OPDRACHTGEVER: WATERSCHAP LIMBURG

ONTWERPNOTA WATERKERING

PLANUITWERKING DIJKVERSTERKING ROERDELTA

28 MEI 2026



WSP NEDERLAND B.V.
RINGWADE 41
3439 LM NIEUWEGEIN

+31 88 910 20 00
wsp.com

PROJECTNUMMER
WAB024254

DOCUMENTNUMMER
Roerdelta-D-050, versie v2

HWBP voor sterke dijken

INHOUDS-OPGAVE

1 INLEIDING 6
1.1 Aanleiding 6
1.2 Context en ligging 7
1.3 Ontwerpopgave 8
1.4 Doel notitie 8
1.5 Leeswijzer 9

2 DIJKVAKINDELING EN DWARSPROFIELEN 10

3 ONTWERP VERHOLEN WATERKERING 12
3.1 Verholen gronddijk zonder verticale constructie 13
3.2 Verholen gronddijk met verticale constructie 13
3.3 Steelhaven 14
3.4 Aansluiting met omgeving 14

4 GRONDONDERZOEK 16

5 PIPING 17
5.1 Groene waterkering 17
5.1.1 Sellmeijer 17
5.1.2 Analyse 17
5.2 Harde waterkering 22
5.2.1 Lane 22
5.2.2 Analyse 22
5.3 Pipingmaatregelen 23

6 MACROSTABILITEIT 25
6.1 Groene waterkering (D-Stability) 25
6.1.1 Vereiste stabiliteitsfactor 25
6.1.2 Macrostabiliteit Binnenwaarts (STBI) 25
6.1.3 Macrostabiliteit Buitenwaarts (STBU) 29
6.1.4 Nieuwe damwand Steelhaven 32
6.2 Harde waterkering (Plaxis) 36
6.2.1 Macrostabiliteit Binnenwaarts (STBI) 36
6.2.2 Macrostabiliteit Buitenwaarts (STBU) 42
6.2.3 Strijken stuw STBU 48
6.2.4 Gevoeligheidsanalyse hogere stijfheid zand Beegden 50
6.2.5 Gevoeligheidsanalyse voorboren 51
6.2.6 Gevoeligheidsanalyse effect fasering en hoogte langsconstructie 56
6.2.7 Vergelijking D-Stability met Plaxis 57
6.2.8 Overzicht constructies harde waterkering 60

7 BEKLEDING 62
7.1 Gras afschuiven binnentalud (GABI) 62

8 ZETTINGEN 63
8.1 Restzettingseis 63
8.2 Deelgebieden 63
8.2.1 Shell-terrein 63
8.2.2 Steelhaven 65
8.2.3 Jachthaventerrein 66
8.3 Samenvatting 67

9 AANSLUITING NOORDZIJDE (COUPURE) 68
9.1 Flexibele coupure met zelfsluitend systeem 68
9.2 Bestaande constructie 69
9.3 Sterkte en stabiliteit coupure (STKW) 73
9.4 Piping Kunstwerk coupure (PKW) 73

10 AANSLUITING ZUIDDZIJDE 74

11 BESTAANDE WATERKERING 75

12 NWO'S: KABELS EN LEIDINGEN 77

13 INBRENGBAARHEID DAMWANDEN 79
13.1 Inleiding 79
13.2 Damwandproef A73 resultaten 79
13.3 Grondonderzoek proef vs. project 80
13.4 Conclusies proef 82

14 UITVOERINGSPLAN 83

15 CONCLUSIE EN AANBEVELINGEN 86
15.1 Ontwerp 86
15.1.1 Damwanden 86
15.1.2 Verankering 86
15.1.3 Dempen Steelhaven 87
15.1.4 Coupure 87
15.1.5 Niet-waterkerende objecten (NWO's) 87
15.1.6 Inbrengbaarheid damwanden 87
15.2 Wijzigingen tov vergunningen ontwerp 88
15.3 Aandachtspunten 89

