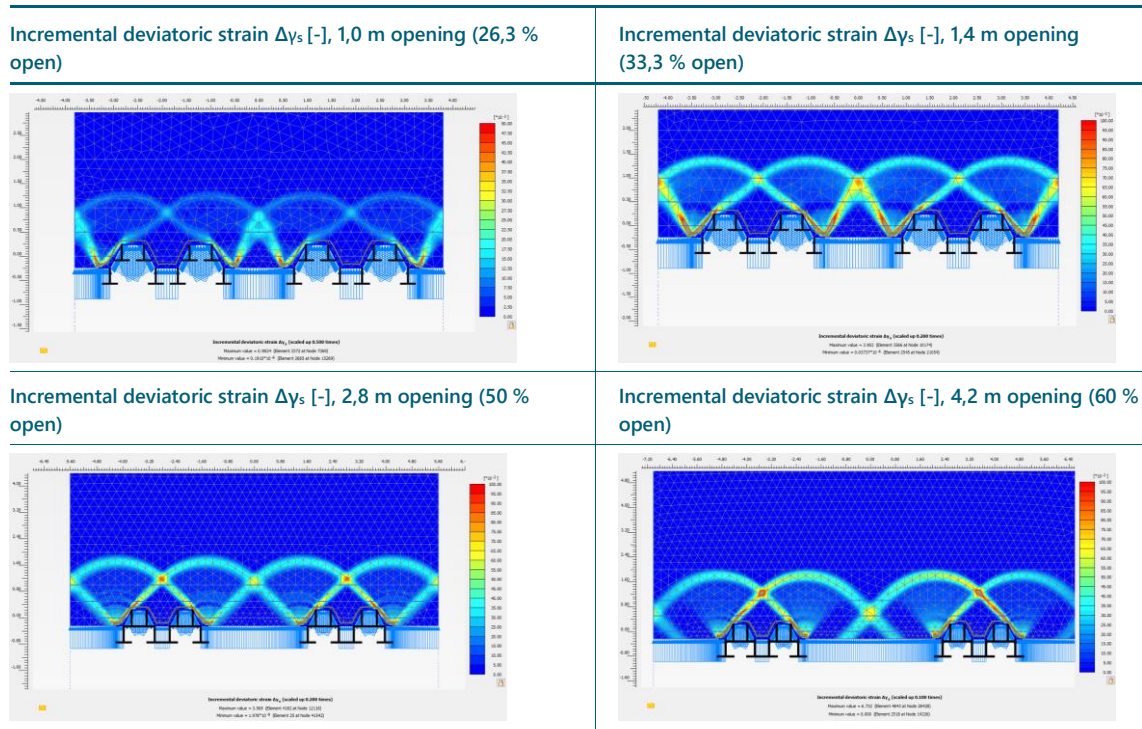
Configuratie PPL (2,8 m+1,0 m)	Configuratie versterking dijktraject 14-1 (1,4 m+1,4 m)
<p>Horizontal displacements u_y [mm]</p>  <p>Total displacements u_y (scaled up 0.000 times) Maximum value = 0.201114 [Element 1239 at Node 10452] Minimum value = -1.021000 [Element 1237 at Node 10451]</p>	<p>Horizontal displacements u_y [mm]</p>  <p>Total displacements u_y (scaled up 0.000 times) Maximum value = 0.200114 [Element 1239 at Node 10452] Minimum value = -1.161000 [Element 1243 at Node 10452]</p>
<p>Effective stress σ_{yy} [kPa]</p>  <p>Cartesian effective stress σ_{yy} (scaled up 1.000*10^7 times) Maximum value = 45.000000 [Element 1237 at Node 10451] Minimum value = -45.000000 [Element 1237 at Node 10451]</p>	<p>Effective stress σ_{yy} [kPa]</p>  <p>Cartesian effective stress σ_{yy} (scaled up 1.000*10^7 times) Maximum value = 100.000000 [Element 1241 at Node 10452] Minimum value = -100.000000 [Element 1243 at Node 10452]</p>
<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\epsilon_s$ [-]</p>  <p>Incremental deviatoric strain $\Delta\epsilon_s$ (scaled up 0.000 times) Maximum value = 4.100000 [Element 1237 at Node 10451] Minimum value = 0.000000 [Element 1237 at Node 10451]</p>	<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\epsilon_s$ [-]</p>  <p>Incremental deviatoric strain $\Delta\epsilon_s$ (scaled up 0.000 times) Maximum value = 270.000000 [Element 1241 at Node 10452] Minimum value = 0.000000 [Element 1243 at Node 10452]</p>
<p>Plastic points [-]</p>  <p>Plastic points (scaled up 0.000 times)</p> <ul style="list-style-type: none"> Failure point Cap point Hardening point Tension cut-off point Cap + hardening point Cap-failure point 	<p>Plastic points [-]</p>  <p>Plastic points (scaled up 0.000 times)</p> <ul style="list-style-type: none"> Failure point Cap point Hardening point Tension cut-off point Cap + hardening point Cap-failure point

3.5.5 Invloed variatie openingsbreedte

Om de invloed van de openingsbreedte te bepalen is voor een paneelbreedte van twee dubbele damwandprofielen (2,8 m) gevarieerd met de openingsbreedte, zie tabel 3.14 . Opvallend is dat voor een openingsbreedte van groter dan 2,8 m (50 % open) het globale beeld van het faalmechanisme fundamenteel anders is dan bij een opening van kleiner dan 2,8 m. De grondwigen bereiken dan niet meer het

naastgelegen paneel. De openingsbreedte heeft invloed op de mate van ontwikkeling van het bezwijkvlak. Voor een kleine opening is er veel overlap tussen de bezwijkvlakken van de beide panelen. Bij een grotere opening wordt de overlap kleiner. Bij een opening van 50 % raakt het bezwijkvlak van het ene paneel precies de rand van het andere paneel. Als de opening groter dan 50 % wordt dan neemt de overlap af, totdat er uiteindelijk bij een openingspercentage van rond de 67 - 70 % geen overlap meer is tussen de bezwijkvlakken van beide panelen.

Tabel 3.14 Vergelijking openingsbreedte 2,8 m paneelbreedte, klei teen



3.5.6 Invloed variatie paneelbreedte

Ook de paneelbreedte is gevarieerd waarbij de openingsbreedte gelijk is gehouden (1,4 m). Uit deze vergelijking volgt dat de globale vorm van het faalgedrag gelijk blijft. Ook de paneelbreedte heeft invloed op de overlap van de bezwijkvlakken van beide panelen. Bij een groter wordende paneelbreedte en een gelijke opening wordt de overlap tussen de bezwijkvlakken van beide panelen groter. Verder wordt opgemerkt dat bij een grotere paneelbreedte het mechanisme groter wordt (bezwijkvlak hoger in het model). Bij zeer brede panelen zal dit in werkelijkheid begrenst worden door de geometrie van de dijk, dat zit echter niet in dit 2D model.

Tabel 3.15 Vergelijking paneelbreedte met 1,5m openingsbreedte

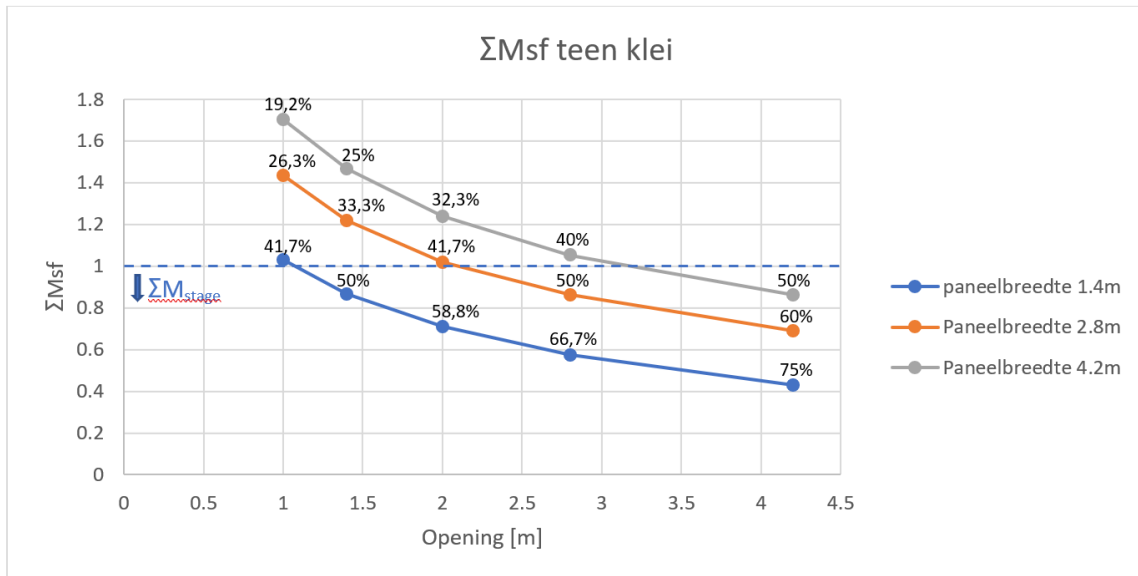
Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ [-], 1,4 m paneel (50 % open)	Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ [-], 2,8 m panel (33,3 % open)
<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0.0000 times) Maximum value = 1.12E-01 (Element 1204 at Node 1075) Minimum value = 0.0000E+00 (Element 1202 at Node 1000)</p>	<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0.0000 times) Maximum value = 0.102 (Element 1204 at Node 1075) Minimum value = 0.0000E+00 (Element 1202 at Node 1000)</p>
<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ [-], 4,2 m paneel (25 % open)</p>	
<p>Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0.0000 times) Maximum value = 1.12E-01 (Element 1204 at Node 1075) Minimum value = 0.0000E+00 (Element 1202 at Node 1000)</p>	

3.5.7 Vergelijking veiligheidsfactor

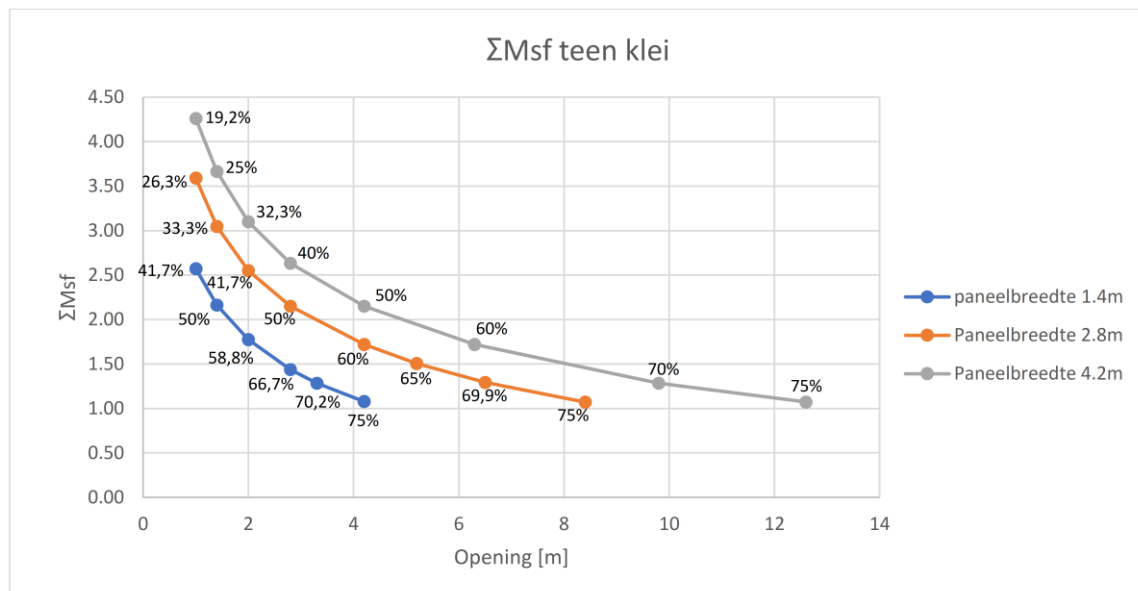
Naast de belastingfase met een opgelegde vervorming is voor alle variaties ook een phi-c reductie uitgevoerd, resulterend in een globale veiligheidsfactor. Voor de locatie in de teen in de kleilaag is de veiligheidsfactor voor verschillende configuraties paneelbreedten en openingsbreedten in een grafiek weergegeven in afbeelding 3.13. Voor een aantal configuraties is gebleken dat het deactiveren van de lijnlast onder de damwandconstructie al heeft geleid tot bezwijken, waardoor geen ΣM_{sf} kon worden gevonden.

Voor deze varianten is de ΣM_{stage} parameter gebruikt in plaats van de ΣM_{sf} waarbij ΣM_{stage} is opgevat als $\Sigma M_{sf} < 1,0$. Dit is niet per definitie hetzelfde en een vergelijking tussen beiden parameters kan niet zondermeer worden gemaakt. Om te onderbouwen het in dit specifieke geval wel acceptabel is zijn ook berekeningen uitgevoerd waarbij de schuifsterkte zodanig is verhoogd (factor 2,5) dat geen falen optreedt en enkel ΣM_{sf} waarden onderling worden vergeleken, zie afbeelding 3.14. Deze resultaten zijn enkel ter verificatie van de resultaten uit afbeelding 3.13 en komen dus niet overeen met de analyse uit voorgaande paragrafen.

Afbeelding 3.13 Veiligheidsfactor teen klei, oorspronkelijke schuifsterkte



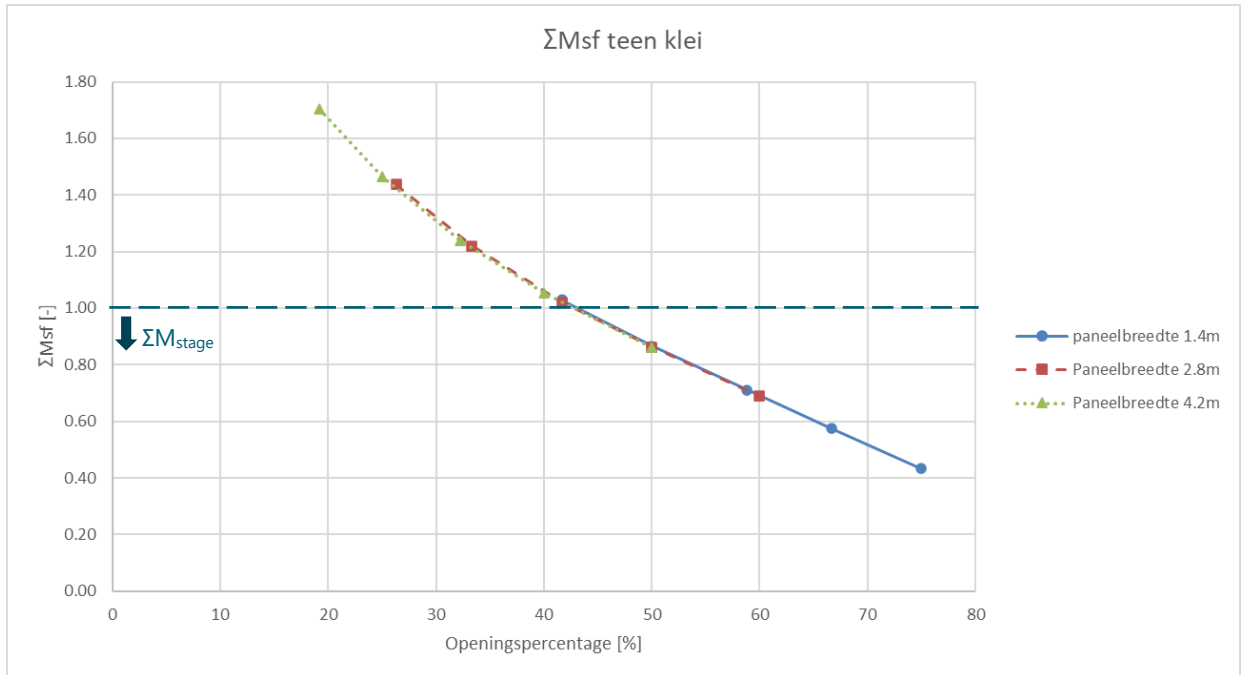
Afbeelding 3.14 Veiligheidsfactor teen klei, verhoogde schuifsterkte



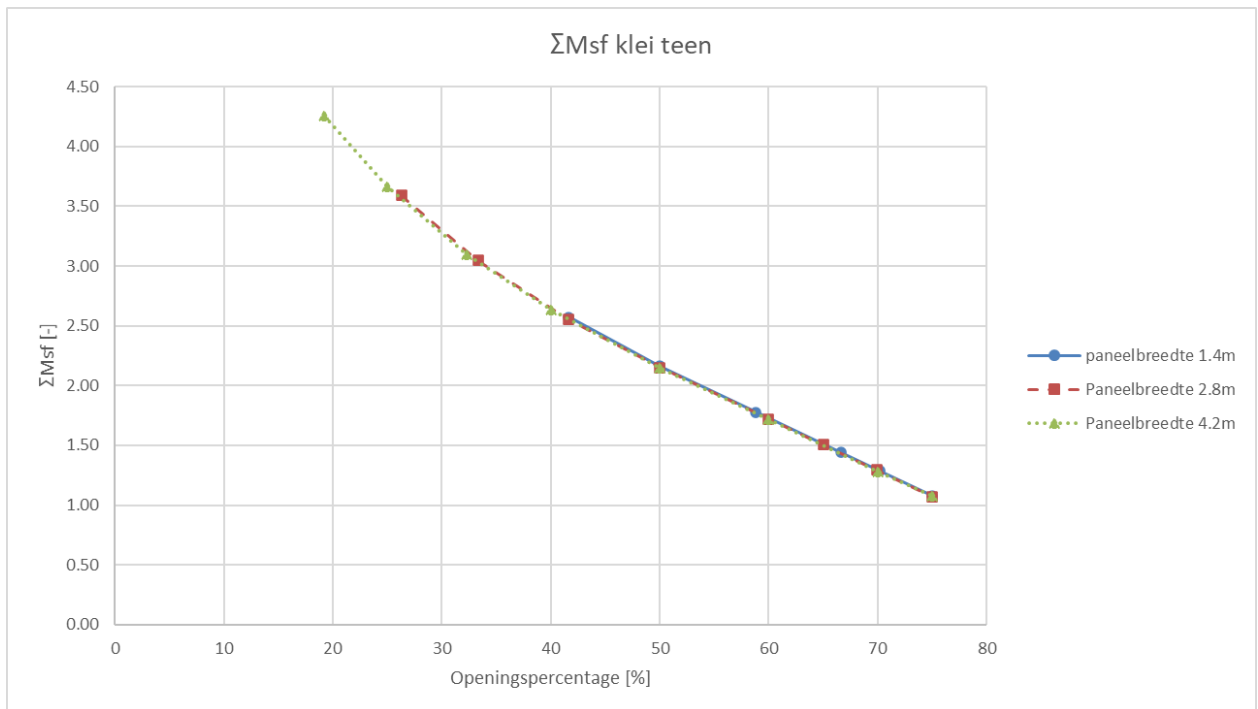
De veiligheidsfactor neemt af bij gelijkblijvende paneelbreedte met toenemende openingsbreedte. Bij gelijkblijvende openingsbreedte neemt de veiligheidsfactor af met afnemende paneelbreedte. Bij elke configuratie is ook het openingspercentage aangegeven. Opvallend is dat configuraties met een zelfde openingspercentage een overeenkomstige veiligheidsfactor tonen, er kunnen daarmee horizontale lijnen getrokken worden.

In afbeelding 3.15 en afbeelding 3.16 is voor respectievelijk de oorspronkelijke schuifsterkte als de verhoogde schuifsterkte de veiligheidsfactor tegenover het openingspercentage uitgezet. In de grafiek met verhoogde schuifsterkte zijn enkele aanvullende configuraties toegevoegd voor openingspercentages groter dan 50 %. Uit deze grafieken volgt dat de berekende veiligheidsfactor niet van alleen de openingsbreedte of de paneelbreedte afhankelijk is, maar van het openingspercentage (verhouding tussen openingsbreedte en paneelbreedte). Er wordt onder gelijke spanningsniveaus en gelijke grondsterktes een directe relatie gevonden tussen openingspercentage en de globale veiligheidsfactor.

Afbeelding 3.15 ΣM_{sf} als functie van openingspercentage voor oorspronkelijke schuifsterkte



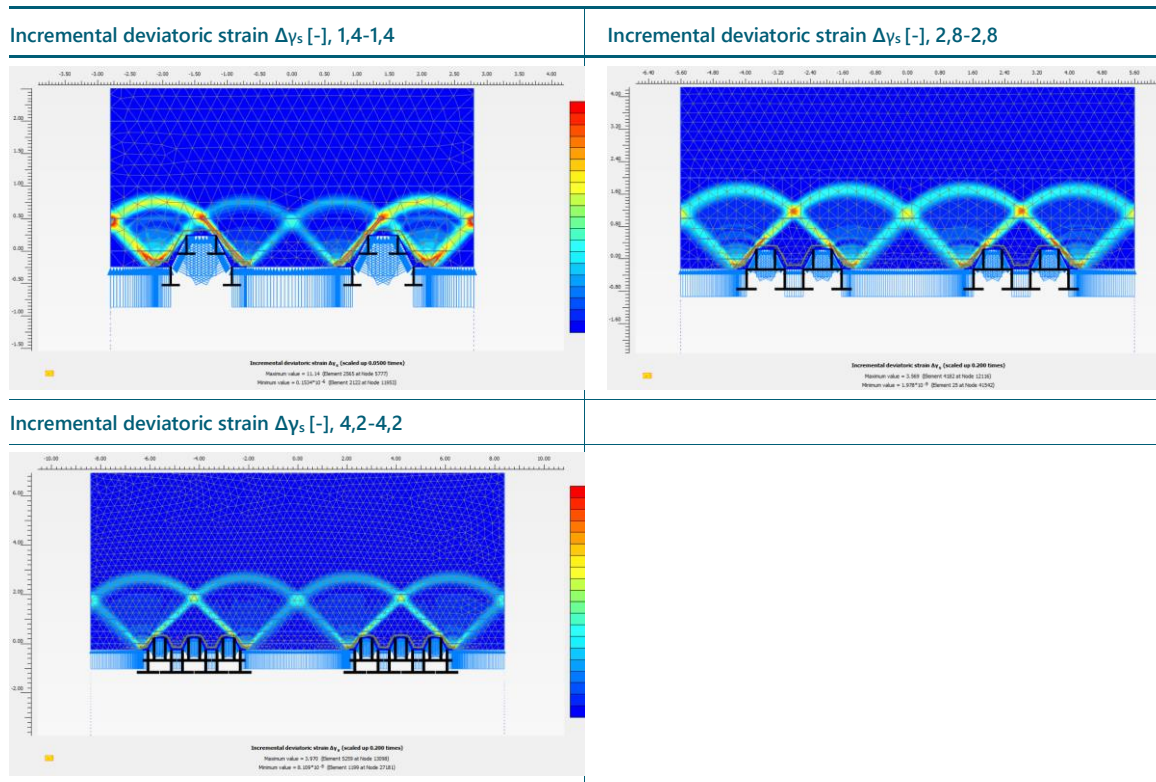
Afbeelding 3.16 ΣM_{sf} als functie van openingspercentage voor verhoogde schuifsterkte



3.5.8 Invloed openingspercentage

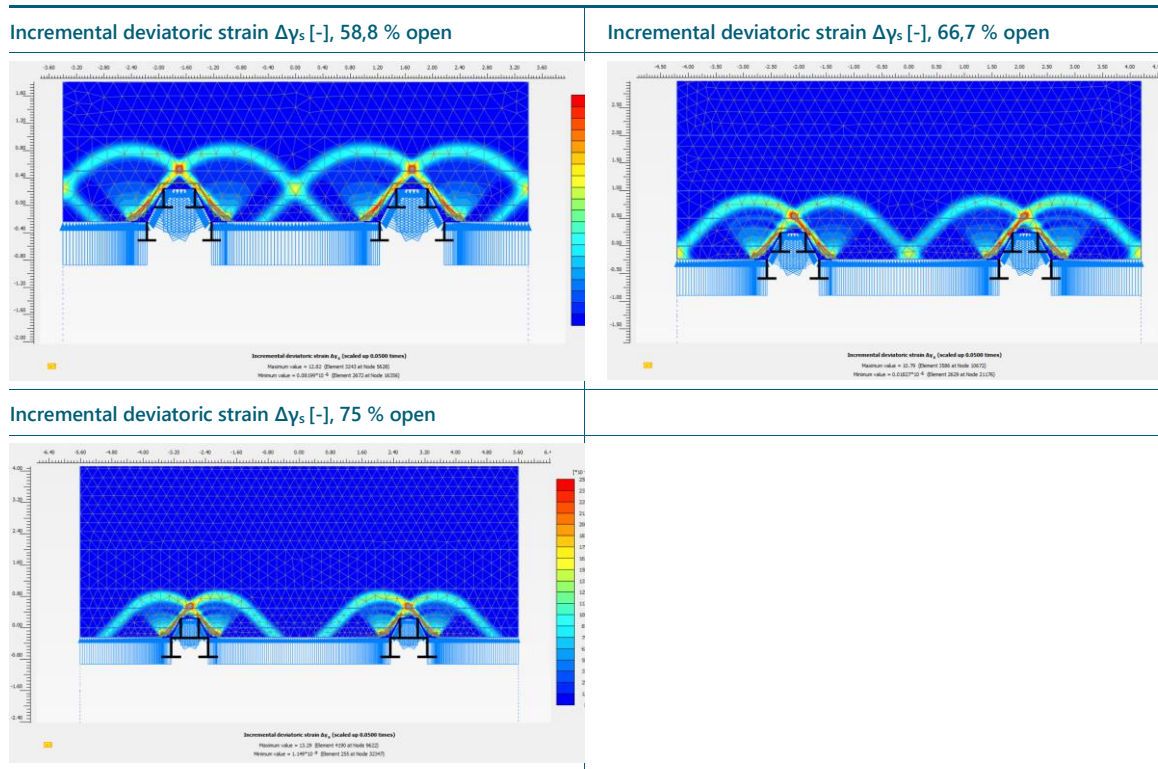
Uit resultaten opgenomen in paragraaf 3.5.8 is duidelijk geworden dat er een directe relatie is tussen het openingspercentage en de veiligheidsfactor. Daarom is een vergelijking gemaakt van de vorm van de bezwijkvlakken tussen verschillende configuraties met een zelfde openingspercentage van 50 %, zie tabel 3.16. Uit de vergelijking volgt dat onafhankelijk van de configuratie, een zelfde openingspercentage zorgt voor vergelijkbaar faalgedrag met gelijkvormige bezwijkvlakken. Dit onderbouwt de observaties uit paragraaf 3.5.7.

Tabel 3.16 Klei, teen verschillende configuraties, openingspercentage van 50 %



Uit paragraaf 0 is gebleken dat bij een openingspercentage van groter dan 50 % het schuifvlak niet meer het naastliggende damwandprofiel raakte, maar nog wel overlap tussen naastliggende schuifvlakken was. Het faalmechanisme voor grotere openingspercentages dan 50 % is onderzocht om inzicht te krijgen in de ontwikkeling van reductie van overlap tussen schuifvlakken, zie tabel 3.17. Voor een paneelbreedte van 1,4 m zijn de configuraties met een openingspercentage groter dan 50 % onderzocht. Vanaf een openingspercentage van meer dan 67 % overlappen de glijvlakken van beide panelen niet meer en lijken de panelen als opzichzelfstaande systemen te werken.

Tabel 3.17 Klei, teen, 1,4 m paneelbreedte, openingspercentage meer dan 50 %



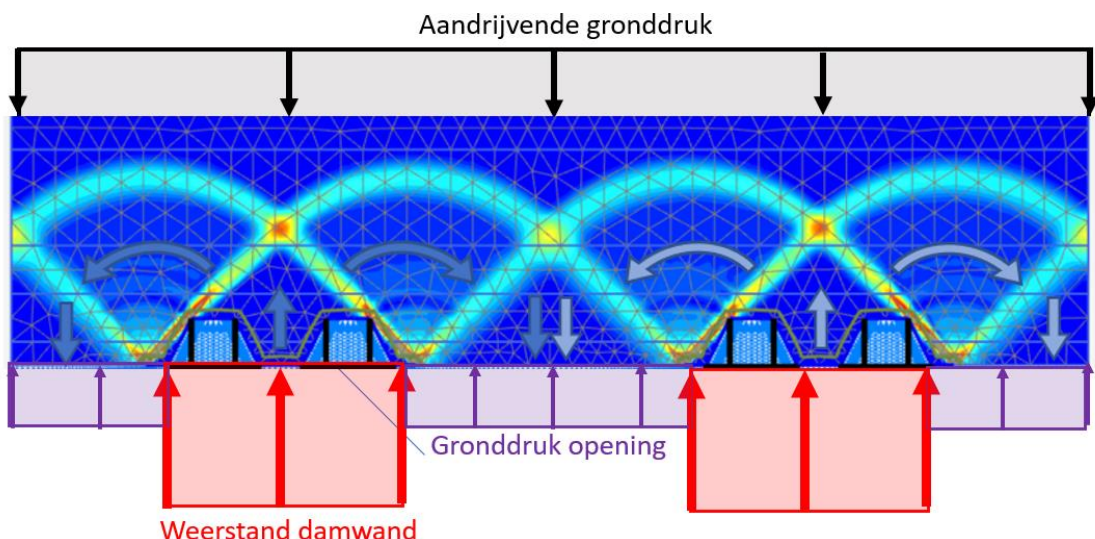
3.6 Conclusies

Uit de 2D analyse zijn de volgende conclusies getrokken:

Bezwijkvorm

De bezwijkvorm bij snijden van grond zijn in feite overlappende Prandtl wiggen, zoals bij een fundering op staal, in afbeelding 3.17 is dit principe afgebeeld. Er heerst een aandrijvende gronddruk in de richting van de damwanden en openingen. De damwanden en grond in de openingen zullen weerstand bieden tegen deze aandrijvende belasting. Er vanuit gaande dat de damwanden heel weinig vervormen zullen deze het grootste deel van de weerstand gaan leveren. De grondruk in de opening zal dan lager zijn dan de druk van de damwand. Als dit drukverschil te groot is dan ontstaat er een Prandtl wig. Tijdens de expertsessie is vastgesteld dat dit mechanisme ook ten grondslag ligt aan de analytische methode voor het bepalen van de weerstand van horizontaal belaste palen zoals beschreven in de PPL en OSPW ('9Cu methode' conform Reese). Hierbij wordt wel de kanttekening geplaatst dat in de PPL en OSPW de belasting verschillend wordt bepaald, dit is nader beschouwd in de 3D analyse.

Afbeelding 3.17 Bezwijk vorm snijden van grond¹



Invloed opening en paneelbreedte

De verhouding tussen de opening en paneelbreedte beïnvloedt de overlappende Prandtl wiggen. Deze verhouding kan worden uitgedrukt met het openingspercentage. Bij een zelfde verhouding tussen opening en paneelbreedte wordt een zelfde veiligheidsfactor gevonden. Een groter openingspercentage leidt tot minder overlap tussen beide grondwigen en een hogere gronddruk vanuit de damwand en daardoor tot een lagere veiligheidsfactor. Bij een openingspercentage groter dan 50 % raakt de Prandtl wig van het ene paneel het andere paneel niet meer. Bij een openingspercentage groter dan 67 - 70 % is er geen overlap tussen de Prandtl wiggen.

Dit resultaat klopt ook heel goed met de analytische methode voor het bepalen van de horizontale weerstand bij overlappende palenrijen conform Reese, zie paragraaf 2.1.3. Bij een hart op hart afstand van minimaal $3,75 \cdot \text{paaldiameter}$ (oftewel een openingspercentage van circa 70 %) is er geen sprake meer van overlappende grondwigen en is de horizontale weerstand van de paal gelijk aan die van een vrijstaande paal.

De in de PPL voorgeschreven vaste opening van 1,0 m lijkt op basis van deze resultaten niet logisch omdat de ontwikkeling van het faalmechanisme van snijden van grond niet afhankelijk is van of de opening of de paneelbreedte maar afhankelijk is van de verhouding tussen deze constructie eigenschappen.

Aanbevolen wordt om in de PPL de 'efficiency' factor voor overlappende palenrijen conform Reese mee te nemen bij de bepaling van de horizontale weerstand. Daarnaast worden openingspercentages groter dan 50 % sterk afgeraden omdat de constructie dan niet meer lijkt te reageren als een doorgaande wand.

Invloed grondeigenschappen

Op basis van de 2D analyses is geconcludeerd dat de stijfheid, spanning en schuifsterkte van de grond hebben geen invloed op de vorm van de Prandtl wiggen. De breedte en diepte van de wiggen blijft in alle gevallen hetzelfde. De eigenschappen hebben wel invloed op de berekende veiligheidsfactor, oftewel de stabiliteit van deze wiggen. Bij een lagere sterkte wordt een lagere veiligheidsfactor gevonden. Hierbij wordt opgemerkt dat dit is vastgesteld uitgaande van een ongedraineerde schuifsterkte, voor gedraineerd gedrag is dit niet onderzocht.

¹ De gepresenteerde weerstand damwand en gronddruk opening zijn in de afbeelding schematisch weergegeven met een grote sprong aan de rand van de damwand. In werkelijkheid zullen de spanningen vloeiender verlopen zoals ook te zien in de effective stress figuren in Tabel 3.13.

Conclusies 2D analyse in relatie tot de onderzoeksvragen

De 2D analyse leidt samengevat als volgt tot antwoorden op de onderzoeksvragen:

- wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol bij?

Het faalmechanisme snijden van grond kan worden gezien als het falen van een fundering op staal met twee overlappende Prandtl wiggen en vergelijkbaar is met de methode voor het bepalen van de horizontale weerstand van palen. De gevonden resultaten komen ook goed overeen met de theorie voor overlappende palenrijen; bij een hart op hart afstand van $3,75 \cdot \text{paaldiameter}$, oftewel een openingspercentage van circa 70 %, overlappen de Prandtl wiggen elkaar niet meer.

De verhouding tussen openingsbreedte en damwandbreedte (openingspercentage) beïnvloedt de veiligheidsfactor voor dit faalmechanisme. Een lager openingspercentage leidt tot een hogere veiligheidsfactor. De grondeigenschappen hebben geen invloed op de vorm van de Prandtl wiggen maar wel op de berekende veiligheidsfactor.

- wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte (tot 1,4 m) ten opzichte van het in de PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

En

- wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

Omdat de verhouding tussen paneelbreedte en openingsbreedte beschouwd dient te worden, worden beide vragen tegelijk behandeld. Bij de in traject 14-1 toegepaste configuratie werkt het systeem op dezelfde wijze als bij de configuratie zoals voorgeschreven in de PPL. Beide Prandtl wiggen lopen van het ene damwand element tot het andere damwand element. Aangezien het voorgeschreven openingspercentage in de PPL (26,3 %) lager is dan hoe toegepast in traject 14-1 (50 %) zal er een hogere veiligheidsfactor gevonden worden voor de door de PPL voorgestelde configuratie. Of deze hogere veiligheidsfactor ook daadwerkelijk vereist is, is afhankelijk van de grondsterkte en de belasting. Indien de grond voldoende sterkte heeft om de belasting op te kunnen nemen zou een openingspercentage van 50 % of minder toelaatbaar moeten zijn, als gelet wordt op de glijvlakken die optreden.

3.7 Limitaties en randvoorwaarden 2D model

Op basis van Plaxis 2D analyse is er veel inzicht verkregen rondom snijden van grond. Echter zijn er wel een aantal beperkingen aan dit model:

- het betreft een beschouwing in het 2D vlak, de grond kan dus ook enkel in dit vlak bezwijken. In werkelijkheid zou de grond ook in de richting van het maaiveld (naar boven toe) kunnen bezwijken. Als gevolg van 3D effecten kan de toelaatbare openingsbreedte kleiner zijn dan het hiervoor genoemde openingspercentage van 50 %. Of de breedte toelaatbaar is, is afhankelijk van het vervormingsgedrag van de damwand, spanningscondities in de opening, grondsterkte rondom de opening, geometrie van het dijklichaam;
- in 2D is een extreme situatie beschouwd waarbij de grond aan de polder zijde weinig tot geen sterkte heeft. Er is enkel rekening gehouden met de initiële spanning in de opening. In het model is geen rekening gehouden met eventuele weerstandbiedende gronddruk mobilisatie in de opening en de interactie met de gronddruk achter de damwand en in de opening;
- in 2D is de belasting opgelegd door een opgelegde verplaatsing en externe belasting, in werkelijkheid wordt het systeem echter belast door hogere waterspanningen als gevolg van hoogwater;
- in het 2D model is de weerstand van de damwanden gemodelleerd door het toepassen van Fixed end Anchors met een bepaalde veerwaarde. In werkelijkheid komt de weerstand van de damwand uit passieve gronddruk mobilisatie en inklemming in een diepere zandlaag. (bij een verankerde damwand

ook nog uit de ankerkracht). De interactie tussen passieve gronddruk mobilisatie en vervorming van de damwand zit niet in het 2D model;

- in het 2D model wordt een uniforme situatie beschouwd op 1 enkele diepte. In werkelijkheid is de geometrie van het dijkprofiel niet uniform en zal dit ook de grootte van de wiggen bij snijden van grond kunnen beïnvloeden;
- Er is enkel gerekend met een ongedraineerd schuifsterkte en niet met gedraineerde sterkte parameters.

Bovenstaande limitaties en randvoorwaarden zijn allemaal een gevolg van versimpelingen omdat een 3D situatie in 2D beschouwd is. Om het effect van deze limitaties verder te onderzoeken zal daarom ook de case voor traject 14-1 in 3D beschouwd worden.

4

PLAXIS 3D ANALYSE

4.1 Inleiding

Middels de 2D analyses is op een simpele manier het grondgedrag rondom de openingen gesimuleerd maar dit omvat nog niet het volledige dijklichaam en de volledige grond-constructie interactie. Om ook dit te onderzoeken is een 3D analyse uitgevoerd waarbij een volledig dijklichaam en constructie met openingen is gemodelleerd en beschouwd.

De 3D analyse richt zich op de case van dijktraject 14-1 waarbij dezelfde snede wordt beschouwd als voor de Plaxis 2D analyse: snede BT, zie ook paragraaf 3.2.1. Op deze locatie is er een onverankerde damwand in het binnentalud aanwezig met een openingspercentage van 50 % .

4.2 Doel 3D analyse

Het doel van de 3D analyse is beschouwen of het toepassen van openingen (50 % > 1m) een negatieve invloed heeft op het waterkerend vermogen van de langsconstructie. Daarnaast wordt op basis van de 3D analyse beschouwd of het gedrag van snijden van grond zoals gevonden in Plaxis 2D ook wordt gevonden in 3D en hoe dit beïnvloed wordt door het globale geometrie van de waterkering. Op basis van deze resultaten kunnen de onderzoeksvragen worden beantwoord.

4.3 Aanpak

Voor het opzetten van het 3D model is een stapsgewijze aanpak gevolgd om zo ook de nauwkeurigheid van het model te verifiëren:

- 1 dwarsprofiel in 2D met en zonder damwand;
- 2 2D profiel 'extrapoleren' naar 3D;
- 3 resultaten van het 3D profiel worden vergeleken met het 2D profiel om zo de nauwkeurigheid van het 3D model te kunnen duiden;
- 4 in 3D de openingen modelleren om zo het effect van de openingen te kunnen beschouwen.

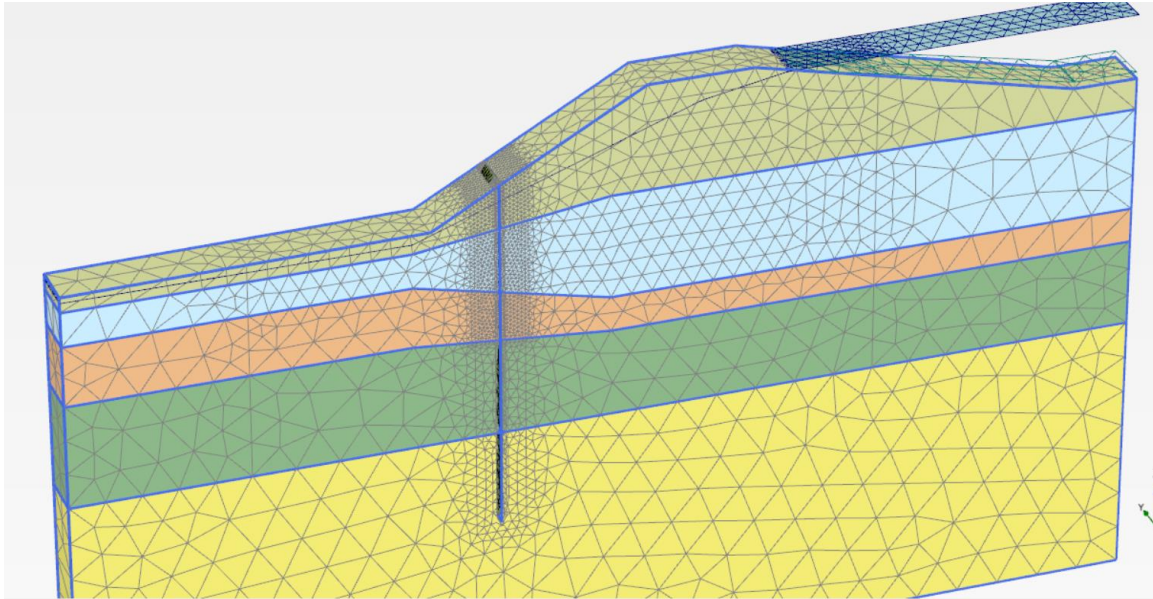
4.4 Uitgangspunten berekening

4.4.1 Geometrie

In afbeelding 4.1 is de aangehouden geometrie weergegeven. Deze geometrie is gebaseerd op de geometrie van traject BT maar is versimpeld. Zo zijn de grondlagen simpeler geschematiseerd en is het verloop van het maaiveld versimpeld. Dit is gedaan om het 3D model zo simpel en robuust mogelijk te maken.

Het model is 2,8 m breed zodat precies 1 opening en 1 damwandpaneel gemodelleerd kan worden.

Afbeelding 4.1 Geometrie Plaxis 3D - gebaseerd op traject BT



4.4.2 Grondparameters

De parameterset wordt overgenomen vanuit het ontwerp van traject 14-1 [ref. 7]. Daarbij wordt voor deze 3D analyse enkel de M1 set¹ gebruikt. Hierbij wordt opgemerkt dat dit dus de gedraineerde sterkte eigenschappen betreft en dat conclusies dus niet 1:1 vertaald kunnen worden voor de ongedraineerde situatie.

Voor de kleilagen wordt het HS model toegepast en voor de zandlaag het MC model (in lijn met de ontwerp berekeningen). Een overzicht van de parameters is toegevoegd in Bijlage II.

4.4.3 Modelling damwand

De damwand wordt in Plaxis 3D op 2 manieren gemodelleerd, zie ook afbeelding 4.2:

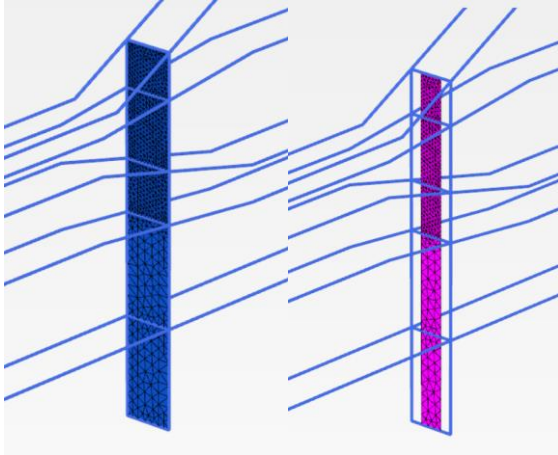
- 1 een doorgaande wand met equivalente stijfheidseigenschappen. Deze modellering is vergelijkbaar met de modellering zoals in de Plaxis 2D analyse;
- 2 een discontinue wand met openingen. De damwand wordt in dat geval gemodelleerd met de daadwerkelijke stijfheidseigenschappen van het damwand profiel.

De uiteindelijke hoeveelheid in het model toegepaste damwand (hoeveelheid staal) is voor beide manieren van modeleren zoals hierboven beschreven dus gelijk.

Er is voor gekozen om de damwand als een platte plaat te modelleren om zo een robuust model te hebben. Op basis van de 2D analyse (H4) is er geen aanleiding om te vermoeden dat dit leidt tot een ander resultaat met betrekking tot het fenomeen snijden van grond. In afbeelding 4.3 zijn de aangehouden damwand eigenschappen in de 3D analyse weergegeven.

¹ De term M1 volgt uit de OSPW methodiek en betreft de niet-associatieve set met karakteristieke grondsterkte eigenschappen zonder rekenwaarden.

Afbeelding 4.2 Schematisering damwandprofiel. L: doorgaande wand R: Discontinue wand



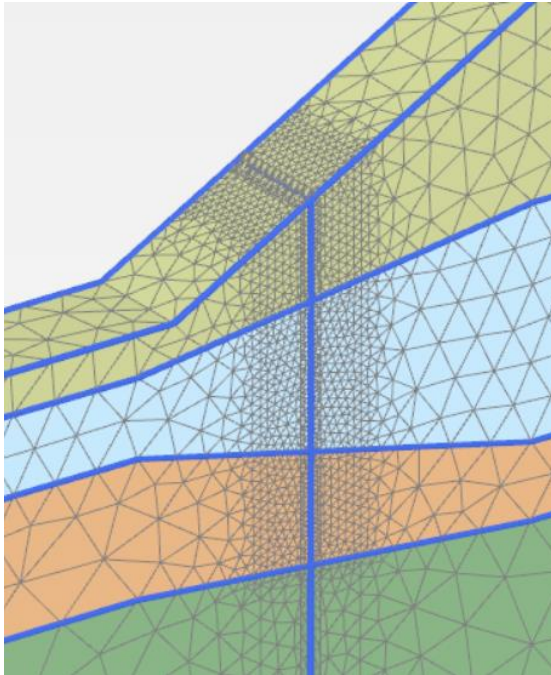
Afbeelding 4.3 Damwandeigenschappen

Material set			
Identification number	1	2	
Identification	AZ36-700N corr2,4mm 50%op AZ36-700 corr2,4mm		
Comments			
Colour	■ RGB 15, 78, 194	■ RGB 246, 0, 255	
Material type	Elastic	Elastic	
Properties			
d	m	0,4970	0,4970
γ	kN/m ³	1,427	2,855
Isotropic		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
E ₁	kN/m ²	7,888E6	15,78E6
E ₂	kN/m ²	394,4E3	788,8E3
ν_{12}		0,000	0,000
G ₁₂	kN/m ²	394,4E3	788,8E3
G ₁₃	kN/m ²	636,5E3	1,273E6
G ₂₃	kN/m ²	190,9E3	381,9E3

4.4.4 3D mesh

Om het fenomeen snijden van grond zo goed mogelijk te kunnen beschouwen is er een fijne mesh toegepast rondom het ondiepe gedeelte van de damwanden. De mesh fijnheid is globaal vergelijkbaar met de mesh zoals is toegepast in de 2D analyse. Hierbij wordt wel opgemerkt dat in Plaxis-2D standaard 15-knoops elementen worden toegepast die aanzienlijk nauwkeuriger zijn dan de 10-knoops elementen die in Plaxis 3D worden toegepast.

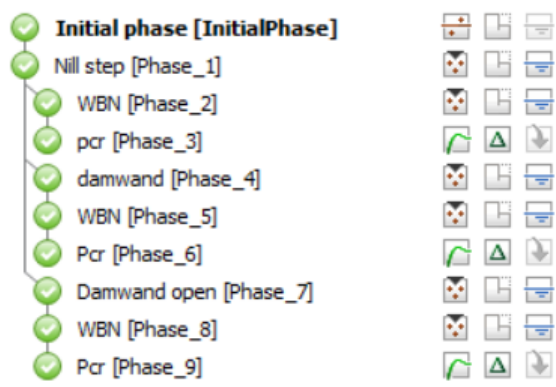
Afbeelding 4.4 Fijne mesh rondom damwand



4.4.5 Fasering

In afbeelding 4.5 is de aangehouden fasering in Plaxis 3D weergegeven. Er is een relatief simpele fasering aangehouden waarbij na de initiële belastingstappen een hoogwater situatie wordt gemodelleerd gevolgd door een phi-c reductie (pcr).

Afbeelding 4.5 Fasering



4.5 Resultaten

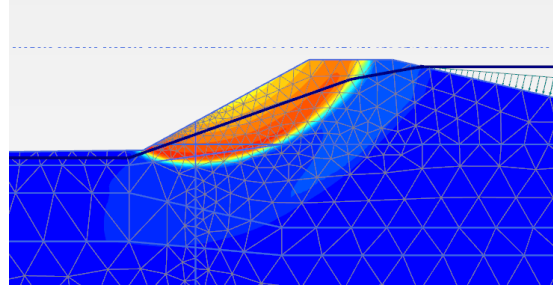
In deze paragraaf worden de resultaten van de Plaxis 2D en 3D analyses gepresenteerd en met elkaar vergeleken, daarbij wordt er primair gekeken naar het globale gedrag: stabiliteitsfactor, vervormingsgedrag en buigende momenten. In paragraaf 5.6 wordt nader ingezoomd op snijden van grond. Voor de vergelijking zijn de resultaten van het Plaxis 2D model met versimpelde bodemopbouw gebruikt. Deze resultaten komen ook in dat opzicht niet overeen met de in hoofdstuk 3 gepresenteerde resultaten.

Stabiliteitsfactor gronddijk

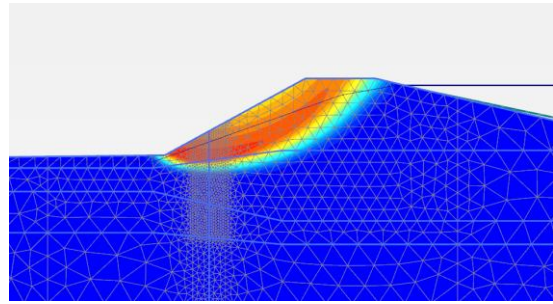
In tabel 4.1 zijn de resultaten van de gronddijk Plaxis 2D analyse en Plaxis 3D analyse vergeleken. Daarbij is duidelijk te zien dat de vorm van het glijvlak heel goed overeenkomt en ook de stabiliteitsfactor vergelijkbaar is voor beide modellen. In Plaxis 3D is de stabiliteitsfactor iets hoger, dit kan met name een gevolg zijn van de mesh nauwkeurigheid. Dit verschil wordt acceptabel geacht.

Tabel 4.1 Vergelijking resultaten zonder damwand (Phase displacement, phi-c reductie)

Plaxis 2D geen damwand
SF=1,17



Plaxis 3D
Geen damwand
SF=1,22



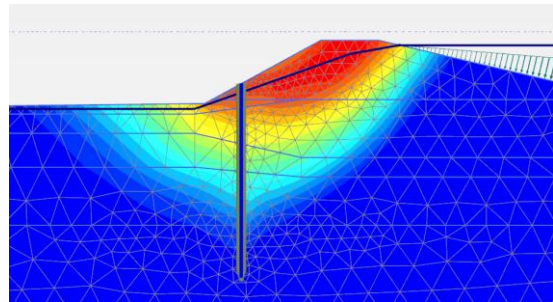
Stabiliteitsfactor onverankerde damwand

In tabel 4.2 en afbeelding 4.6 is de gevonden stabiliteitsfactor en glijvlak van de onverankerde damwand toegevoegd. De damwand zorgt er duidelijk voor dat het glijvlak wordt onderbroken en leidt tot een aanzienlijke verhoging van de Stabiliteitsfactor. De 2D analyse en 3D analyse met equivalente plaat geven een vergelijkbaar resultaat waarbij het absolute verschil tussen de SF niet significant verandert ten opzichte van de gronddijk analyse (zie tabel 4.1).

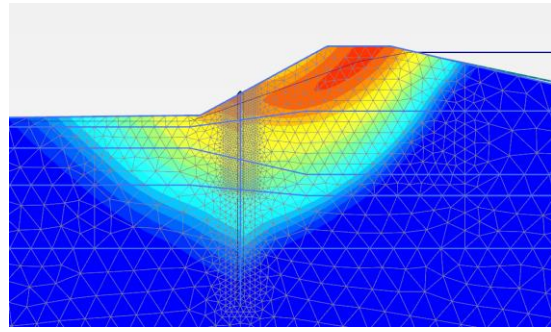
Wat wel opvalt is dat bij de analyse met openingen de SF juist toeneemt ten opzichte van de situatie met een doorgaande damwand. De oorzaak hiervan is nader beschouwd in paragraaf 4.6.

Tabel 4.2 Vergelijking resultaten met damwand (phase displacement, phi-c reductie)

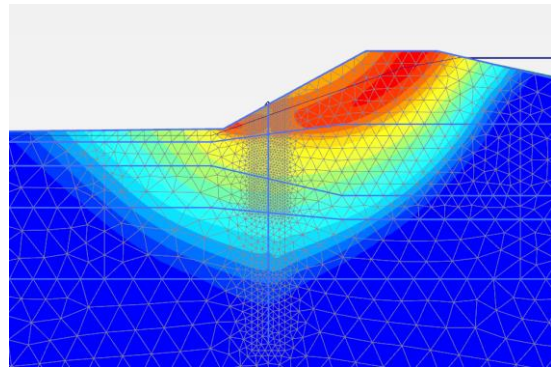
Plaxis 2D damwand doorgaande plaat met equivalente sterkte en stijfheids eigenschappen
SF=1,56



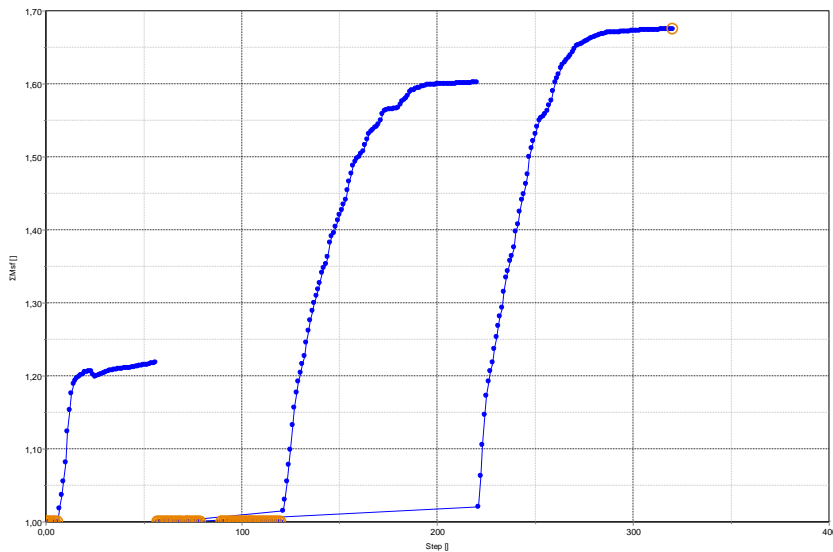
Plaxis 3D
damwand (doorgaande plaat met equivalente sterkte en
stijfheids eigenschappen)
SF=1,60



Plaxis 3D
damwand (met openingen)
SF=1,68



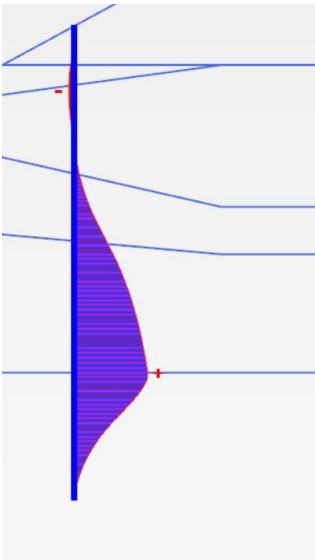
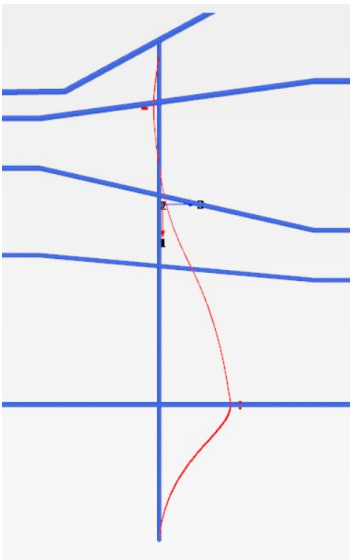
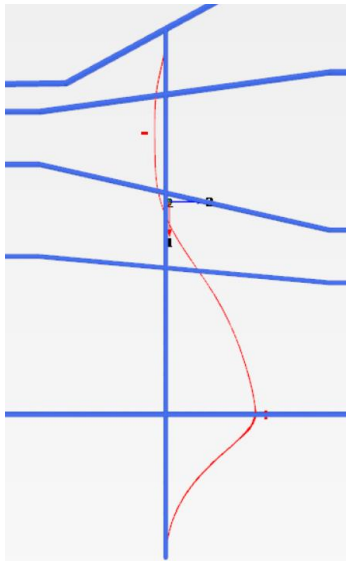
Afbeelding 4.6 Verloop SumMSF Plaxis 3D



Buigend moment

In tabel 4.3 zijn de resulterende buigende momenten met elkaar vergeleken. De plaxis 2D analyse en Plaxis 3D met equivalente plaat geven vergelijkbare resultaten. Waarbij Plaxis 3D iets gunstiger uitkomt, hetgeen in lijn met de gevonden SF die ook wat gunstiger uitkomt. Hierbij wordt opgemerkt dat, in lijn met de aanpak conform de PPL [ref. 2], het buigend moment voor de equivalente plaat nog vermenigvuldigd moet worden met $1/\text{openingspercentage}$ om het buigend moment van de staaldoorsnede te verkrijgen. Uitgaande van een openingspercentage van 50 % betekent dat dus een verdubbeling van het buigend moment. Als dit buigend moment vervolgens vergeleken wordt met het 3D model met opening valt op dat in het model met opening een relatief laag buigend moment wordt gevonden. De oorzaak hiervan is nader beschouwd in paragraaf 4.6.

Tabel 4.3 Vergelijking buigend moment (WBN fase)

Plaxis 2D	Plaxis 3D equivalente plaat	Plaxis 3D Opening
 <p>Bending moments M (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 155,0 kN m/m (Element 22 at Node 6544) Minimum value = -11,36 kN m/m (Element 7 at Node 4229)</p>	 <p>Bending moments M₁₁ (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 143,9 kN m/m (Element 1143 at Node 171) Minimum value = -11,15 kN m/m (Element 341 at Node 19954)</p>	 <p>Bending moments M₁₁ (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 172,4 kN m/m (Element 1184 at Node 167) Minimum value = -21,21 kN m/m (Element 633 at Node 21619)</p>
155kNm/m* Openingspercentage 50 %-> 310kNm/m	144kNm/m* Openingspercentage 50 %-> 288kNm/m	172kNm/m

* Om buigend moment per strekkende meter staaloppervlak te bepalen moet het openingspercentage nog verdisconteerd worden.

Vervormingsgedrag

In tabel 4.4 zijn de berekende vervormingen als gevolg van de hoogwatersituatie in het 3D model met elkaar vergeleken. Hierbij valt op dat voor het model met een doorgaande damwand de berekende vervorming lijkt toe te nemen ten opzichte van de analyse zonder damwand. Dit is een opvallend resultaat en hetzelfde gedrag wordt ook in de Plaxis 2D analyse gevonden. Dit is een gevolg van het vervormingsgedrag van de onverankerde damwand, zie ook afbeelding 4.7.

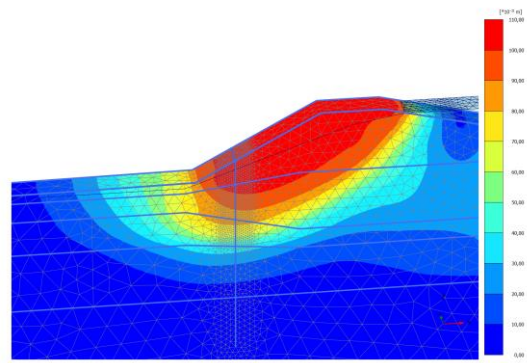
Gezien het relatief ondiepe glijvlak wordt de damwand primair aan de bovenkant belast. De damwand vindt zijn inklemming in het zand waardoor het maximale buigend moment in het zand ontstaat, zie ook tabel 4.3. Dit buigend moment zorgt voor een kromming van de damwand ter plaatse van het zand en geeft in dit geval een grotere vervorming aan de bovenkant dan wordt gevonden zonder damwand. Merk hierbij wel op dat de vervormingen van de situatie met de doorgaande damwand groter zijn maar dat tegelijkertijd ook de stabiliteitsfactor aanzienlijk is toegenomen.

De Plaxis 3D analyse met openingen laat daarentegen juist kleinere vervormingen zien. Dit verschil is nader beschouwd in paragraaf 4.6

Tabel 4.4 Vergelijking vervormingen (WBN fase)

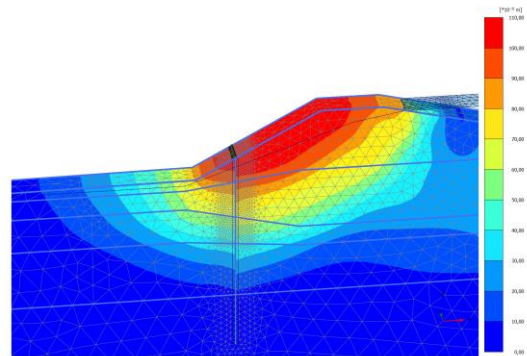
Plaxis 3D geen damwand
|10,8 cm|

(Plaxis 2D* geen damwand: 10,9 cm)

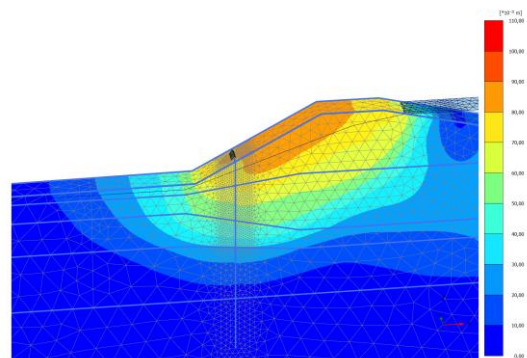


Plaxis 3D
damwand (doorgaande plaat met equivalente sterkte en
stijfheids eigenschappen)
|11,3 cm|

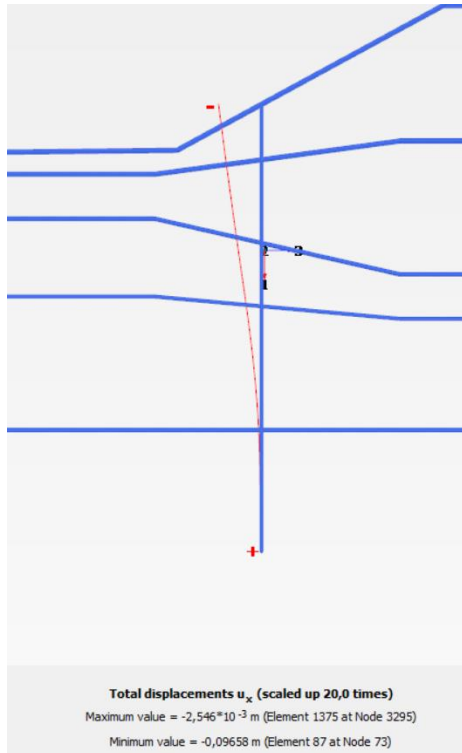
(Plaxis 2D* met damwand: 12,5 cm)



Plaxis 3D
damwand met openingen
|8,7 cm|



Afbeelding 4.7 Horizontale vervorming damwand Plaxis 3D equivalente plaat



4.6 Nadere analyse verschillen bij discontinue wand

Op basis van de resultaten zoals gepresenteerd in paragraaf 4.5 geeft het toevoegen van openingen juist een positief effect:

- hogere stabiliteitsfactor;
- lager buigend moment;
- kleinere vervormingen.

Op het eerste gezicht is dit een opvallende uitkomst.

Belangrijke oorzaak van dit verschil blijkt de modellering van de interface in het model. In de parameterset van 14-1 is een relatief lage waarde, voor R_{inter} , van 0,5 aangehouden in de klei en veenlagen en 0,67 in het zand. Deze interface is in feite een verzwakking van het grondgedrag rondom de damwand. Bij een equivalente plaat is er over het volledige oppervlak een interface aanwezig. Echter bij het modelleren van een wand met openingen is de interface niet over het volledige oppervlakte aanwezig (alleen ter plaatse van de damwand). In de zone waar de opening zit is er sprake van grond-grond interactie en dus geen interface.

Om het effect van de interface sterkte te illustreren is in Plaxis 2D een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de interface sterkte verhoogd is (klei en veen 0,75. Zand 0,85): S_f neemt dan toe van 1,56 tot 1,65. De resultaten van deze analyse zijn gepresenteerd in tabel 4.5. Op basis van de resultaten wordt geconstateerd dat de berekening met aangepaste interface eigenschappen heel goed in lijn ligt met de 3D analyse met openingen.

Geconcludeerd wordt dat de standaard interface modellering bij een situatie met openingen een conservatieve schematisering lijkt. Om nader te onderzoeken of enkel de interface sterkte de oorzaak is van de verschillen of dat bijvoorbeeld een andere verdeling van gronddrukken tussen de openingen ook een rol speelt wordt aanbevolen om een 3D analyse uit te voeren met een R_{inter} gelijk aan 1,0. In dat geval is de interface geen verzwakking meer in het model en zouden eventuele verschillen een gevolg kunnen zijn van een andere verdeling van gronddrukken in de opening en/of snijden van grond.

Tabel 4.5 Vergelijking gevoeligheidsanalyse aangepaste Rinter

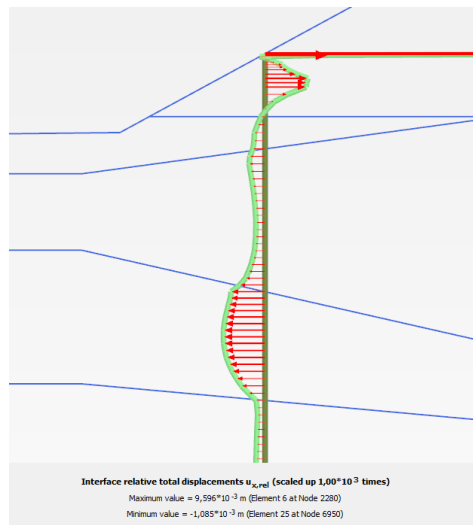
	Plaxis 2D-equivalente plaat R _{inter} : 0,5/0,67	Plaxis 2D-equivalente plaat R _{inter} : 0,75/0,85	Plaxis 3D met opening R _{inter} : 0,5/0,67
SF [-]	1,56	1,65	1,65
buigend moment [kNm/m]	155*2=310	80*2=160	172
vervorming [mm]	12,5	10,9	8,7

4.7 Grond constructie interactie rondom openingen

Bij de gepresenteerde resultaten in paragraaf 4.5 en paragraaf 4.6 is primair gekeken naar het globale gedrag van de dijk en constructie. Op basis daarvan lijkt voor deze case snijden van grond geen negatief effect te hebben op het globale gedrag. Om dit verder te kunnen duiden is in de Plaxis 3D analyse nader gekeken naar de zones waar snijden van grond relevant zou kunnen zijn.

In principe kan snijden van grond alleen optreden in de zones waar de grond meer (wil) bewegen dan de damwand. De relatieve interface verplaatsing in 2D geeft hier een goed beeld van, zie afbeelding 4.8. Ondiep is de relatieve verplaatsing naar rechts gericht, hetgeen betekent dat de damwand hier juist weerstand vindt in de grond en in feite de damwand meer wil vervormen dan de grond. Daaronder is de relatieve vervorming naar links gericht en wil de grond dus meer vervormen dan de damwand, en met name in de diepere veenlaag is dit duidelijk te zien.

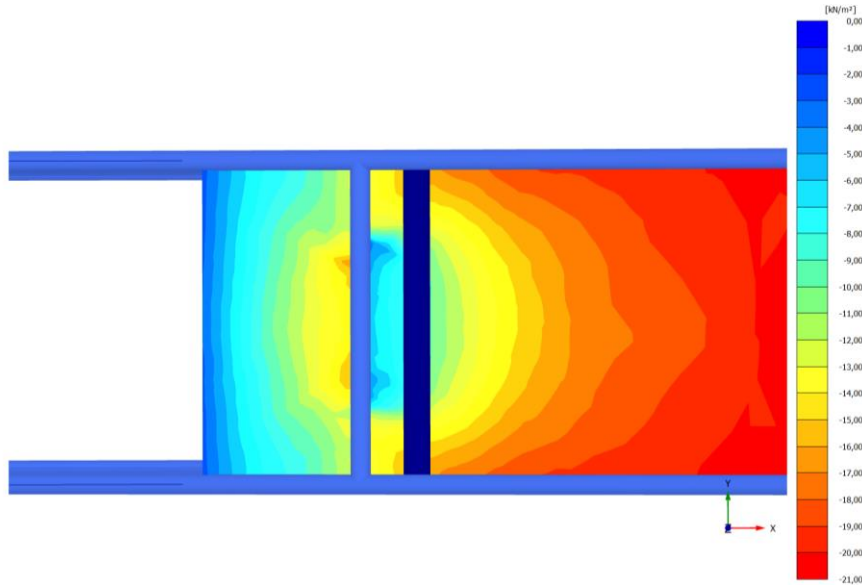
Afbeelding 4.8 Relatieve interface vervorming Plaxis 2D



In Plaxis 3D wordt dit gedrag ook duidelijk terug gevonden, zie afbeelding 4.9. In deze case (met onverankerde damwand) is te zien dat de damwand hier veel wil vervormen (als gevolg van doorbuigen ter plaatse van inklemming). Ondiep ontstaat dan de situatie dat de damwand meer wil vervormen dan de grond en dus hogere spanningen aan de polderzijde van de damwand en een spanningsafname voor de damwand.

Hier zal geen snijden van grond kunnen optreden omdat de damwand hier simpelweg teveel voor vervormt. Bij onverankerde damwanden lijkt het ondiep snijden van grond onwaarschijnlijk aangezien de damwand dan relatief veel vervormt.

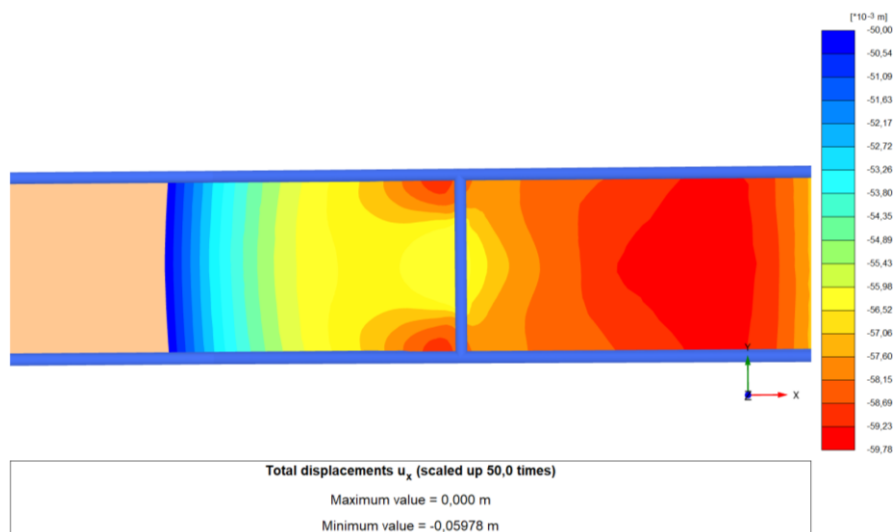
Afbeelding 4.9 Bovenaanzicht effectieve horizontale spanning (Ondiep NAP -1,1 m)



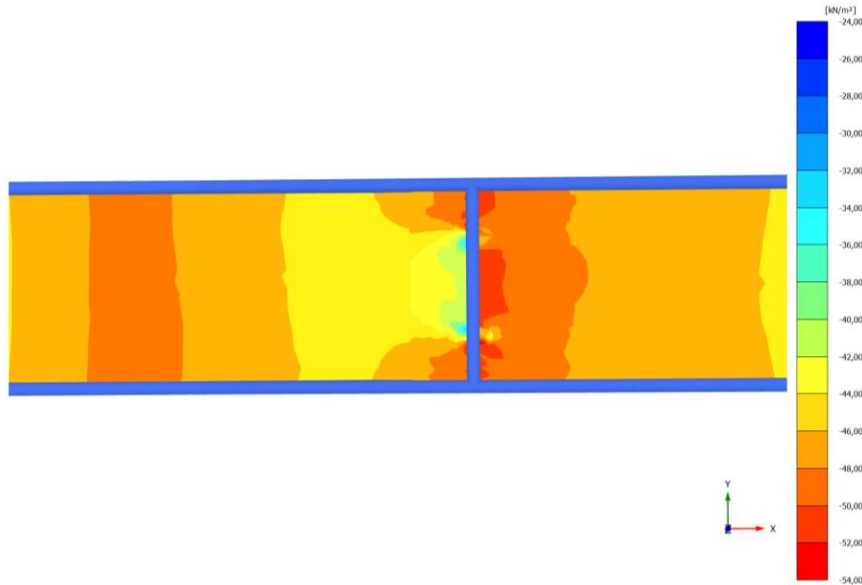
Op grotere diepte is te zien dat de grond in de openingen meer vervormt dan de damwand, zie afbeelding 4.10. Merk hierbij wel op dat de verschillen beperkt zijn (van 5,9 cm in plaats van 5,5 cm). Ter vergelijking, in de 2D analyses is er bij het bezwijken als gevolg van snijden van grond sprake van vervorming, van de grond in de opening, in de orde van decimeters (zie §3.5.4). Gezien de zeer kleine vervorming in de 3D analyse lijkt er daarom ook nog geen sprake van snijden van grond.

Als er vervolgens naar de spanningen wordt gekeken dan valt op dat in de opening de horizontale gronddruk gelijk is en dat direct achter de damwand de spanning juist lager is, zie afbeelding 4.11. Dit is ook verklaarbaar aangezien de grond in de opening meer vervormt zal die ook meer grond mobiliseren. Met name op wat grotere dieptes zijn de verticale spanningen relatief hoog en kan ook een relatief hoge weerstand biedende gronddruk gemobiliseerd worden terwijl de actieve gronddruk juist afneemt. Op grote diepte bij hoge verticale spanningen lijkt het snijden van grond daarom onwaarschijnlijk omdat daar hogere spanningen heersen met veel herverdelingscapaciteit.

Afbeelding 4.10 Bovenaanzicht horizontale vervormingen Plaxis 3D met opening (Veenlaag NAP -7,0 m)



Afbeelding 4.11 Bovenanzicht effectieve horizontale spanning (veenlaag NAP -7,0 m)



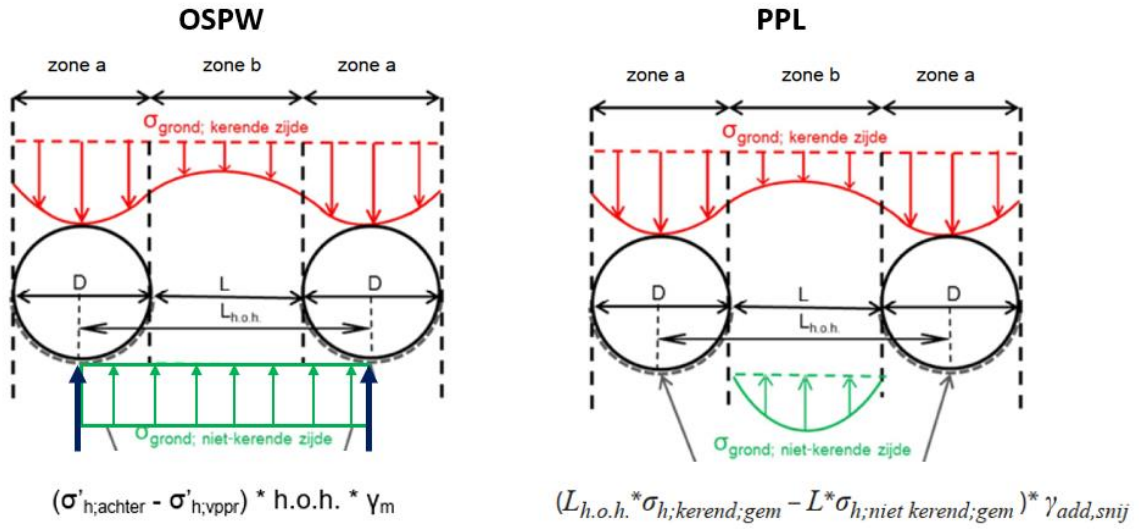
4.7.1 Analytische methode afleiding belasting toetsing snijden van grond

Zoals in paragraaf 2.1 geconstateerd is er in de huidige versie van de PPL een andere formulering opgenomen voor de weerstand biedende belasting (σ_{grond} ; niet kerende zijde) ten opzichte van de OSPW, zie ook afbeelding 4.12. Conform de PPL wordt er geen spanning aan de niet kerende zijde in rekening gebracht terwijl dit conform de OSPW nog wel in rekening werd gebracht. Op basis van de literatuur is niet duidelijk op basis waarvan deze aanpassing is doorgevoerd.

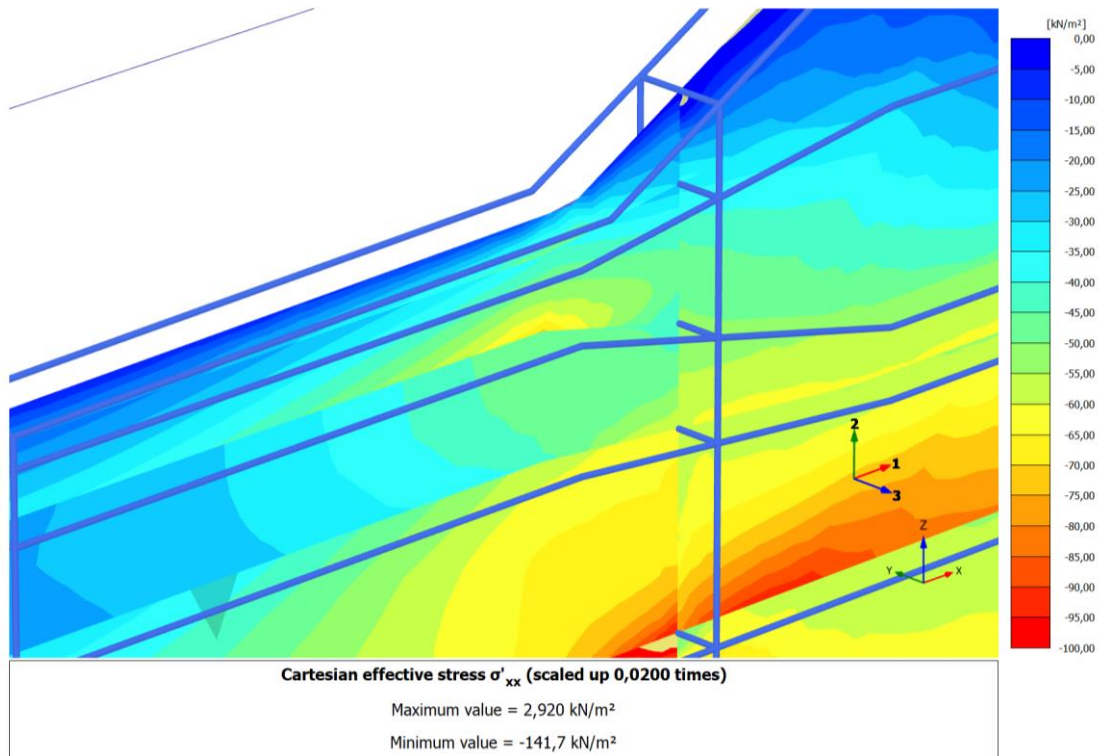
Zoals al in afbeelding 4.11 te zien zijn er relatief hoge spanningen aanwezig achter de damwand (linkerzijde van het model). In afbeelding 4.12 is een dwarsprofiel weergegeven van de horizontale korrelspanningen over het hart van de damwand. Ook hier is duidelijk te zien dat ter hoogte van de damwand, over de volledige hoogte van het model, aanzienlijke korrelspanningen aanwezig zijn aan de niet kerende zijde van de damwand.

Voor de analytische toets op snijden het van belang is om het totale drukverschil over de constructie af te leiden. Als gevolg van grondconstructie interactie rondom de opening, zoals bijvoorbeeld te zien in afbeelding 4.11, zal de spanning direct achter de damwand afnemen en in de opening toenemen. Echter het totale drukverschil over de constructie zal hier niet door wijzigen. Op basis van deze resultaten wordt aanbevolen om de formulering conform de OSPW te hanteren aangezien dit het beste aansluit op de resultaten van de 3D analyse.

Afbeelding 4.12 Methode afleiding belasting toetsing snijden van grond



Afbeelding 4.13 Dwarsprofiel horizontale effectieve korrelspanningen ter hoogte van hart van de damwand



4.8 Conclusie Plaxis 3D

Op basis van de 3D resultaten van de case van 14-1 is het volgende geconstateerd:

- op basis van het globale gedrag (vervormingen, stabiliteitsfactor, buigend moment) is geconstateerd dat het toepassen van een opening van 1,4m en een paneel breedte van 1,4 m (openingspercentage 50 %) geen negatieve impact op het globale gedrag heeft en dat er geen snijden van grond wordt waargenomen;
- de 3D analyse met openingen blijkt zelfs gunstig te zijn voor het globale gedrag. Dit blijkt een gevolg van de interface schematisering. Bij de modellering van een equivalente doorgaande wand is de opening niet verdisconteerd in de R_{inter} wat conservatief is waardoor een berekening met een equivalente plaat ongunstigere resultaten geeft;
 - het vervormingsgedrag van de damwand ten opzichte van de omliggende grond bepaalt of snijden van grond überhaupt kan optreden;
In zones waar de damwand meer wil vervormen dan de grond, en dus weerstand ontleent aan de grond, kan geen snijden van grond optreden. De damwand wil tenslotte meer vervormen dan de grond dus de grond zal nooit door een opening geperst worden. In het voorbeeld van traject 14-1 vervormt de bovenkant van de onverankerde damwand relatief veel ten opzichte van de grond en is er dus geen risico op snijden;
- in de opening probeert de grond een evenwicht te vinden tussen grond dat wordt gemobiliseerd door de damwand en grond dat wordt gemobiliseerd vanuit de openingen. Met andere woorden: Als de grond in de opening meer wil vervormen dan de damwand dan zal de grond in de opening extra weerstand vinden. Met name in zones met relatief hoge verticale korrelspanningen kan er relatief gronddruk gemobiliseerd worden, zolang de maximale gronddruk niet overschreden wordt zal er geen snijden van grond kunnen optreden. Daarbij wordt ook opgemerkt dat de grond in de opening in feite een wig gaat mobiliseren waarbij dus ook grond achter de damwand wordt gemobiliseerd (schelpwerking);
- Voor de analytische methode voor het afleiden van de belasting voor de toetsing van snijden van grond wordt aanbevolen om de formulering conform de OSPW te hanteren waarbij voor de niet kerende zijde ook de spanning achter het damwand paneel in rekening wordt gebracht.

4.8.1 Limitaties en randvoorwaarden 3D model

Ondanks dat er veel aandacht is besteed aan de meshfijnheid van het 3D model is het lastig om in een 3D analyse met het volledige dijkprofiel dezelfde 'bewegingsvrijheid' te halen als in de 2D analyse. Mede veroorzaakt doordat in 3D gebruik wordt gemaakt van 10-knoops kwadratische elementen en in 2D van 15-knoops vierde orde elementen. Het extreem verfijnen van de mesh is in theorie mogelijk echter zal dit leiden tot zeer lange rekentijden. Voor het modelleren van zeer lokaal snijden van grond is het 3D model dus mogelijk niet voldoende fijn maar in 3D kan het globale gedrag spanningsgedrag duidelijk inzichtelijk worden gemaakt en heeft het voldoende detailniveau om het gedragsverschil tussen de panelen en de openingen te beschouwen.

In Plaxis 3D is één enkele case beschouwd voor traject 14-1 waarbij er een onverankerde damwand in de teen van een kleidijk is geplaatst in een situatie waarbij er geen opdrijven of opbarsten optreedt met een opening van 1,4 m en een paneelbreedte van 1,4 m. Op basis van de Plaxis 3D analyse kunnen dus maar beperkt algemene conclusies worden afgeleid.

De sterkte parameters zijn overgenomen vanuit de case voor traject 14-1. Hierbij wordt opgemerkt dat dit de gedraineerde sterkte eigenschappen betreft en dat conclusies dus niet 1:1 vertaald kunnen worden voor de ongedraineerde situatie.

5

CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

5.1 Conclusie

In dit rapport zijn de resultaten gepresenteerd van het onderzoek naar het fenomeen snijden van grond rondom openingen in langsconstructies, meer specifiek bij discontinue damwandconstructies. Directe aanleiding van dit onderzoek is de beoordeling van een bestaande langsconstructie bij Capelle a/d IJssel en Moordrecht in traject 14-1 met grote openingen en smalle panelen die op dit moment conform de huidige richtlijnen niet goedgekeurd kan worden. De case van traject 14-1 is voor dit onderzoek als voorbeeld gebruikt echter dient dit onderzoek niet als beoordeling. De beoordeling voor dit traject dient nog separaat uitgevoerd te word.

Bij dit onderzoek zijn de volgende stappen doorlopen:

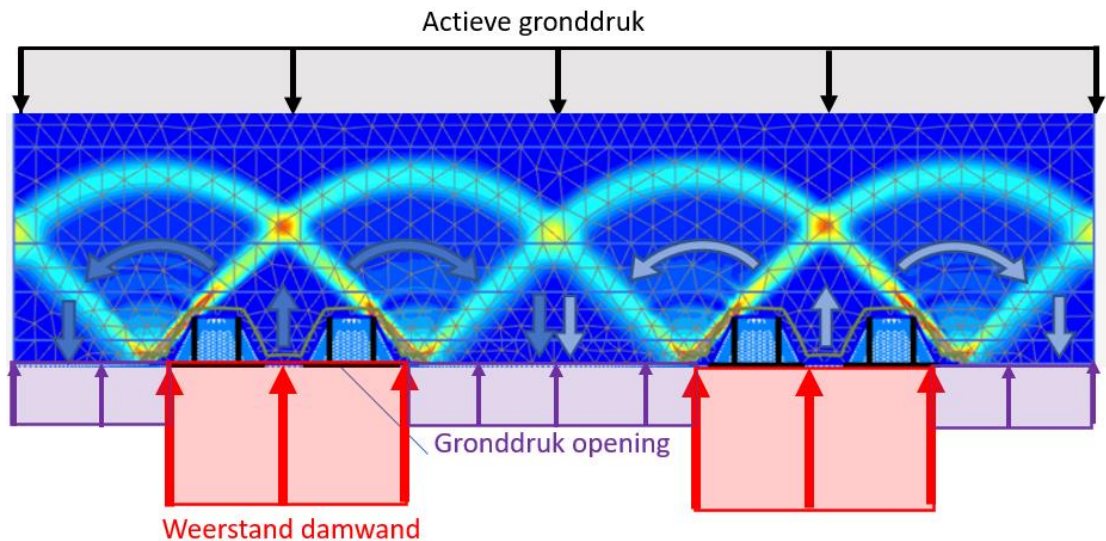
- literatuurstudie;
- Plaxis 2D analyse waarbij op basis van een doorsnede in het horizontale vlak verschillende variabelen zijn beschouwd;
- Plaxis 3D analyse waarbij de case van traject 14-1 is beschouwd.

Op basis van de literatuurstudie is geconstateerd dat veel informatie is gericht op de maximale horizontale weerstand van constructieve elementen en dat dit ten grondslag ligt aan de toets op snijden van grond zoals beschreven in de PPL. Hierbij wordt wel opgemerkt dat het effect van overlappende palenrijen niet is meegenomen en de methode voor de bepaling van de belasting voor de toets op snijden van grond niet goed herleidbaar is.

Bezwijkvorm

Op basis van de 2D analyse is geconcludeerd dat het bezwijkmechanisme bij snijden van grond in feite in lijn ligt met overlappende Prandtl wiggen, zoals bij een fundering op staal, in afbeelding 3.17 is dit principe afgebeeld. Dit mechanisme ligt ook ten grondslag aan de analytische methode voor het bepalen van de weerstand van horizontaal belaste palen zoals beschreven in de PPL en OSPW ('9Cu methode' conform Reese).

Afbeelding 5.1 Bezwijk vorm snijden van grond



Openingspercentage en overlappende grondwigen

Op basis van de 2D analyse is geconcludeerd dat de veiligheid tegen snijden van grond niet afhankelijk is van de absolute openingsbreedte maar afhankelijk is van het openingspercentage oftewel, de verhouding tussen de paneelbreedte en openingsbreedte.

Als het damwandpaneel relatief breed is en de opening relatief smal is dan zal de grondweerstand van de damwand ook redelijk beperkt zijn en daarmee het drukverschil met de opening ook klein zijn. Naarmate het damwandpaneel smaller wordt ten opzichte van de opening (oftewel een groot openingspercentage) dan zal de weerstand op de damwand toenemen en wordt dus het drukverschil ook groter.

Of een grotere openingsbreedte dan 1,0 m mag worden toegestaan is dus afhankelijk van de paneelbreedte, en of een kleinere paneelbreedte kan worden toegestaan is weer afhankelijk van de openingsbreedte.

Op basis van de 2D analyse is geconcludeerd dat tot een openingspercentage van 50 % de wigen volledig overlappen. Bij een openingspercentage groter dan 67 - 70 % is er geen overlap tussen de Prandtl wigen. Dit resultaat klopt goed met de analytische methode voor het bepalen van de horizontale weerstand bij overlappende palenrijen conform Reese. Bij een hart op hart afstand van minimaal $3,75 \cdot \text{paaldiameter}$ (oftewel een openingspercentage van circa 70 %) is er geen sprake meer van overlappende grondwigen en is de horizontale weerstand van de paal gelijk aan die van een vrijstaande paal. Aanbevolen wordt om de 'efficiency' factor voor overlappende palenrijen conform Reese mee te nemen bij de bepaling van de horizontale weerstand.

Bij grote openingspercentages is het twijfelachtig of de constructie nog als een doorgaande wand zal reageren. Omdat het vanuit de reguliere Plaxis 2D schematisatie gewenst is om constructie te hebben die als doorgaande wand reageert wordt aanbevolen om als bovengrens een openingspercentage van 50 % toe te passen. Hierbij wordt wel opgemerkt dat bij een grotere paneelbreedte het mechanisme groter wordt (bezwijkvlak hoger in het model). Bij zeer brede panelen zal de toelaatbare openingsbreedte begrenst worden door de geometrie van de dijk.

Globaal vervormingsgedrag en snijden van grond

Een beperking van het 2D model is dat het globale vervormings gedrag van de dijk, met de damwand en de ondergrond niet meegenomen worden. Op basis van de 3D analyse is geconstateerd dat het globale vervormingsgedrag van de damwand sterk bepalend is of snijden van grond kan optreden.

In zones waar de damwand meer wil vervormen dan de grond, en dus weerstand ontleent aan de grond, kan geen snijden van grond optreden. De damwand wil tenslotte meer vervormen dan de grond dus de grond zal nooit door een opening geperst worden. In het voorbeeld van traject 14-1 vervormt de bovenkant van de onverankerde damwand relatief veel ten opzichte van de grond en is er dus geen risico op snijden.

Bij een verankerde damwand zal de bovenkant van de damwand minder vervormen en is naar verwachting het risico op snijden van grond ook kleiner. Dit is echter niet verder onderzocht in de uitgevoerde analyses.

Grond constructie interactie rondom openingen

In de opening probeert de grond een evenwicht te vinden tussen grond dat wordt gemobiliseerd door de damwand en grond dat wordt gemobiliseerd vanuit de openingen. Met andere woorden: Als de grond in de opening meer wil vervormen dan de damwand dan zal dit extra weerstand vinden. Daarbij wordt opgemerkt dat om deze weerstand te ontwikkelen de grond deformatie nodig heeft.

In het geval van lage verticale spanningen is het risico op snijden van grond groter omdat de grond in de opening minder weerstand biedende gronddruk kan mobiliseren. Dus met name in ondiepe zones of waar er sprake is van opdrijven of opbarsten is het risico op snijden van grond groter.

Voor de analytische toets op snijden het van belang is om het totale drukverschil over de constructie af te leiden. Als gevolg van grondconstructie interactie rondom de opening zal de spanning direct achter de damwand afnemen en in de opening toenemen. Echter het totale drukverschil over de constructie zal hier niet door wijzigen. Op basis van deze resultaten wordt aanbevolen om de formulering conform de OSPW te hanteren aangezien dit het beste aansluit op de resultaten van de 3D analyse.

Interface sterkte bij het toepassen van openingen

Op basis van de vergelijkende 3D analyses is vastgesteld dat de standaard interface modellering conservatief is. Bij een discontinue wand is er deels sprake van grond op grond interactie en deels sprake van grond constructie interactie. Bij de modellering van een equivalente doorgaande wand wordt doorgaans de opening niet verdisconteerd in de interface sterkte R_{inter} wat conservatief is waardoor een berekening met een equivalente plaat conservatief is mits uitgegaan wordt van een standaard R_{inter} .

5.2 Beantwoording onderzoeksvragen

Wat is het snijden van grond en welke mechanismen spelen daar een rol

De definitie voor snijden van grond zoals gehanteerd in de PPL blijkt goed te passen bij snijden van grond: *doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen (snijden), ten gevolge van het ~~bereiken~~ overschrijden van de grondsterkte.*

In deze definitie worden de belangrijkste mechanismen genoemd:

Doorpersen

Doorpersen betekent dat er een netto drukverschil is die de grond door de opening perst waarbij het drukverschil tussen de grondspanning op de damwand en de gronddruk in de opening dermate groot is dat bezwijken van de grond door de opening optreedt (zie ook afbeelding 3.17).

Plaatsvaste constructiedelen

Met plaatsvast wordt een constructiedeel bedoeld dat niet of weinig vervormt ten opzichte van de omliggende grond. Als een constructie evenveel of meer vervormt dan de grond dan treedt geen snijden op (bijvoorbeeld de bovenkant van een onverankerde damwand).

Overschrijden van de grondsterkte

Dit betekent in feite dat de maximale horizontale weerstand in de opening is bereikt en dat er dus geen evenwicht meer kan worden gevonden. Belangrijk om daarbij op te merken is dat de maximale horizontale weerstand in de opening dus de maximale weerstand is waarbij de grond in de opening ook de grond achter de damwand kan gaan mobiliseren (schelpwerking). De grond in de opening zal ten slotte meer vervormen dan de damwand en dus ook als eerste deze grond mobiliseren.

Inzicht krijgen in de kennis over het faalmechanisme snijden van grond en de beoordeling daarvan op basis van bestaande literatuur.

Er is veel bestaande literatuur beschikbaar die methodes geven voor het bepalen van de laterale weerstand van horizontaal belaste constructies zoals damwanden, palen en palenrijen. Opgemerkt wordt dat bij al deze methodes in feite de maximale weerstand van de constructie wordt getoetst, het betreft dus geen toets op grondvervormingen tussen de constructieve elementen door.

Op basis van de Plaxis 2D analyses is geconstateerd dat het bezwijkgedrag bij 'snijden van grond' lijkt op een Prandtl wig. Dit mechanisme ligt ook ten grondslag aan de analytische methode voor het bepalen van de weerstand van horizontaal belaste palen.

Wat is de invloed van het toepassen van een grotere openingsbreedte tot 1,4 m ten opzichte van het in PPL voorgeschreven maximum van 1,0 m openingsbreedte en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

Wat is de invloed van het toepassen van twee enkele profielen ten opzichte van de in de PPL voorgeschreven minimale breedte van vier enkele profielen op het risico op het snijden van grond en onder welke voorwaarden is dit toelaatbaar?

Op basis van de resultaten uit de 2D analyse blijkt dat de verhouding tussen paneelbreedte en openingsbreedte bepalend is voor de toelaatbare opening en paneelbreedte en daarom worden beide vragen tegelijk beantwoordt.

Het uitgangspunt bij het ontwerp langsconstructies conform de PPE en PPL is dat deze als doorgaande damwand beschouwd worden. Op basis van de 2D analyse is vastgesteld dat in dat geval een openingspercentage van 50 % als een absolute bovengrens moet worden gezien. Bij grotere openingspercentages zal de constructie meer als losstaande elementen reageren dan een doorgaande wand.

Dit betekent echter niet dat de opening oneindig breed kan zijn mits het openingspercentage maar 50 % is. Of de breedte toelaatbaar is, is afhankelijk van het vervormingsgedrag (impact op de hoogte of scheurvorming bekleding) van de damwand, spanningscondities in de opening, grondsterkte rondom de opening, geometrie van het dijklichaam.

Specifiek voor de case van 14-1 lijkt een openingsbreedte van 1,4 m toelaatbaar is daarbij in overweging nemende:

- onverankerde damwand in de teen/talud van de dijk: de bovenkant damwand vervormt relatief veel ten opzichte van de grond waardoor het risico op snijden van grond klein is;
- klei dijk op een klei ondergrond: klei heeft bij relatief lage spanningen een aanzienlijke schuifsterkte waardoor het risico op ondiep snijden van grond klein is;
- geen opdrijven of opbarsten, hierdoor zijn de korrelspanningen relatief groot en kan de grond in de opening dus relatief veel weerstand biedende gronddruk mobiliseren waardoor het risico op snijden van grond klein is.

Wel wordt aanbevolen om voor de case van 14-1 ook een ongedraineerde analyse uit te voeren om bovenstaande resultaten te verifiëren.

Met enkel het oog op snijden van grond lijkt, om bovenstaande redenen, een paneelbreedte van 1,4 m ook toelaatbaar. Echter met het oog op het constructieve gedrag wordt sterk afgeraden om dergelijke smalle

profielen toe te passen aangezien deze erg gevoelig zijn voor roteren en torderen zoals ook in Eemdijkproef aanbeveling is geconstateerd [ref. 18].

In het geval van een beoordeling, zoals voor traject 14-1, wordt aanbevolen om te controleren of de gebruikte damwand voldoende restcapaciteit heeft en voorzien is van een gording en mogelijk monitoring toe te passen.

5.3 Aanbeveling:

Voorstel aanpassing PPL

Op basis van het voorliggende onderzoek lijkt er geen reden om vast te houden aan de maximale absolute openingsbreedte van 1,0 m. Echter is er nog wel onzekerheid rondom het constructieve gedrag van (smalle) panelen, daarom wordt aanbevolen om de maximale openingsbreedte te begrenzen op de breedte van een dubbel damwandpaneel uitgaande van een paneelbreedte van (minimaal) 2 dubbele damwandprofielen. Het toepassen van grotere openingen of smallere panelen kan worden toegestaan mits getoetst is op snijden en op basis van een 3D analyse is aangetoond dat de openingen geen negatief effect hebben op het globale gedrag of dat dit effect toelaatbaar is. Aanbevolen wordt om als bovengrens een openingspercentage van 50% te hanteren. Bij een groter openingspercentage kan de constructie niet meer op basis van een 2D analyse beschouwd worden.

Verder wordt aanbevolen om de volgende wijzigingen door te voeren in de analytische toets in Bijlage B.2. van de PPL:

- toevoegen van de 'efficiency factor' voor overlappende palenrijen conform Reese;
- voor de belasting van de toets op snijden uitgaan van de formulering conform de OSPW waarbij ook de spanning aan de niet kerende zijde van de constructie in rekening wordt gebracht.

Om de effecten van deze aanpassing inzichtelijk te maken is in Bijlage III een voorbeeld berekening toegevoegd. Bij relatief hoge spanningen aan de niet kerende zijde zal de aangepaste methode gunstiger uitkomen aangezien de spanning achter de damwand ook in rekening wordt gebracht. Bij relatief lage spanningen aan de niet kerende zijde zal de aangepaste methodiek ongunstiger zijn aangezien in dat geval de verlaagde efficiëntie van de overlappende palenrij zwaarder meeweegt.

Aanbevelingen vervolg onderzoek

In dit onderzoek is op basis van de 3D analyse een situatie beschouwd met een onverankerde damwand in de teen bij een kleidijk waar geen opbarsten of opdrijven een rol speelt. Om meer algemenere conclusies te trekken voor de toelaatbare openingsbreedte dienen aanvullende cases beschouwd te worden:

- situatie met een verankerde damwand, de damwand zal dan ondiep veel minder vervormen met daardoor een groter risico op snijden;
- situatie met opdrijven/opbarsten, hierdoor veel lagere verticale korrelspanningen en daardoor ook een lagere maximale weerstand in de opening en daardoor een groter risico op snijden;
- zandlagen in de ondergrond, bij lage spanningen lage sterktes en daardoor mogelijk een groter risico op snijden;
- situatie met een damwand in de kruin mogelijk in combinatie met bijvoorbeeld een restprofiel.

Faalpadanalyse

Dit onderzoek heeft zich primair gericht op snijden van grond en of dit optreedt. Of snijden van grond echter ook daadwerkelijk leidt tot het falen van een waterkering met overstromen tot gevolg is niet uitgewerkt. Bij het beschouwen van een situatie met snijden van grond wordt aanbevolen ook dit te beschouwen. Een waterkering zal namelijk pas bezwijken met overstromen tot gevolg doordat als gevolg van de snijden van grond de kruin dermate zakt dat overlopen optreedt of doordat de integriteit van de bekleding niet meer is geborgd, door scheurvorming rondom de damwand, met als gevolg erosie van de bekleding en daardoor erosie van de dijk als geheel.

Interface sterkte bij discontinue wanden

Geconcludeerd wordt dat de standaard interface modellering bij een situatie met openingen een conservatieve schematisering lijkt. Om nader te onderzoeken of enkel de interface sterkte de oorzaak is van de verschillen of dat bijvoorbeeld een andere verdeling van gronddrukken tussen de openingen ook een rol speelt wordt aanbevolen om een 3D analyse uit te voeren met een R_{inter} gelijk aan 1,0. In dat geval is de interface geen verzwakking meer in het model en zouden eventuele verschillen een gevolg kunnen zijn van een andere verdeling van gronddrukken in de opening en/of snijden van grond.

6

REFERENTIES

Voor de literatuurstudie zijn de volgende documenten gebruikt:

- 1 Witteveen+Bos, Aanmeldformulier kennis en innovatie agenda, onderzoek openingen in langsconstructies, d.d. december 2020.
- 2 POV Macrostabieliteit, POVM Langsconstructies, d.d. maart 2020.
- 3 Deltares, Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) Ontwerprichtlijn voor WSRL, d.d. 13 maart 2013.
- 4 POV Macrostabieliteit, POVM cluster rekenen Quick Wins, versie: 1, status: definitief, d.d. augustus 2016.
- 5 CUR Bouw en Infra, CUR166 Damwand constructies, 6^e herziene druk (deel 1 en deel 2), d.d. juli 2012.
- 6 CUR Bouw en Infra, CUR231 Handboek diepwanden, d.d. september 2010.
- 7 Fugro, Versterking Capelle en Moordrecht - Uitvoeringsontwerp Oosteinde Moordrecht, d.d. 7 juni 2016.
- 8 Fugro, Versterking Capelle en Moordrecht - Uitvoeringsontwerp Capelle sectie 1, d.d. 4 mei 2016.
- 9 Fugro, Versterking Capelle en Moordrecht - Uitvoeringsontwerp Capelle sectie 3, d.d. 30 maart 2016.
- 10 Deltares, Praktijkervaringen INSIDE, MIP en Dijkdeuvels, d.d. juli 2011.
- 11 POV Macrostabieliteit, POVM Eemdijkproef Eindrapport proefprogramma Product V (definitief), kenmerk: 11200956-014-GEO-0001, versie: 2, d.d. november 2018.
- 12 CUR Bouw en Infra, CUR228 - Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen, d.d. 2010.
- 13 Blum, H., Wirtschaftliche dalbenformen und deren berechnung. Bautechnik, 1932.
- 14 Barton, Y.O., Laterally loaded model piles in sand: centrifuge tests and finite element analyses, University of Cambridge, 1982.
- 15 Hansen, J.B., The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. The Danish geotechnical institute, 1961.
- 16 O'Neill, M.W. and J.M. Murchison, An evaluation of p-y relationships in sands., in API report 82-41-1, 1983, American Petroleum Institute.
- 17 POV Macrostabieliteit, POVM Eemdijkproef Eindrapportage proefprogramma Product V, status: definitief, versie: 2, kenmerk: 11200956-014-GEO-0001, d.d. november 2018.
- 18 F.L.E. Meijer, Evaluation of sheet pile behavior based on Eemdijk monitoring data, Master Thesis TUDelft, d.d. 13 februari 2019.

Bijlage(n)

BIJLAGE: LITERATUURSTUDIE

I.1 PPL paragraaf 4.8.3 Snijden van constructieve elementen door de grond (GEO2) en Bijlage B.2 [ref. 2]

Als richtlijn voor ontwerp en beoordeling van langsconstructies van dijken is het document POVM Langsconstructies (PPL) door de Project Overstijgende Verkenning Macrostabieleit (POVM) gepubliceerd. Deze richtlijn is sinds 2019 de vigerende richtlijn, voor het ontwerp van langsconstructies in dijken. Voordat invoering van de PPL als vigerende richtlijn, werden ontwerpen volgens de Ontwerp Stabieleitsschermen (type II) in Primaire Waterkeringen (OSPW) ontworpen.

In de PPL komt onder andere beoordeling van het faalmechanisme ook snijden van grond aan bod. Hier wordt in algemene zin op ingegaan in paragraaf 4.8.3 en de rekenmethode voor de toetsing voor dit mechanisme is opgenomen in Bijlage B.2, toets op snijden. Zowel paragraaf 4.8.3 als Bijlage B.2 zijn opgenomen in voorliggende literatuurstudie.

Beschrijving faalmechanisme snijden van grond (GEO2) in PPL

Bij wandtechnieken met discontinuïteiten en bij losstaande elementen, wordt er een nieuw faalmechanisme geïntroduceerd omdat de grond kan 'vervormen/stromen' tussen de openingen in de wandelementen of rondom de losstaande elementen. Dit mechanisme wordt ook 'snijden' van grond genoemd. Door de afstanden tussen de losstaande elementen te beperken, zal het gedrag van de dijk met discontinue constructie vergelijkbaar zijn met het gedrag van een dijk die is voorzien met een continue wand.

De beschrijving van het faalmechanisme in de PPL is als volgt: *GEO2: het doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen (snijden), ten gevolge van het bereiken van de grondsterkte.*

Bij het toepassen van losstaande elementen en van discontinue wanden moeten de constructieve elementen zo dicht op elkaar worden gezet en de openingsbreedte worden beperkt dat de constructieve maatregel werkt als een doorgaande wand. Het risico op lokaal bezwijken van de grond (snijden) rond (of tussen) de constructieve elementen wordt daarmee vermeden. Om snijden te voorkomen moet daarnaast een minimum aantal profielen met elkaar via het slot worden verbonden.

De toets op snijden moet alleen worden uitgevoerd bij discontinue constructies waarin niet wordt voldaan aan de in paragraaf 5.8.2 uit de PPL gestelde eisen aan de afmetingen van en tussen de constructieve delen.

De belasting door het stromen van grond door de openingen kan er ook toe leiden dat bij een stalen damwand de randplanken, die niet gesteund worden, gaan draaien/torderen. Dit mechanisme wordt voortaan 'torsie randplanken' genoemd. Het kan uiteindelijk leiden tot het falen van de constructief versterkte dijk.

Toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

De toetsing op snijden van grond is een uiterste grens toestand toetsing (UGT). De vervormingen die optreden bij een langsconstructie worden volgens de algemene bruikbaarheidsgrenstoestand toetsing beoordeeld. Deze toetsing houdt in dat de optredende vervormingen beperkt dienen te blijven (kruindaling kleiner dan 0,10 m en horizontale damwand vervorming kleiner dan 0,10 m). Als de vervormingen groter zijn dan de vervormingseis dan dient er een aanvullende risicoanalyse van de impact van deze vervormingen te worden uitgevoerd. Het onderzoek waar voorliggende literatuurstudie deel van uitmaakt richt zich op het faalmechanisme dat optreedt in de UGT.

Paragraaf 4.8.3: Snijden van constructieve elementen door de grond

In de PPL wordt naar paragraaf 4.8.3 verwezen voor de toets op 'snijden'. Wat hierbij opvalt is dat de definitie van GEO2(snijden) conform dezelfde PPL is: *'het doorpersen van grond in gaten tussen plaatsvaste constructiedelen'*. Echter wordt in paragraaf 4.8.3 het snijden van de constructie door de grond getoetst wat in feite een ander mechanisme is.

De volgende eisen worden gesteld aan het ontwerp van discontinue damwanden:

- het risico op lokaal bezwijken van de grond (snijden) rond of tussen de constructieve elementen moet worden vermeden;
- voor discontinue damwanden: minimaal vier enkele profielen in het slot waarbij de breedte van de openingen maximaal 1,0 m is.

De vereiste toets op snijden geldt in de praktijk alleen voor (niet-overlappende) palenwanden en dijkdeuvels.

Toets op snijden voor h.o.h maximaal 2xD en bij tussenafstand maximaal 1 m:

- toets uitgaande van een 2D-EEM analyse;
- aandrijvende laterale kracht in combinatie met een belastingeffect factor 1,25 blijft kleiner dan de maximale grondweerstand;
- laterale kracht volgt uit verschil in horizontale druk;
- toets op snijden: voor cohesieve grond capaciteit als ongedraineerde schuifsterkte in toetsing volgens de PY-curves methode van API, voor zand capaciteit uit de formules volgens Brinch Hansen.

Toets op snijden voor h.o.h groter dan 2xD en bij tussenafstand groter dan 1 m:

- bij een ontwerp op basis van 2D analyses dient te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering door middel van aanvullende vergelijkende 3D-berekeningen;
- bij 3D EEM berekening is meestal aanvullende handmatige toets op snijden nodig;
 - contactoppervlak tussen grond en constructie kan niet voldoende precies worden gemodelleerd;
 - elementennet nabij het contactoppervlak wordt onvoldoende verfijnd;
- bij een handmatige toets op basis van een 3D-berekening moet worden gecontroleerd of de verdeelde laterale belasting op de constructie (de afgeleide van het dwarskrachtverloop in de richting van de constructie-as) niet groter is dan de theoretische capaciteit van de omringende grond.

Paragraaf 5.8.2 Discontinue damwanden

Omdat door het stromen van grond door openingen tussen damwanden de randplanken kunnen gaan draaien/torderen (torsie randplanken) moet het weerstandsmoment bij de toetsing van staalspanning voor open damwanden worden gecorrigeerd met een factor $\gamma_{open} = 0,9$.

Verder gelden er enkele voorwaarden bij de uitwerking van het constructieve ontwerp voor open damwanden waarbij er een relatie is met snijden van grond:

- bij het realiseren van openingen in de damwanden dienen er onderlinge damwandsecties van minimaal twee dubbele profielen in het slot te worden geplaatst;
- de breedte van de openingen in de wanden dienen zodanig beperkt te worden dat er geen grond tussen de elementen door kan stromen. Hiervoor moet worden uitgegaan van een maximale breedte van 1,0 m tussen de onderlinge damwandsecties.

Bijlage B.2 Toets op snijden

Voor cohesieve lagen (ongedraineerd grondgedrag), weerstand

Weerstand horizontaal belaste palen wordt gegeven door de API (American Petroleum Institute, 2002) waarbij de maximale weerstand P_u gelijk is aan het minimum van P_{us} (falen op kleinere diepte) en P_{ud} (bezwijken op grotere diepte).

Weerstand op relatief kleiner diepte (P_{us}):

$$P_{us} = 3 * S_u * D + \gamma' * H * D + J * S_u * H$$

Weerstand op relatief grotere diepte (P_{ud}):

$$P_{ud} = 9 * S_u * D$$

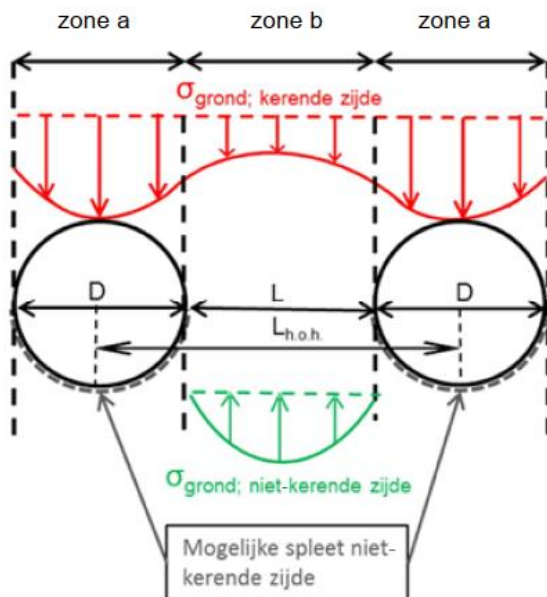
Met:

S_u	= de karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²];
D	= de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m];
γ'	= het effectief volumiek gewicht van de grond [kN/m ³];
H	= de diepte beneden maaiveld [m];
J	= een dimensieloze empirische constante (0,25 - 0,5) [-].

Enkele opmerkingen daarbij:

- maximale weerstand van $9 * S_u * D$ geldt voor een volledig gladde, ronde, paal maar is ook voor andere paalvormen een veilige waarde;
- de formules gaan uit van een horizontaal maaiveld maar in geval van een talud bij bijvoorbeeld een dijk werkt het talud normaliter alleen maar gunstig;
- S_u kan bepaald worden in stap 6b van PLAXIS berekening. Hierbij moet de 'kerende kant' worden gekozen.

Afbeelding I.1.1 Principeschets horizontale gronddrukken aan de kerende zijde en de niet-kerende zijde van de constructieve elementen [ref. 2]



Voor niet-cohesieve gronden (gedraineerd grondgedrag), weerstand

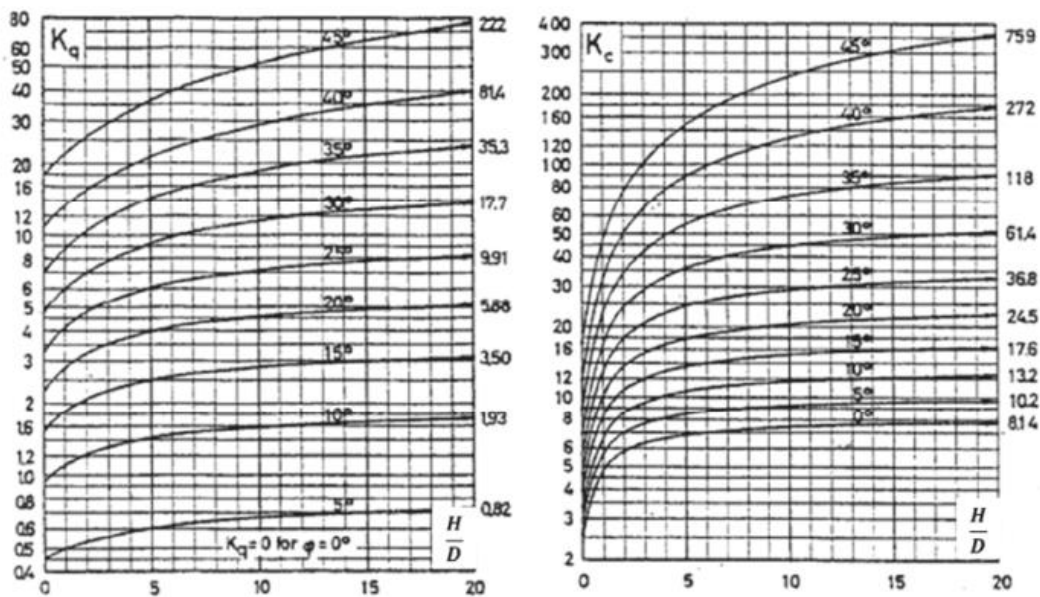
Weerstand constructief element wordt bepaald volgens methode Brinch Hansen:

$$P_u = (\sigma'_v * K_q + c' * K_c) * D$$

Met:

- P_u = maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m];
- σ'_v = de verticale korrelspanning [kN/m²];
- c' = effectieve cohesie (=0 aangezien de situatie voor niet cohesieve gronden wordt beschouwd) [-];
- K_q en K_c = gronddrukcoëfficiënten [-];
- D = de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m].

Afbeelding I.2 Coëfficiënten K_q en K_c volgens Brinch Hansen [ref. 2]



Toets criterium op basis van 2D analyse

Er dient getoetst te worden op het lokaal bezwijken van de grond rondom de constructieve elementen, waarbij de constructieve elementen door de grond snijden en de vereiste boogwerking niet kan optreden. Bij deze toets op snijden wordt verondersteld dat de constructieve elementen door boogwerking belast worden door de berekende gronddruk op het constructieve element over de h.o.h.-afstand ($L_{h.o.h.}$) van de constructieve elementen. Dit levert de aandrijvende kracht. Als toets geldt dan dat de maximale weerstand van de grond op de constructieve elementen groter dan of gelijk aan deze aandrijvende kracht moet zijn.

$$P_u \geq (L_{h.o.h.} * \sigma_{h;kerend;gem} - L * \sigma_{h;nietkerend;gem}) * \gamma_{add,snij}$$

Met:

- P_u = de rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve grond, zoals eerder aangegeven;
- $\sigma_{h;kerend;gem}$ = de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de h.o.h.-afstand aan de kerende kant uit stap 6b [kN/m²];
- $\sigma_{h;niet kerend;gem}$ = de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de afstand tussen de constructieve elementen aan de niet-kerende kant uit stap 6b [kN/m²];

$L_{h.o.h.}$	= onderlinge hart-op-hartafstand tussen de constructieve elementen [m];
L	= de breedte tussen de constructieve elementen [m];
$\gamma_{add,snij}$	= belastingeffect-factor op de resulterende horizontale kracht $\gamma_{add,snij} = 1,25$ [-].

De rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructief element moet worden bepaald op basis van de spanningen loodrecht op de constructie, zoals af te lezen in rekenstap 6b van de eindige elementenberekening. Dit is de rekenfase waarin op de grondsterkte de schematiseringsfactor, de modelfactor en de geotechnische schematiseringsfactor zijn toegepast.

De bovenstaande formules zijn afgeleid voor verticaal staande constructieve elementen. Voor in deze gevallen gebruikelijke schoorstanden mogen ze ook worden toegepast, waarbij dan de spanningen loodrecht op de wand (de 'normal stresses' van de interfaces in een EEM-berekening) moeten worden gehanteerd. Voor ongedraineerd gemodelleerde grond moet de totale spanning worden afgelezen en voor gedraineerd gemodelleerde grond de effectieve spanning.

Voor palen die aan de kop worden belast moet bij kleine h.o.h.-afstanden een reductie op de weerstand worden toegepast, omdat de invloedsgebieden elkaar dan overlappen (Reese, 2006). Voor palen in bewegende grond is het effect minder duidelijk; Chen & Poulos (Chen L.T., sept. 1997) geven in plaats van een reductie juist een toename aan van de weerstand. In de PPL is, vanwege de onduidelijkheid in de al aangehaalde en verdere literatuur (Broms, 1964; Randolph C. M., 2006; Randolph M. a., 1984), geen correctie voor de invloed van de h.o.h.-afstand toegepast.

Toets criterium op basis van 3D-analyse

$$P_u \geq |dQ/d_{x-as}|$$

Met:

P_u	= de rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve grond zoals eerder aangegeven;
$ dQ/d_{x-as} $	= de absolute waarde van de afgeleide van het dwarskrachtverloop in de as-richting van de constructie, afgelezen in stap 6b van de EEM analyse [kN/m].

Reflectie huidige PPL

- in de PPL wordt voor discontinue damwandconstructies een maximale opening van 1,0 m voorgeschreven. Er wordt geen mogelijkheid geboden om een toets op snijden voor discontinue damwanden uit te voeren;
- de onderbouwing van de in de PPL voorgeschreven maximale opening tussen damwanden van 1,0 m en minimaal 4 enkele profielen in het slot is niet goed te herleiden en lijkt met name een pragmatische keus;
- in huidige richtlijn lijkt de aanname dat de boogwerking op orde is door voorgeschreven maximale openingsgrootte, waardoor de grondbelasting (in grote mate) naar de constructieve elementen wordt geleid. Dit wordt bevestigd door het feit dat in de toetsing van het snijden van grond alleen de weerstand van paal terug komt en de belasting op de palen wordt verminderd met de passieve weerstand van de grond in de opening. Alleen de weerstand van het totale systeem wordt getoetst. De stabiliteit van het grondlichamen in de opening wordt niet getoetst;
- er is in de methodes geen beoordeling van de effectiviteit van de boogwerking en het effect van variatie van de hart-op-hart afstand op de mate waarin deze boogwerking optreed.

1.2 Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) (OSPW) [ref. 3]

De OSPW is de voorloper van de in paragraaf 1.1 behandelde PPL voor het ontwerp van langsconstructies bij dijken. De langsconstructies van dijktraject 14-1 zoals besproken in hoofdstuk 1 zijn ontworpen volgens de OSPW. In de PPL zijn enkele wijzigingen doorgevoerd ten opzichte van de OSPW op gebied van beoordeling

van het faalmechanisme snijden van grond bij langsconstructies. In deze paragraaf wordt kort ingegaan op het deel van de OSPW dat snijden van grond behandelt. Dit is paragraaf 5.3 uit de OSPW.

Samenvatting paragraaf 5.3 'toetsen snijden van grond rondom constructieve elementen' OSPW

In de OSPW is genoemd dat in geval er openingen in een doorlopende constructie zijn opgenomen rekening gehouden dient te worden met driedimensionale effecten omdat onvoldoende zekerheid bestaat over de ontwerp veiligheid bij een 2D aanpak. Over snijden van grond is opgenomen dat bij een voldoende kleine afstand tussen de constructieve elementen boogwerking aannemelijk is en dat de uitkomsten van 2D Eindige Elementen analyses redelijk betrouwbaar zijn. Er is geen specifiek criterium hiervoor opgenomen in de OSPW. In de OSPW is opgenomen dat als de opening tussen constructieve elementen groter is dan de breedte van de constructieve elementen er een modelfactor $\gamma_{d,i} = 1,1$ gebruikt dient te worden voor de vereiste veiligheid tegen bezwijken constructieve elementen.

In de OSPW is over snijden van grond opgenomen dat dit extra getoetst dient te worden voor het ontwerp van 'kleinschalige' constructieve elementen welke met behulp van een 2D-analyse worden ontworpen. Voor de specifieke toets wordt verwezen naar het document 'praktijkervaringen INSIDE, MIP en Dijkdeuvels'. In de OSPW wordt beschreven dat ondanks dat de methode voor de toetsing van snijden van grond voor dijkdeuvels is opgesteld, de toetsing ook kan worden toegepast voor het toetsen van het snijcriterium van vergelijkbare constructies.

De toets van snijden van grond is als volgt:

- conform OSPW [ref. 3] volgens het snijcriterium uit [INSIDE 2011]:

$$9 * c_{u,d} * D \geq (\sigma'_{h,achter} - \sigma'_{h,voor}) * h.o.h. * \gamma_m$$

Met:

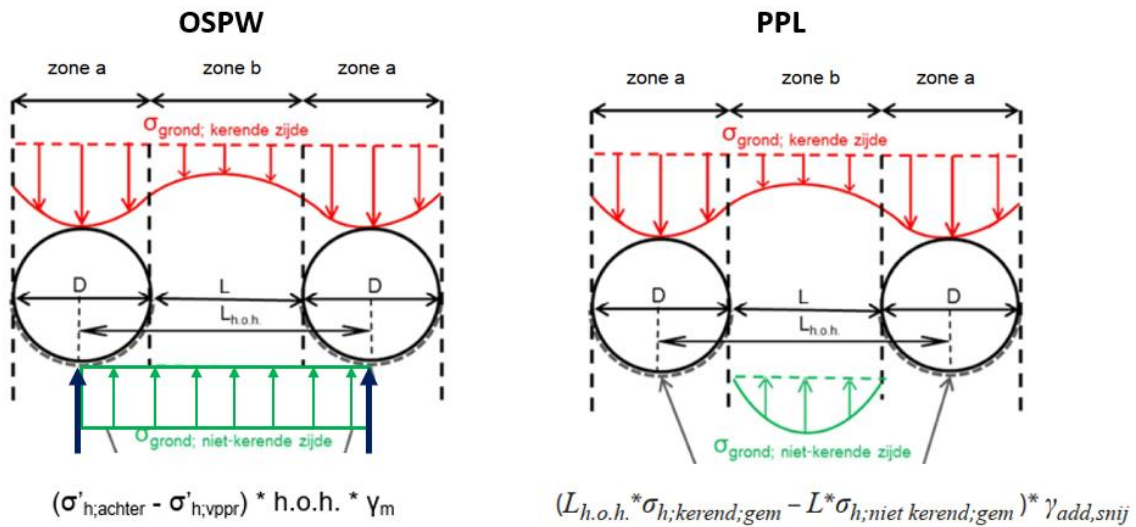
- $c_{u,d}$ = ongedraineerde schuifsterkte [kPa];
- D = breedte constructieve element (1,4 m voor AZ36-700N) [m];
- σ'_h = horizontale korrelspanning op de wand [kPa];
- h.o.h. = hart op hart afstand constructieve elementen [m];
- γ_m = 1,25 additionele veiligheidsfactor gronddruk [-], conform KIS*

*KIS is Kinderdijk - Schoonhovenseveer, zie ook rapport hiervan [INSIDE 2011] : Praktijkervaring INSIDE, MIP en Dijkdeuvels (rapport), Deltares rapport 1202043-014-VEB-2011, september 2011,

Reflectie huidige PPL

- in de PPL is de toets op snijden alleen opgenomen voor ontwerp van palenwanden, deze toets wordt niet gehanteerd voor het ontwerp van damwand constructies met openingen. De OSPW stelt dat de toets opgesteld is voor dijkdeuvels maar stelt hier dat de toetsing ook voor vergelijkbare constructies kan worden uitgevoerd;
- in de PPL is opgenomen dat een damwandconstructie met openingen aan de volgende eisen dient te voldoen: minimaal vier enkele profielen in het slot waarbij de breedte van de openingen maximaal 1,0 m is. Deze eisen komen niet terug in de OSPW;
- de opgenomen toetsing uit het uitvoeringsontwerp geeft een gunstigere evenwichtssituatie dan de snijden van grond toetsing in de PPL. In de toetsing uit het uitvoeringsontwerp volgens de OSPW kan de horizontale druk aan de polder zijde namelijk over de gehele hart op hart afstand van de elementen worden afgetrokken van de druk aan de kerende zijde, terwijl dit in de PPL alleen over de afstand tussen de elementen is. Zie hiervoor ook Afbeelding I.3. Dit is voor de constructies zoals bij traject 14-1 voorkomend een extra breedte waar aan de passieve zijde mee gerekend kan worden van 1,4 m op een totale hart op hart afstand van 2,33 m tot 2,55 m. Hierdoor is toetsing van snijden van grond volgens de OSPW aanzienlijk gunstiger ten opzichte van de toetsing zoals omschreven in de PPL.

Afbeelding I.3 Links: methode afleiding belasting toetsing snijden van grond conform OSPW; Rechts: methode afleiding belasting toetsing snijden van grond conform PPL



1.3 Analytische methodes voor maximale laterale grondweerstand

Voor de bepaling wanneer het horizontaal falen van de grond optreedt is de maximale laterale grond weerstand tegen de constructieve elementen in de grond van belang. De verschillende beschouwde modellen voor de bepaling van de maximale laterale grondweerstand worden hieronder samengevat:

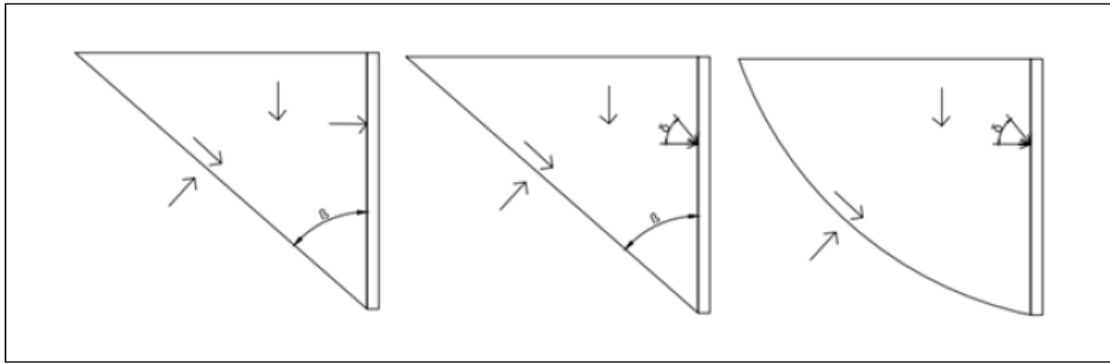
- als eerste zijn drie modellen gepresenteerd voor de bepaling van de maximale laterale grond weerstand bij een doorgaande damwand (Rankine, Müller-Breslau en Kötter);
- daarna zijn vier modellen opgenomen voor de bepaling van maximale laterale grond weerstand bij een horizontaal belaste paal (Blum, Barton, Brinch Hansen, PY-Curves);
- vervolgens is ingegaan op het effect van overlappende grondwigen en hoe daarmee kan worden omgegaan bij deze modellen;
- de belangrijkste bevindingen in de samenvatting opgesomd.

Maximale laterale grondweerstand voor doorgaande wand

De maximale laterale grond weerstand voor een continue wand kan beschreven worden met drie bekende glijvlak modellen: Rankine, Müller-Breslau en Kötter. Zie Afbeelding I.4 voor de verschillende vormen bezwijkvlakken voor verschillende modellen. Op basis van de vergelijking worden de volgende conclusies getrokken:

- bij een hoge wandwrijvingshoek (φ) geven de verschillende bestaande modellen een groot verschil in laterale grondweerstand;
- de maximale laterale grondweerstand voor ruwe wanden kan het best worden beschreven met het model van Kötter. Het gebruikte glijvlak model is bij de methode van Kötter het meest realistisch (gekromd in plaats van recht) en er is wandwrijving meegenomen in de modellering van de horizontale grondweerstand;
- het gebruik van wandwrijving in de modellen leidt tot een significante toename in maximale laterale grondweerstand.

Afbeelding I.4 Bezwijkvlakken volgens Rankine (links), Müller-Breslau (midden) en Kötter (rechts)

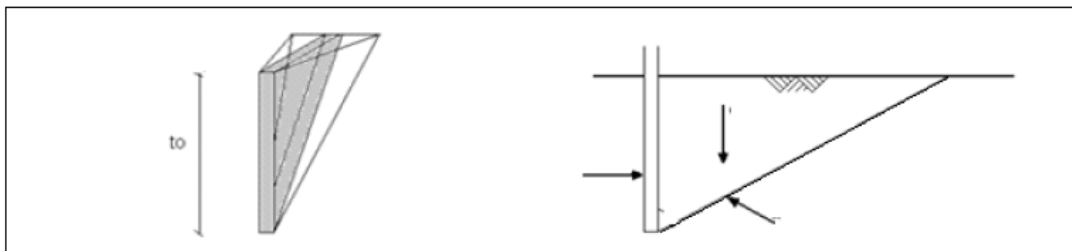


Maximale laterale grondweerstand voor een horizontaal belaste enkele paal

Voor de beoordeling van de laterale grondweerstand van horizontaal belaste enkele palen zijn vier analytische modellen beschreven:

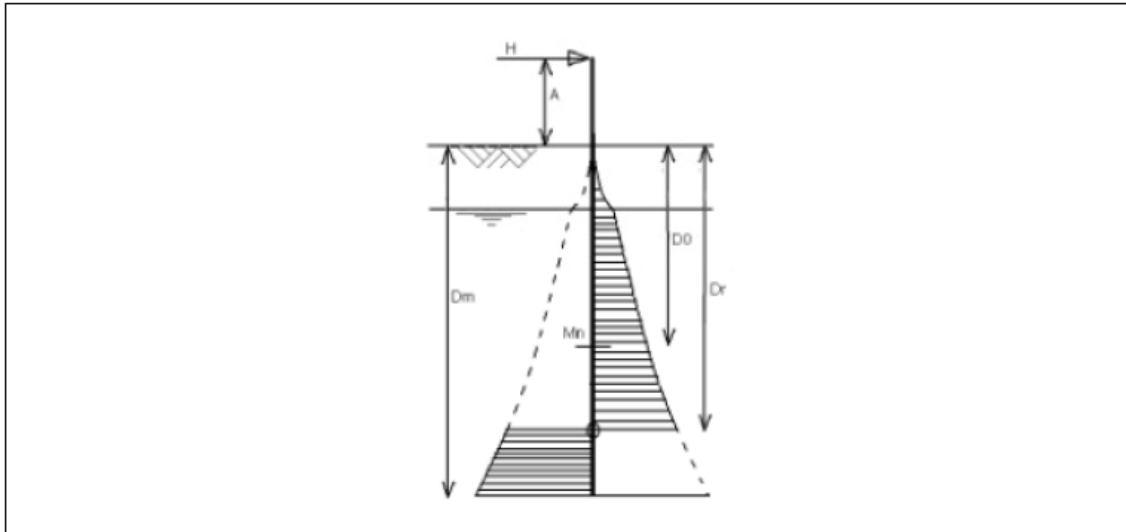
- *Blum [ref. 11]:*
 - 3D Grondwig Blum vergelijkbaar met Rankine grondwig in 2D;
 - spreiding in derde dimensie afhankelijk van de diepte van het glijvlak (t_0) met t_0 is 0,8 x de ingebedde diepte van de paal, zie Afbeelding I.5.

Afbeelding I.5 3D aanzicht passieve wig (links) en 2D aanzicht passieve wig (rechts)



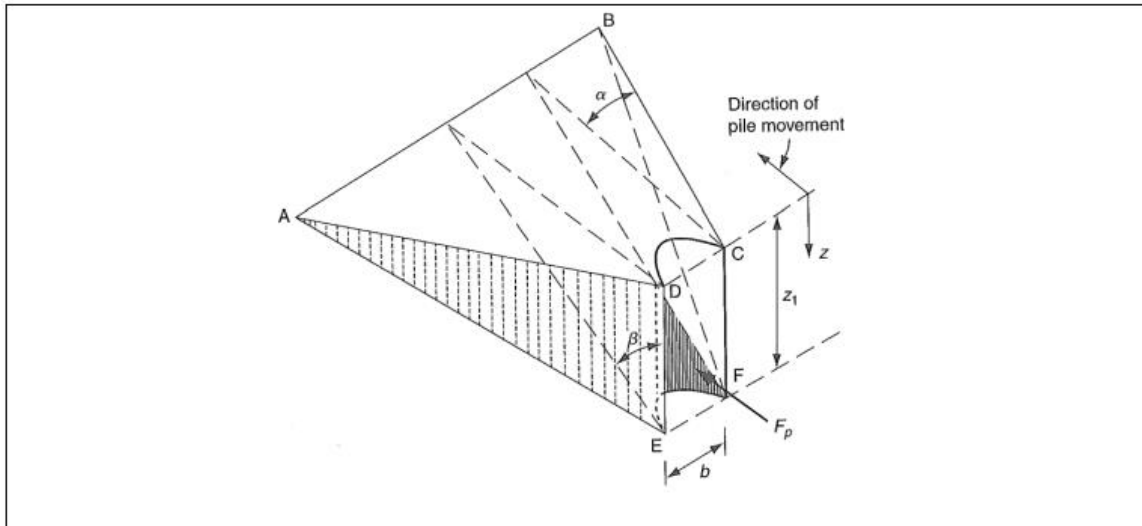
- *Barton [ref. 12]:*
 - in 2D is de grondwig vergelijkbaar met Rankine, (zoals Blum);
 - spreiding in derde dimensie is gelijk aan de passieve gronddruk coëfficiënt volgens Rankine.
- *Brinch Hanson [ref. 13]:*
 - verloop grondweerstand over de diepte wordt beschouwd;
 - cohesie van grond wordt meegenomen in model;
 - deel van de paal vanaf waar de paal zich als ingeklemd gedraagt is variabel (dit is een vast punt bij Blum);
 - rotatie punt kan gevonden worden volgens een iteratieve methode met de paalbelasting, lengte van de paal en breedte van de paal;
 - PPL methode gaat uit van Brinch Hansen voor niet cohesieve grond (gedraineerde situatie);
 - model gevalideerd door proeven op kleine houten palen.

Afbeelding I.6 Brinch Hansen model

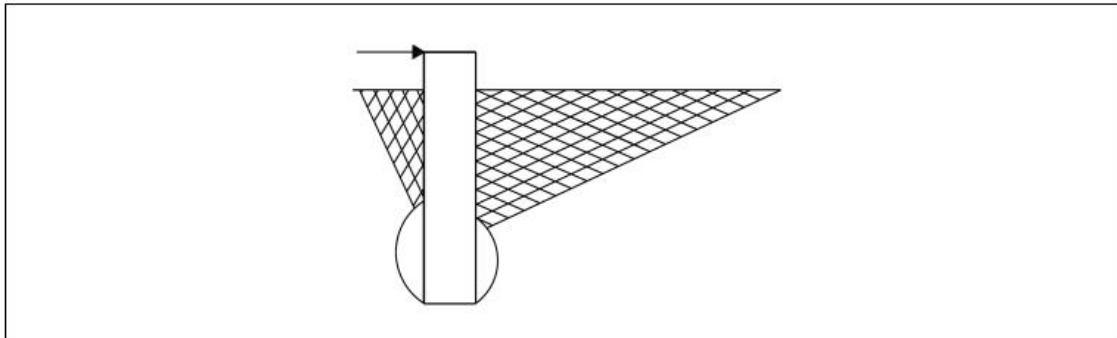


- *PY curves (Reese et al. O'neill/API) [ref. 14]:*
 - empirische modellen;
 - veel gebruikt in de offshore voor meerpalen;
 - twee vergelijkbare modellen bestaan: Reese et al. en methode van O'neill/API;
 - resultaten van beide modellen vergelijkbaar, model van O'neill/API gebruikt simpelere empirische factoren en is een versimpeling van model van Reese;
 - model gevalideerd met palen met een paaldiameter van 0,61 m;
 - model van O'neill/API voorgesteld in PPL voor snijden van grond voor cohesieve gronden (ongedraineerde situatie);
 - twee verschillende faalmechanismen beschouwd;
 - falen van een grondwig (relatief aan oppervlak) (zie Afbeelding I.7);
3D grondwig falen, geen schachtwrijving in beschouwing, Mohr-Coulomb falen rondom de grondwig;
 - horizontaal (en lokaal) falen van grond (op grotere diepte) (zie Afbeelding I.8):
falen van grond kan optreden als actieve druk groter is dan passieve druk, ook wel flow failure genoemd.

Afbeelding I.7 Grondwig volgens py curves



Afbeelding I.8 Ondiep falen grondwig en flow failure op grotere diepte



Overlappende grondwigen bij een palenrij

Bij een palenrij met kleine hart-op-hart afstanden kunnen de verschillende grondwigen aan de passieve zijde elkaar beïnvloeden omdat de grondwigen overlappen. Voor de bepaling van de mate van deze beïnvloeding is de methode van Reese ontwikkeld. Deze methode gaat uit van een factor α waarmee de maximale laterale grondweerstand van een enkele paal (p) gereduceerd kan worden zodat de maximale laterale grondweerstand van een palenrij verkregen kan worden (p_r), zie Afbeelding I. I.9.

Methode van Reese

Voor de methode van Reese zijn de volgende factoren empirisch afgeleid:

$$\alpha = 0.64 \left(\frac{ctc}{D} \right)^{0.34} \quad \text{for } 1 \leq \frac{ctc}{D} \leq 3.75$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{for } \frac{ctc}{D} \geq 3.75$$

$$p_u = \frac{\alpha * P_u}{ctc}$$

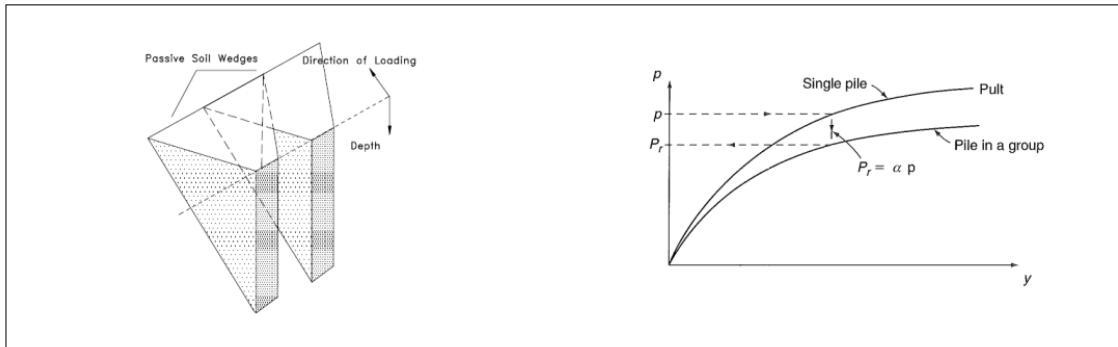
De volgende aandachtspunten gelden voor de methode van Reese:

- methode leidt meestal tot een overschatting van de efficiëntie factor α (onafhankelijkheid van inbedding, paal diameter en ϕ , terwijl de grondwig theorie hier niet vanuit gaat);
- methode gebaseerd op metingen voor een groep van 5 palen.

Uit de methode van Reese voor de reductie bepaling door overlappende grondwigen kan het volgende worden afgeleid:

- bij een hart op hart afstand van $3,75 \cdot D$ of meer is er geen reductie meer in de passieve weerstand van de palen en is er dus geen sprake van overlappende grondwigen. Bij een kleinere hart op hart afstand dan $3,75 \cdot D$ is er sprake van overlappende grondwigen aan de passieve zijde en dient de passieve weerstand te worden gereduceerd.

Afbeelding I.9 Overlappen van grondwigen (links) en reductie van weerstand voor palen in een rij volgens Reese (rechts)



Reflectie huidige PPL

- er zijn veel verschillende methoden voor de bepaling van de laterale weerstand van de grond bij continue wanden en horizontaal belaste palen, de spreiding in berekende laterale grondweerstand volgens de verschillende methodes is groot;
- alle modellen gaan uit van het ontstaan van een grondwig aan het oppervlak, enkele modellen gaan ook uit van lokaal falen van grond op grotere diepte voor horizontaal belaste palen;
- in de PPL wordt de methode van Brinch Hansen voorgesteld om te gebruiken voor het bepalen van de maximale laterale grondweerstand van niet cohesieve (ongedraineerde) gronden en de methode py-curves (O'Neill/ API) voor het bepalen van de laterale grondweerstand van cohesieve (ongedraineerde) gronden. De ervaring is dat beide methoden een relatief goede representatie geven van de werkelijkheid. Opgemerkt wordt dat deze methoden zijn ontwikkeld voor horizontaal belaste palen. Het is onduidelijk of de methoden goed toepasbaar zijn voor discontinue damwanden;
- op basis van de methode van Reese voor overlappende grondwigen bij palenrijen kan worden afgeleid dat bij een hart op hart afstand van $3,75 \cdot D$ of meer is er geen sprake meer van overlappende grondwigen.

I.4 CUR228 Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen - paragraaf 2.3.2.2 invoer parameter gronddrukcoëfficiënt

De CUR228 is een ontwerprichtlijn voor het ontwerp van door grond horizontaal belaste palen. In deze richtlijn zijn verschillende methodes gegeven om de maximaal mobiliseerbare passieve weerstand te bepalen voor palen die horizontaal belast worden door grond. De situatie van snijden van grond bij discontinue damwanden wijkt in veel gevallen af van de in CUR228 beschreven methoden. Een methode voor de bepaling van de gronddrukcoëfficiënten voor damwanden zou wel gebruikt kunnen worden voor de bepaling van zowel de actieve als passieve gronddrukcoëfficiënten voor snijden van grond. Deze methode is in voorliggende paragraaf beschreven.

Samenvatting

Voor de bepaling van de maximale horizontale passieve korreldruk specifiek voor palen kan volgens Brinch Hansen de volgende formule gebruikt worden (zie ook paragraaf I.1):

$$\sigma'_{h,p} = \sigma'_v * K_q + c' * K_c$$

Met:

- $\sigma'_{h,p}$ = maximale horizontale passieve korreldruk [kN/m²];
 σ'_v = de verticale korrelspanning [kN/m²];
 c' = effectieve cohesie (=0 aangezien de situatie voor niet cohesieve gronden wordt beschouwd) [-];
 K_q en K_c = gronddrukcoëfficiënten [-];
 D = de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m].

In analogie met onderstaande methode voor afleiden van de gronddruk coëfficiënten voor een damwandconstructie kan met het effect van schelpwerking inbegrepen de volgende methode gebruikt worden voor het bepalen van de maximaal mobiliseerbare horizontale passieve korreldruk. Eerst dienen de gronddrukcoëfficiënten als volgt bepaald te worden:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi')}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi')}{\cos(\delta)}}\right)^2}$$

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\varphi')}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi')}{\cos(\delta)}}\right)^2}$$

$$\lambda_n = 1 - \sin(\varphi')$$

Met:

- λ_a = actieve gronddrukcoëfficiënt [-];
 λ_p = passieve gronddrukcoëfficiënt [-];
 λ_n = neutrale gronddrukcoëfficiënt [-];
 φ' = hoek van inwendige wrijving [°];
 δ = wandwrijvingshoek [°].

Waarbij voor een ruw wandoppervlak en rechte glijvlakken voor de wandwrijvingshoek vaak het volgende wordt aangehouden:

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi'$$

En in veen:

$$\delta = 0$$

In de gronddrukcoëfficiënten kan de schelpfactor S als volgt worden verwerkt:

$$\begin{aligned}\lambda_a^* &= \frac{\lambda_a}{S} \\ \lambda_p^* &= \lambda_p * S \\ \lambda_n^* &= \lambda_n\end{aligned}$$

Voor de schelpfactor S kunnen de op ervaring gebaseerde waarden uit afbeelding I.10 gebruikt worden.

Afbeelding I.10 Schelpfactoren (gebaseerd op ervaring) [ref. 10]

grondsoort	conusweerstand [MN/m ²]	schelpfactor [-]
Veen, slap	0,1 - 0,2	1,2 - 1,5
Veen, klei	0,2 - 0,5	1,3 - 1,6
Klei, uitgedroogd	0,5 - 1,5	1,4 - 1,8
Silt, leem	0,5 - 1,5	1,5 - 1,8
Zand, matig vast	1,5 - 4,0	1,7 - 2,0
Zand, vast	4,0 - 10,0	1,8 - 2,3
Zand, zeer vast	Meer dan 10,0	2,0 - 2,7

Met de verkregen grondrukcoëfficiënten waarin schelpwerking is meegenomen kan de passieve horizontale korreldruk als volgt worden bepaald:

$$\sigma'_{h;p} = \sigma'_v * \lambda_p^* + 2 * c * \sqrt{\lambda_p^*}$$

Met:

$\sigma'_{h;p}$ = maximale horizontale passieve korreldruk [kN/m²].

Reflectie huidige PPL

In de PPL wordt in de beschrijving van de toetsen van snijden van grond (toets van horizontale weerstand van gehele systeem) uitgegaan van methoden die zijn ontwikkeld voor palen. In de CUR228 is een methode voor bepaling van grondrukcoëfficiënten gegeven voor damwandconstructies waarbij een factor voor de schelpwerking is toegevoegd. Hierdoor lijkt de methode interessant voor bepalen van de passieve weerstand voor discontinue damwandconstructies in plaats van de Brinch Hansen methode die specifiek voor de weerstand van palen is afgeleid.

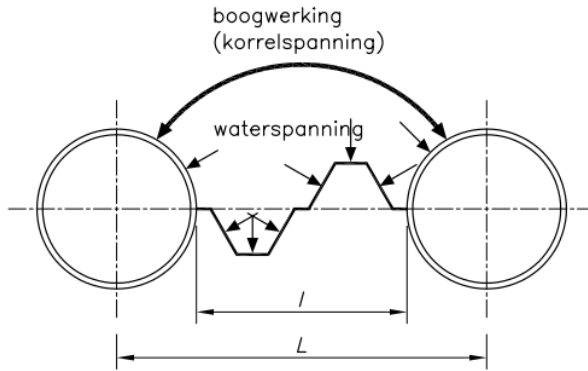
I.5 CUR166 Damwandconstructies deel 2 - paragraaf 3.3.5 - combiwanden (boogwerking)

De CUR166 is de vigerende richtlijn voor het ontwerp van damwanden en combiwanden in het algemeen. In de CUR166 is een methode beschreven voor de bepaling van de effectiviteit van de boogwerking bij combiwanden en de belasting van tussenplanken. Hierbij zijn veel overeenkomstigheden met een discontinue damwandconstructie met een stijve damwandelementen ten opzichte van de moot grond in de openingen van een discontinue damwandconstructie. Deze methode kan daarmee ook worden gehanteerd om de belasting op de grondmoot in openingen worden bepaald voor de toets op het snijden van grond voor discontinue damwandconstructies. Deze methode is in voorliggende paragraaf beschreven.

Samenvatting

Een combiwand bestaat uit buispalen (primaire elementen) met daartussen damwandplanken (secundaire elementen). Bij dit type constructie wordt het grootste deel van de grondspanningen afgedragen naar de buispalen (primaire elementen) door boogwerking in de grond. De waterspanningen ter plekke van de damwandplanken (secundaire elementen) worden wel volledig door de damwandplanken gedragen. In afbeelding I.11 is dit systeem weergegeven. Voor de secundaire profielen worden meestal damwandprofielen toegepast, gebruikelijk daarbij is een tweeling Z-profielen of een tweeling of drieling U-profielen.

Afbeelding I.11 Boogwerking bij een combiwand [ref. 5]



De spanningstoestand rondom de secundaire en primaire liggers van een combiwand lijkt enigszins op die bij een sleuf van een diepwandpaneel. De horizontale verplaatsingen bij de diepwandsleuf zijn groter dan ernaast, zodat gewelfwerking ontstaat. De vervormingen van de tussenplanken zijn dusdanig dat er sprake is van actieve gronddruk. Voor de bepaling van de horizontale korrelspanningen op de tussenplank wordt in analogie met het graven van een diepwandsleuf de volgende verdeling aangehouden van de korrelspanning:

$$K_{a,red;d} = \alpha \cdot K_{a,d}$$

Met:

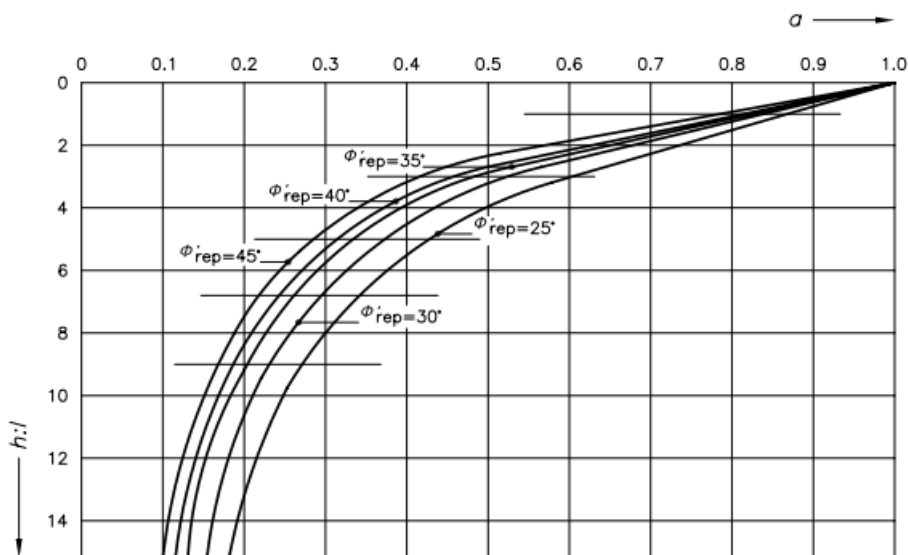
$K_{a,red;d}$ = rekenwaarde van de door boogwerking gereduceerde waarde van de actieve gronddrukcoëfficiënt;

α = factor die de mate van boogwerking aangeeft (zie afbeelding I.12);

$K_{a,d}$ = rekenwaarde van de actieve gronddrukcoëfficiënt.

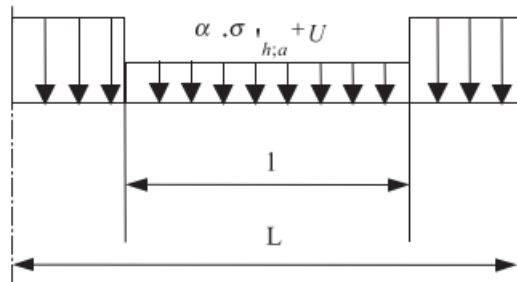
Met afbeelding I.12 kan de factor α worden bepaald om de gereduceerde actieve gronddrukcoëfficiënt te bepalen als gevolg van de boogwerking (ook wel gewelfwerking) als functie van de interne wrijvingshoek φ' van de grond en de ratio $h:l$. Voor diepwandpanelen is op theoretische gronden de invloed van de paneel-diepte/breedte verhouden op de actieve gronddrukcoëfficiënt bepaald. De achterliggende formule en situatie schets is gegeven in afbeelding I.13. In afbeelding I.13 is het ontstane afschuivende grondlichaam weergegeven bij ontgraven van een diepwandsleuf met daarin de afmetingen h en l aangegeven.

Afbeelding I.12 Nomogram voor bepaling invloed gewelfwerking [ref. 5]

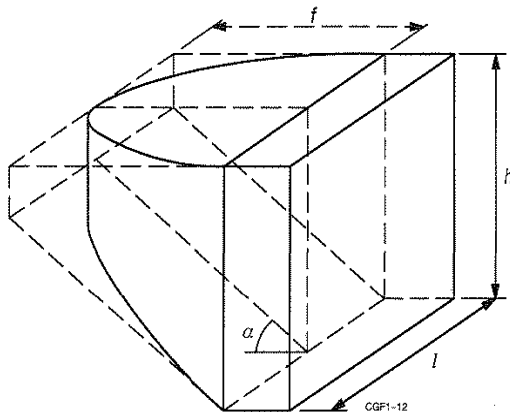


Afbeelding I.13 Horizontale gronddruk coëfficiënt bij diepwandpanelen [ref. 5]

$$\left[1 + (1 - \alpha) \frac{l}{L - l} \right] \cdot \sigma'_{h;a} + U$$



Afbeelding I.14 Ontstaan afschuivend grondlichaam bij ontgraven van diepwandsleuf



a. Afschuivend grondlichaam bij ontgraven sleuf

Reflectie huidige PPL

De effectiviteit van de boogwerking wordt middels een verhouding tussen de opening tussen de palen en diepte van het glijvlak bepaald. Hiermee wordt bepaald hoe de krachtsafdracht (aan de belastingkant) is naar de primaire elementen (buispalen) en naar de secundaire elementen (damwandplanken).

Voor de secundaire elementen is het gebruikelijk om een drieling U-profiel te passen, uitgaande van een profielbreedte van 60 à 70 cm zijn de 'openingen' tussen de buispalen aanzienlijk groter dan de minimale maat van 1 m zoals in de PPL geëist zijn.

In de PPL is een dergelijke methode niet aanwezig voor bepaling van de belasting op de grondmoot in de openingen, maar wordt de effectiviteit van de boogwerking gewaarborgd door voorschrijven van kleine toelaatbare openingen waarmee de wand zich als het ware als continue wand gedraagt.

I.6 POVM Eemdijkproef

In het kader van de POV Macrostabieleit is inzicht verkregen door uitvoering van een onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef, de full-scale proef in Eemdijk op een dijk versterkt met een stalen damwand. Het

onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef – hierin is de opgebouwde proefdijk met een onverankerde doorgaande damwand versterkt – bestond feitelijk uit drie onderdelen:

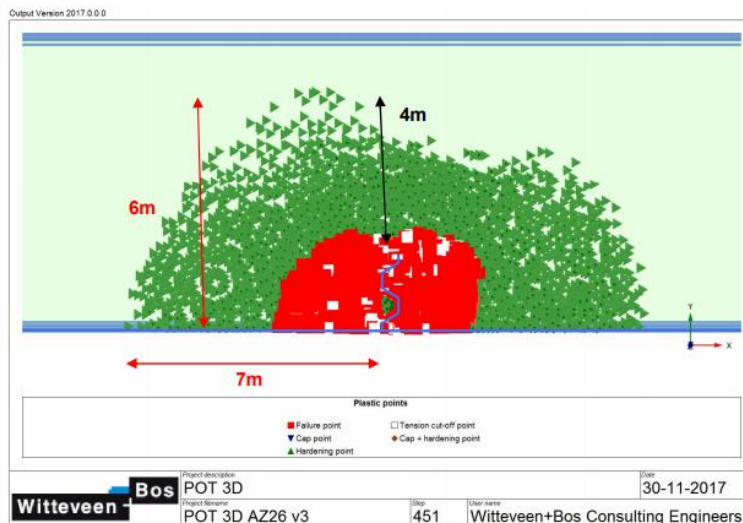
- de Pull-Over Test (POT) op vier configuraties van meerdere damwandplanken;
- de Full-Scale Proef van een dijk zonder constructieve versterking (FSP-groen), in feite de referentie voor het geconstateerde gedrag bij de versterkte dijk;
- de Full-Scale Proef van een dijk met constructieve versterking (FSP-blauw).

Het kennisdoel van het opgetuigde onderzoeksprogramma rondom de Eemdijkproef was tweeledig. Ten eerste het tot ná bezwijken betrouwbaar in kaart te brengen van het gedrag van een dijk met een constructieve versterking en daarmee valideren van essentiële uitgangspunten/berekeningsmethodes welke in de huidige POV publicatie Basisrapport Eindige Elementenmethode (BEEM v1.0) worden voorgesteld. Met de resultaten van de proef is er vertrouwen opgebouwd om de voorgestelde substantiële optimalisatie ook daadwerkelijk te implementeren in de praktijk.

DO Push over test (POT)

Ten behoeve van de voorbereiding van de Pull over testen zijn uitgebreide 3D analyses gedaan.

Het plastisch gedrag van de grond is inzichtelijk gemaakt op basis van de plastic point in het Plaxis 3D model (zie Figuur 2.8). Op basis hiervan is vastgesteld dat een zone tot ca. 4m naast de damwand beïnvloed wordt. De afstand van 8m wordt daarmee voldoende geacht.



Figuur 2.8 Plastic point AZ26, doorsnede (NAP-1,1m).

Analyse Rapport Eemdijk

Het onderzoeken van de maximale grootte tussen panelen was geen onderdeel van de Eemdijkproef, wel zijn er inzichten verkregen in het gedrag van discontinue panelen. De belangrijkste conclusies zijn hieronder gekopieerd:

Smalle panelen binnen een discontinue wand zijn rotatiegevoelig en daarom wordt er afgeraden om gebruik te maken van panelen van één of twee dubbele damwandplanken.

Hoofdconclusie is dat bij discontinue wanden (als panelen worden toegepast die bestaan uit minimaal drie dubbele planken) geen reductie van het weerstandsmoment met een factor 1,1 nodig is. Het meenemen van deze aanbevolen optimalisatie leidt bij deze panelen tot ~10% gewichtsbesparing.

N.B. Alhoewel het roteren van smallere panelen tijdens de POT-proeven geen significant effect heeft gehad op de sterkte, is het voor de praktijk niet uit te sluiten dat dit een effect kan hebben. Daarom dient in het geval van een smal paneel (minder dan drie dubbele planken) nog wel de sterkte reductie van 1,1 meegenomen te worden.

Verder blijkt (in lijn met het BEEM) het rekenen met een equivalente buigstijfheid en weerstandsmoment voor discontinue en gestaffelde wanden realistisch en aan te sluiten bij het waargenomen gedrag.

Aangezien de resultaten uit de POT-proeven geen enkele reden geven om te veronderstellen dat het niet zou mogen, wordt er aanbevolen om voor de constructieve toets van damwandprofielen aan te sluiten op de EN 1993-5 waarbij er voor relatief zware profielen die in doorsnedeklasse 2 vallen gerekend mag worden met de plastische momentcapaciteit. Dit geldt bij discontinue wanden op voorwaarde dat panelen uit minimaal drie dubbele damwandplanken bestaan. Met deze aanbevolen optimalisatie wordt een gewichtsbesparing van ~15% gerealiseerd. Voor smallere damwandpanelen is binnen dit proefprogramma niet aangetoond dat ook de plastische momentcapaciteit wordt behaald.

Reflectie huidige PPL

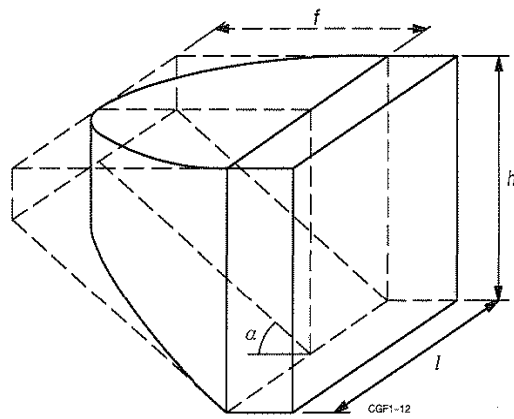
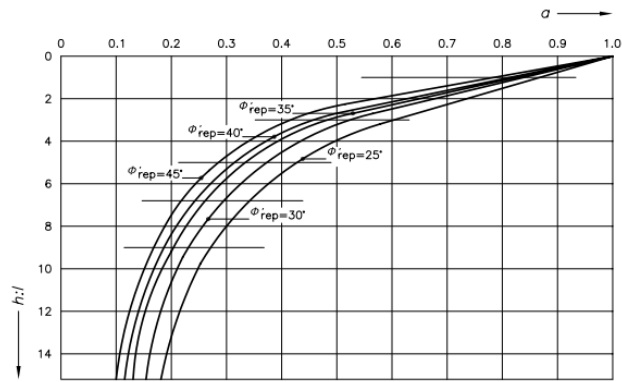
- op basis van de 3D analyse blijkt dat een zone beïnvloed wordt naast het paneel van ca 4,0 m. In dit geval is grofweg gelijk is aan de paneelbreedte. In hoeverre dit voor andere paneelbreedtes en situaties geldt dient nader beschouwd te worden. Maar dit geeft wel de indicatie dat grotere openingen toelaatbaar zijn dan 1,0 m zoals nu in de huidige PPL is benoemd;
- geen aanbevelingen over de maximaal toe te passen openingen tussen panelen (ook niet onderzocht);
- vanuit de POT-proeven wordt aanbevolen om panelen uit minimaal drie dubbele damwandplanken op te bouwen. Smalle panelen zijn rotatie gevoelig en worden daarom afgeraden. Deze aanbeveling is dus strenger dan de huidige PPL.

1.7 Overzicht theorie en relevante parameters

Tabel 1.1 Samenvatting methoden opgenomen in literatuurstudie

	Overzicht methode	Relevante parameters
maximale weerstand cohesieve lagen horizontaal belaste paal	<p>weerstand op relatief kleiner diepte (P_{us}):</p> $P_{us} = 3 * S_u * D + \gamma' * H * D + J * S_u * H$ <p>Weerstand op relatief grotere diepte (P_{ud}):</p> $P_{ud} = 9 * S_u * D$ <p>Met:</p> <p>S_u = de karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²] D = de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m] γ' = het effectief volumiek gewicht van de grond [kN/m³] H = de diepte beneden maaiveld [m]</p>	afmetingen van de paal; sterkte grond; diepte en spanningsniveau

	Overzicht methode	Relevante parameters
	J = een dimensieloze empirische constante (0,25 - 0,5) [-]	
maximale weerstand niet-cohesieve lagen horizontaal belaste paal	<p>weerstand constructief element wordt bepaald volgens methode Brinch Hansen:</p> $P_u = (\sigma'_v * K_q + c' * K_c) * D$ <p>Met:</p> <p>P_u = maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. σ'_v = de verticale korrelspanning [kN/m²] c' = effectieve cohesie (=0 aangezien de situatie voor niet cohesieve gronden wordt beschouwd) [-] K_q en K_c = gronddrukcoëfficiënten [-] D = de diameter/breedte van het constructieve losstaande element [m]</p>	spanningsniveau; afmetingen paal
toets op snijden PPL	$P_u \geq (L_{h.o.h.} * \sigma_{h;kerend;gem} - L * \sigma_{h;nietkerend;gem}) * \gamma_{add,snij}$ <p>met:</p> <p>P_u = de rekenwaarde van de maximale kracht tegen het constructieve element [kN/m]. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt tussen cohesieve en niet-cohesieve grond, zoals eerder aangegeven $\sigma_{h;kerend;gem}$ = de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de h.o.h.-afstand aan de kerende kant uit stap 6b [kN/m²] $\sigma_{h;nietkerend;gem}$ = de gemiddelde horizontale gronddruk (bij cohesieve grond; bij niet-cohesieve grond betreft dit de horizontale korrelspanning) over de afstand tussen de constructieve elementen aan de niet-kerende kant uit stap 6b [kN/m²] $L_{h.o.h.}$ = onderlinge hart-op-hartafstand tussen de constructieve elementen [m] L = de breedte tussen de constructieve elementen [m] $\gamma_{add,snij}$ = belastingeffect-factor op de resulterende horizontale kracht = 1,25 [-]</p>	afmetingen paneel/paal; breedte van de opening spanningsverschil over constructie
toets op snijden OSPW	<p>conform OSPW [ref. 3] volgens het snijcriterium uit [INSIDE 2011] :</p> $9 * c_{u;d} * D \geq (\sigma'_{h,achter} - \sigma'_{h,voor}) * h.o.h. * \gamma_m$ <p>Met:</p> <p>$c_{u;d}$ = ongedraineerde schuifsterkte [kPa] D = breedte constructieve element (1,4 m voor AZ36-700N) [m] σ'_h = horizontale korrelspanning op de wand [kPa] $h.o.h.$ = hart op hart afstand constructieve elementen [m] γ_m = 1,25 additionele veiligheidsfactor gronddruk [-], conform KIS*</p>	afmetingen paneel/paal; breedte van de opening; spanningsverschil over constructie
methode van Reese voor bepaling invloed op maximale horizontale weerstand palen bij kleine h.o.h. afstanden en overlappende passieve zones	<p>methode van Reese Voor de methode van Reese zijn de volgende factoren empirisch afgeleid:</p> $\alpha = 0.64 \left(\frac{ctc}{D}\right)^{0.34} \quad \text{for } 1 \leq \frac{ctc}{D} \leq 3.75$ $\alpha = 1.0 \quad \text{for } \frac{ctc}{D} \geq 3.75$ $p_u = \frac{\alpha * P_u}{ctc}$	afmetingen van de paal; hart-op-hart afstand
boogwerking combiwand	<p>voor de bepaling van de horizontale korrelspanningen op de tussenplank wordt in analogie met het graven van een diepwandsleuf de volgende verdeling aangehouden van de korrelspanning:</p> $K_{a,red;d} = \alpha * K_{a,d}$ <p>Met:</p> <p>$K_{a,red;d}$ = rekenwaarde van de door boogwerking gereduceerde waarde van de actieve gronddrukcoëfficiënt; α = factor die de mate van boogwerking aangeeft (zie onderstaande figuur); $K_{a,d}$ = rekenwaarde van de actieve gronddrukcoëfficiënt.</p>	openingsbreedte; sterkte van de grond







a. Afschuivend grondlichaam bij ontgraven sleuf




BIJLAGE: PARAMETERS PLAXIS 2D EN 3D

Hardening Soil model

Material set					
Identification number		2	4	6	7
Identification		KLEI, Gorkum zwaar - M1 HS	Veen - M1 HS	KLEI, antropogeen - M1 HS	KLEI, Tiel - M1 HS
Material model		Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour		 RGB 136, 178, 133	 RGB 230, 181, 132	 RGB 203, 208, 149	 RGB 195, 229, 249
Comments					
General properties					
γ_{unsat}	kN/m ³	15,70	11,00	17,50	16,60
γ_{sat}	kN/m ³	15,70	11,00	17,50	16,60
Stiffness					
E_{50}^{ref}	kN/m ²	4000	1000	4000	3000
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	2000	540,0	2000	1500
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	16,00E3	4000	16,00E3	12,00E3
power (m)		0,8000	0,5000	0,8000	0,8000
Alternatives					
Use alternatives		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
C_c		0,1725	0,6389	0,1725	0,2300
C_s		0,01941	0,07762	0,01941	0,02587
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Strength					
c_{ref}	kN/m ²	0,000	3,000	7,600	4,800
ϕ (phi)	°	28,20	26,60	24,20	25,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000
Stiffness					
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard
Strength					
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Consider gap closure		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
K0 settings					
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$K_{0,x}$		0,5274	0,5522	0,5901	0,5774
$K_{0,z}$		0,5274	0,5522	0,5901	0,5774
Overconsolidation					
OCR		1,000	1,000	1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000

MC model

Material set		
Identification number		5
Identification		ZAND, matig - M1
Material model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 234, 228, 113
Comments		
General properties		
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	20,00
Stiffness		
E	kN/m ²	30,00E3
ν (nu)		0,3000
Alternatives		
G	kN/m ²	11,54E3
E_{oad}	kN/m ²	40,38E3
Strength		
c_{ref}	kN/m ²	0,000
ϕ (phi)	°	32,50
ψ (psi)	°	2,500
Stiffness		
Stiffness		Standard
Strength		
Strength		Manual
R_{inter}		0,6700
Consider gap closure		<input checked="" type="checkbox"/>
K0 settings		
K_0 determination		Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		<input checked="" type="checkbox"/>
$K_{0,x}$		0,4627
$K_{0,z}$		0,4627



BIJLAGE: ANALYTISCHE TOETS SNIJDEN VAN GROND

In de PPL en de OSPW wordt snijden van grond verschillend getoetst. Daarnaast wordt in dit onderzoek ook een aangepaste methodiek voorgesteld. Om de verschillen tussen deze methodieken is voor een fictieve situatie de toets op snijden uitgevoerd conform de verschillende methodieken:

- toets PPL conform Bijlage I.1;
- toets OSPW conform Bijlage I.2, verschil met toets PPL is dat gronddruk achter het paneel wel in rekening wordt gebracht;
- aangepaste toets conform aanbeveling in dit rapport, zie 5.3. Efficiency factor voor overlappende palenrijen wordt in rekening gebracht en in lijn met de OSPW wordt gronddruk achter het paneel ook in rekening gebracht.

Verder zijn voor de case een aantal uitgangspunten aangenomen:

- breedte paneel 1,4 m*;
- h.o.h. afstand variabel;
- schuifsterkte 10kPa;
- sigma grond kerend 50Kpa;
- sigma grond niet kerend (10 en 30 kPa).

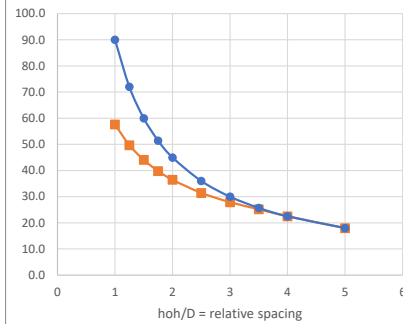
*Merk op dat een breder paneel maar gelijk openingspercentage leidt tot exact dezelfde weerstand per strekkende meter en dezelfde veiligheid tegen snijden.

Berekening weerstand

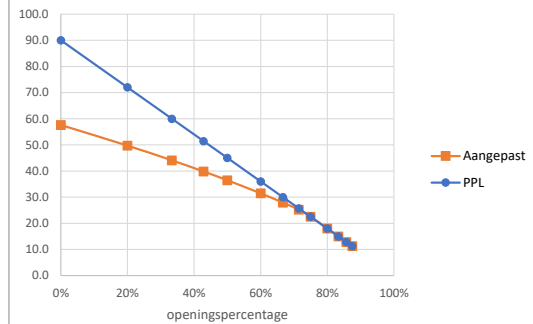
Opmerking

hoh		m	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.5	4.2	4.9	5.6	7	8.4	9.8	11.2
Paneelbreedte		m	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
hoh/D = relative spacing			1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	5	6	7	8
Openingsbreedte		m	0	0.35	0.7	1.05	1.4	2.1	2.8	3.5	4.2	5.6	7	8.4	9.8
openingspercentage			0%	20%	33%	43%	50%	60%	67%	71%	75%	80%	83%	86%	88%
efficiency (α) conform Reese			64%	69%	73%	77%	81%	87%	93%	98%	100%	100%	100%	100%	100%
cu		kPa	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
F=9*D*e (over 1m hoogte) weerstand per paneel		kN	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0	126.0
q=F/hoh weerstand per strekkende meter			90.0	72.0	60.0	51.4	45.0	36.0	30.0	25.7	22.5	18.0	15.0	12.9	11.3
Relatieve weerstand	Berekening conform PPL		100%	80%	67%	57%	50%	40%	33%	29%	25%	20%	17%	14%	13%
F=9*D*e*α (over 1m hoogte) weerstand per paneel		kN	81	87	93	98	102	110	117	123	126	126	126	126	126
q=F/hoh weerstand per strekkende meter		kN/m	57.6	49.7	44.1	39.8	36.5	31.5	27.9	25.2	22.5	18.0	15.0	12.9	11.3
Relatieve weerstand	Aangepaste berekening inclusief efficiency factor		100%	86%	77%	69%	63%	55%	48%	44%	39%	31%	26%	22%	20%

q=F/hoh weerstand per strekkende meter

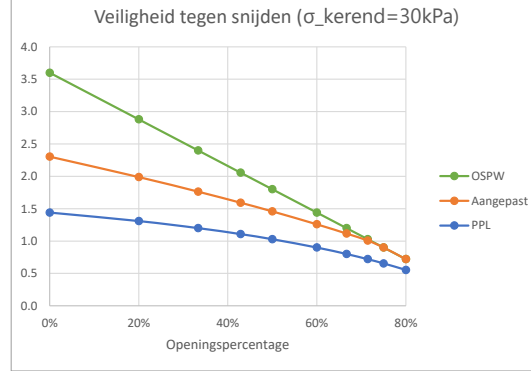


q=F/hoh weerstand per strekkende meter



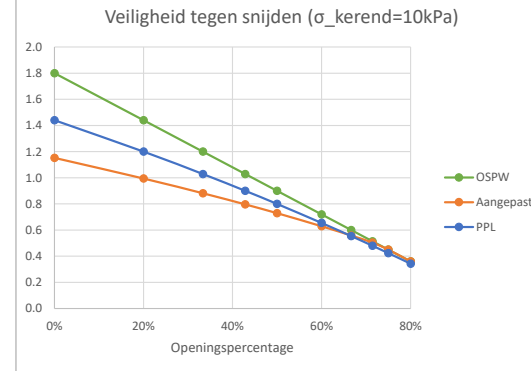
Toets op snijden (sigma grond kerend is 30 kPa)

sigma grond kerend		kPa	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
sigma grond niet kerend		kPa	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
belasting PPL	Berekening conform PPL	kN	87.5	96.3	105.0	113.8	122.5	140.0	157.5	175.0	192.5	227.5	262.5	297.5	332.5	
U.C. PPL		-	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	1.8	2.1	2.4	2.6	
Veiligheid tegen snijden PPL			1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.7	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	
Belasting OSPW	Berekening conform OSPW, weerstand conform berekening PPL	kN	35.0	43.8	52.5	61.3	70.0	87.5	105.0	122.5	140.0	175.0	210.0	245.0	280.0	
U.C. OSPW			0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.1	1.4	1.7	1.9	2.2	
Veiligheid tegen snijden OSPW			3.6	2.9	2.4	2.1	1.8	1.4	1.2	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	
Belasting aangepast		kN	35.0	43.8	52.5	61.3	70.0	87.5	105.0	122.5	140.0	175.0	210.0	245.0	280.0	
U.C. aangepast			0.4	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.4	1.7	1.9	2.2	
Veiligheid tegen snijden Aangepast			2.3	2.0	1.8	1.6	1.5	1.3	1.1	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	



Toets op snijden (sigma grond kerend is 10 kPa)

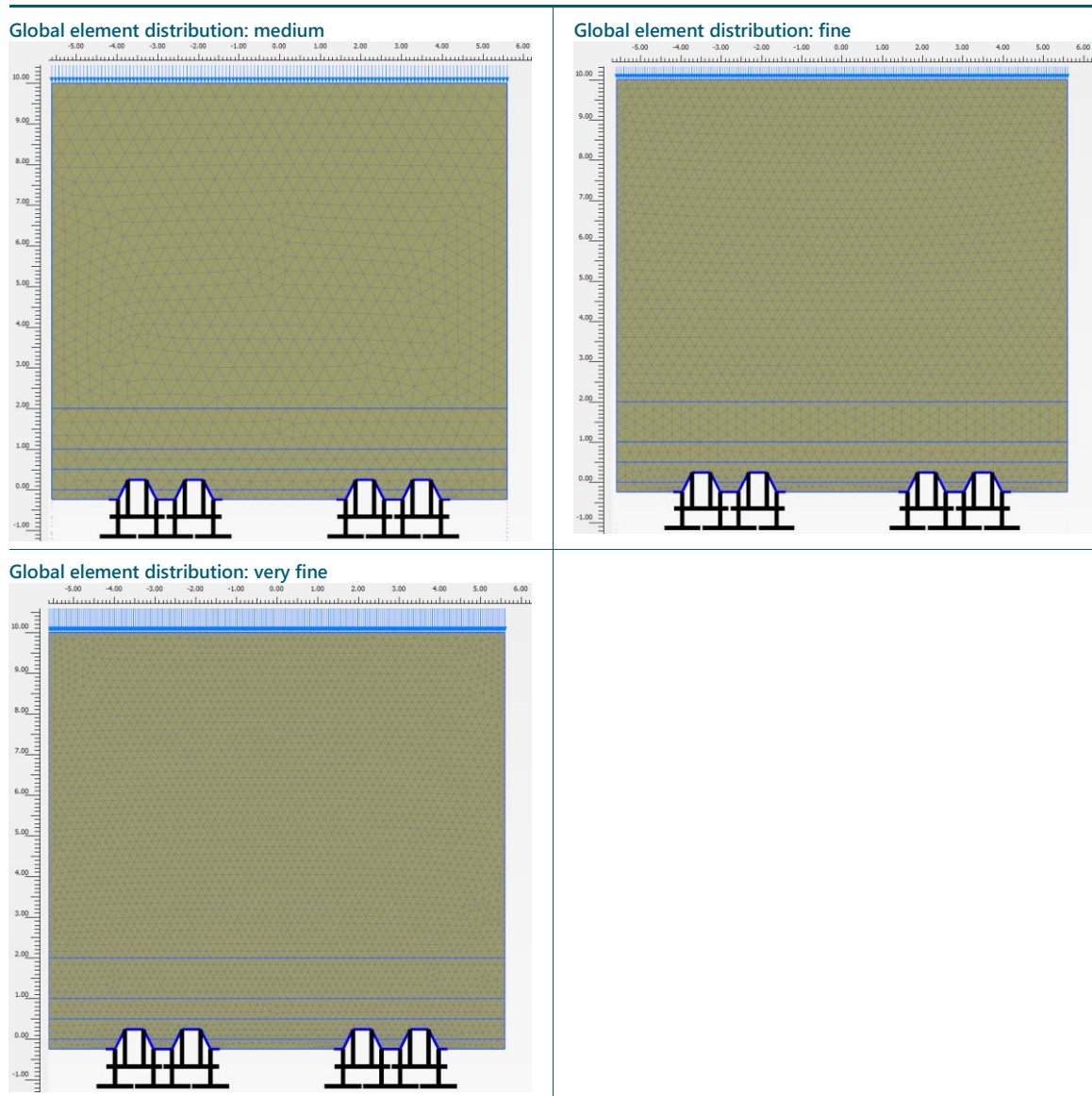
sigma grond kerend		kPa	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
sigma grond niet kerend		kPa	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
belasting PPL	Berekening conform PPL	kN	87.5	105.0	122.5	140.0	157.5	192.5	227.5	262.5	297.5	367.5	437.5	507.5	577.5
U.C. PPL		-	0.7	0.8	1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1	2.4	2.9	3.5	4.0	4.6
Veiligheid tegen snijden PPL			1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2
Belasting OSPW	Berekening conform OSPW, weerstand conform berekening PPL	kN	70.0	87.5	105.0	122.5	140.0	175.0	210.0	245.0	280.0	350.0	420.0	490.0	560.0
U.C. OSPW			0.6	0.7	0.8	1.0	1.1	1.4	1.7	1.9	2.2	2.8	3.3	3.9	4.4
Veiligheid tegen snijden OSPW			1.8	1.4	1.2	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2
Belasting aangepast		kN	70.0	87.5	105.0	122.5	140.0	175.0	210.0	245.0	280.0	350.0	420.0	490.0	560.0
U.C. aangepast			0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.8	3.3	3.9	4.4
Veiligheid tegen snijden Aangepast			1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2



IV

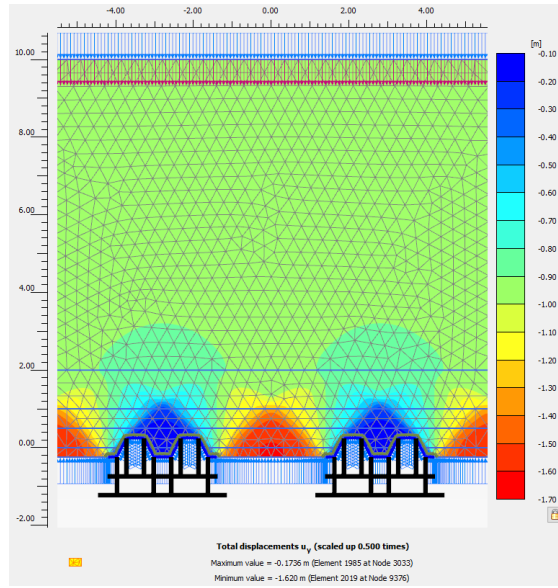
BIJLAGE: OVERZICHT RESULTATEN ANALYSE INVLOED MESH-FIJNHEID

Tabel IV.1 Overzicht model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen met verschillende globale element verdeling mesh

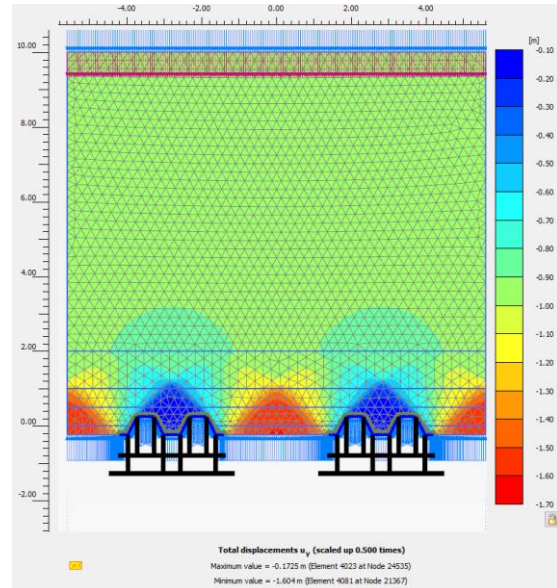


Tabel IV.2 Overzicht optredende vervorming uy fase Belasting - grondvervorming model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh

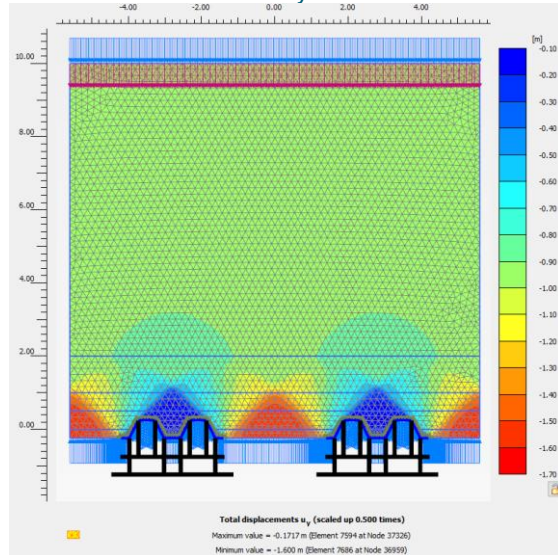
Global element distribution: medium



Global element distribution: fine

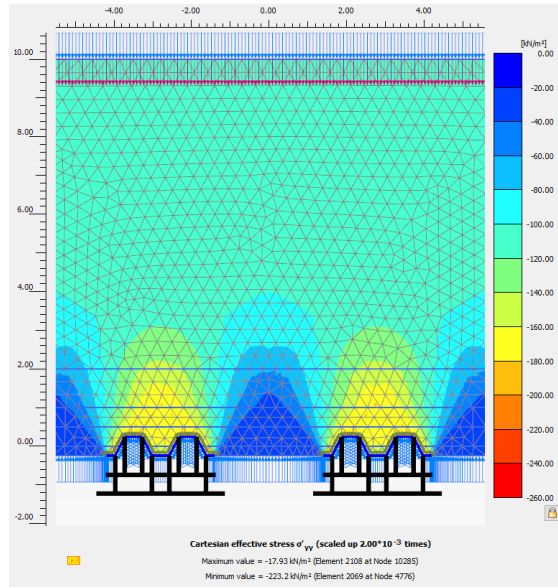


Global element distribution: very fine

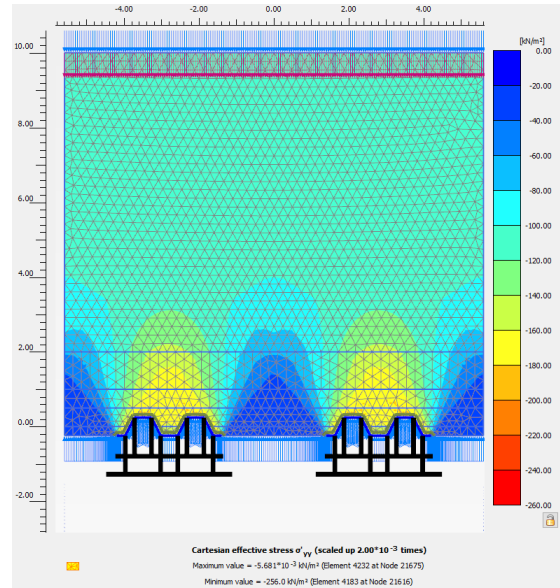


Tabel IV.3 Overzicht optredende effectieve spanningen σ'_{yy} fase Belasting - grondvervorming model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh

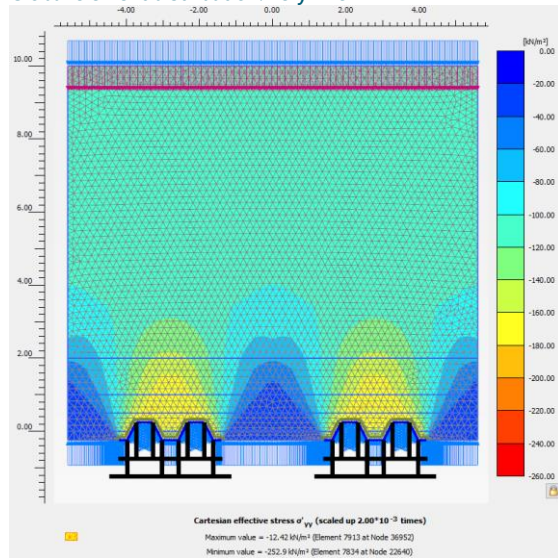
Global element distribution: medium



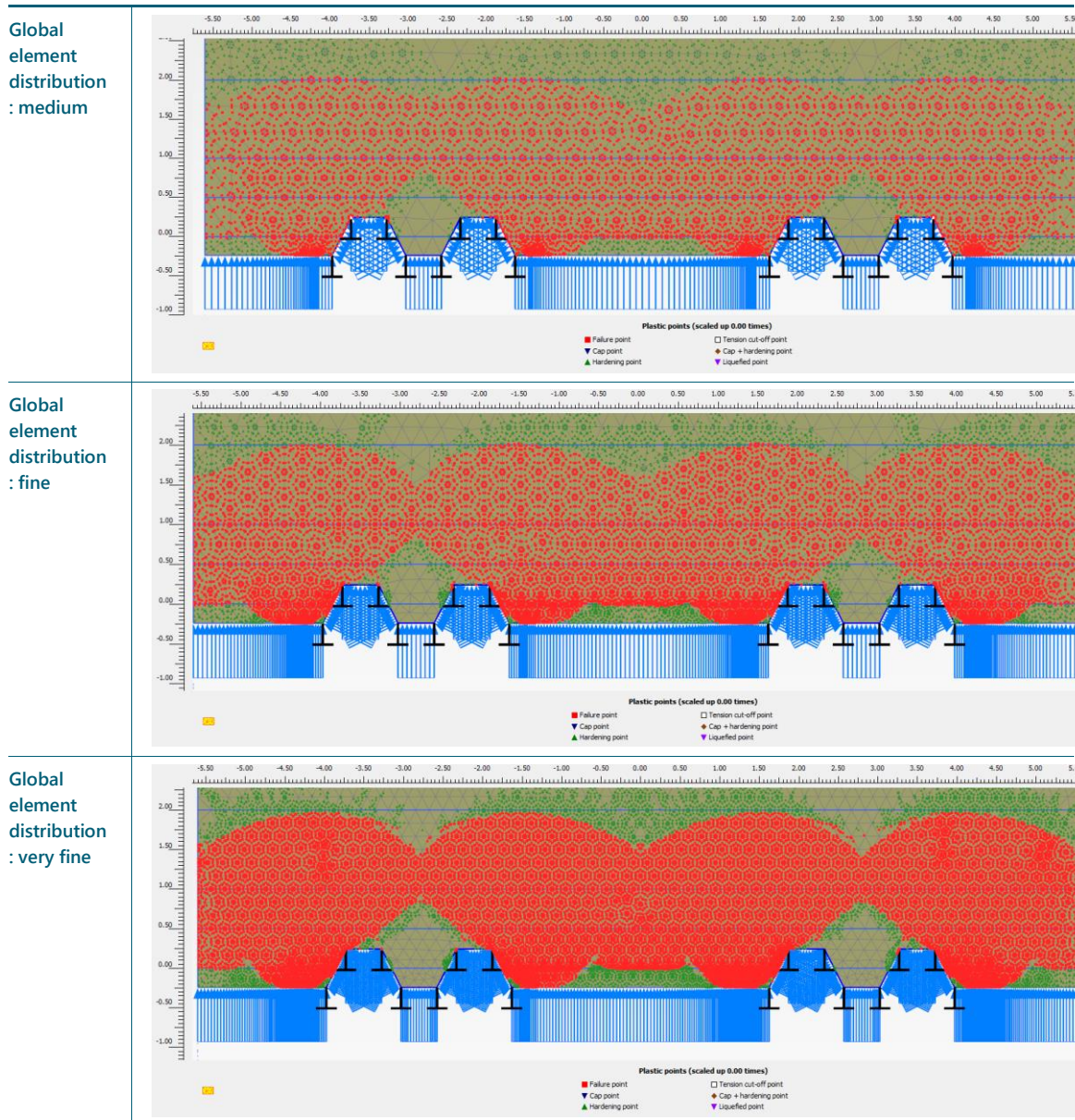
Global element distribution: fine



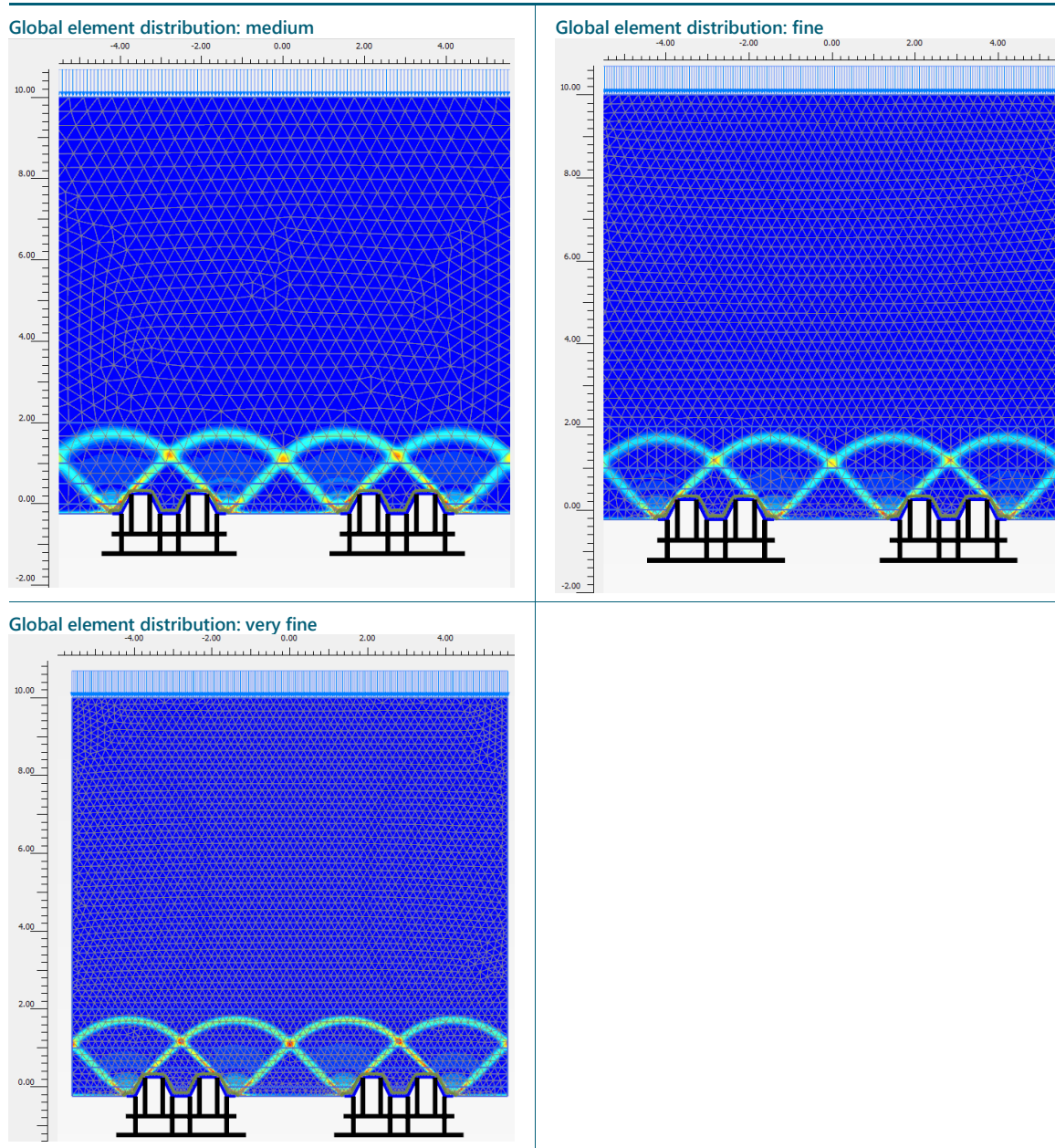
Global element distribution: very fine



Tabel IV.4 Overzicht plastic points fase phi-c reductie model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh



Tabel IV.5 Overzicht schuifrekken fase phi-c reductie model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh



Tabel IV.6 Overzicht $\sum M_{sf}$ fase phi-c reductie model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh

	$\sum M_{sf}$
Global element distribution: medium	2,154
Global element distribution: fine	2,152
Global element distribution: very fine	2,148

Afbeelding IV.1 Overzicht optredende vervormingen uy damwand fase Belasting - grondvervorming model 2,8 m paneel breedte + 2,8 m opening, klei teen voor verschillende globale element verdeling mesh