16 REFERENTIES 91

16.1 Normen, richtlijnen, handreikingen, etc. 91
16.2 Interne documenten planuitwerkingsfase Roerdelta 91
16.3 Beschikbaar grondonderzoek 92
16.4 Waterschap Limburg gerelateerde ontwerp- en uitgangspuntendocumenten 92
16.5 Overige 92

OVERZICHT BIJLAGE(N)

Bijlage A

— Ontwerptekeningen referentieontwerp

Bijlage B

— Rekenbestanden STBI harde waterkering

Bijlage C

— Rekenbestanden STBI en STBU groene waterkering

Bijlage D

— Rekenbestanden zettingen

Bijlage E

— Rekenbestanden damwand Steelhaven

Bijlage F

— Rekensheets piping

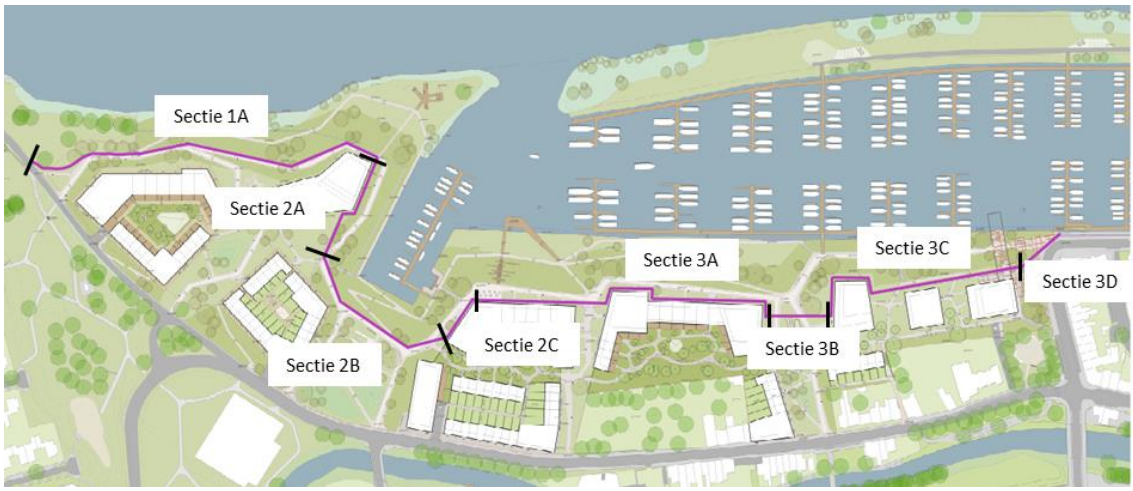
1 INLEIDING

1.1 AANLEIDING

Dijktraject 76-1 ligt aan de oostkant van de Maas en beschermt het historisch centrum van de stad Roermond tegen hoogwater van de Maas. Op dit moment voldoet dijktraject 76-1 niet aan de waterveiligheidsnorm. Waterschap Limburg heeft in de periode 2022-2024 de mogelijkheden verkend voor een dijkversterking binnen deeltraject Roerdelta (een gedeelte van dijktraject 76-1), zodat de primaire waterkering in dit traject in de toekomst voldoet aan de veiligheidsnorm.

In augustus 2024 is het Voorkeursalternatief voor dijkversterking Roerdelta vastgesteld door Waterschap Limburg. Het VKA voor dijkversterking Roerdelta staat beschreven in de Nota VKA [37] en is weergegeven in Figuur 1-1.

Door gemeente Roermond en de projectontwikkelaar 'Roerdelta Ontwikkelingsmaatschappij BV' (RDOM) is ingestemd dat het VKA op zorgvuldige wijze is ingepast in het Stedenbouwkundig Plan en is zodoende onderdeel van de integrale gebiedsontwikkeling (Roerdelta fase 2 en 3).



Figuur 1-1: Tracé van de waterkering in het VKA (paarse lijn) [37]

Na vaststelling van het VKA is het ontwerp verder uitgewerkt tot een Vergunningenontwerp [21][22] wat de basis is van het projectbesluit en de hoofdvergunningen. Het Vergunningenontwerp is vervolgens nader technisch uitgewerkt tot een referentieontwerp, waar voorliggende ontwerpnota een onderdeel van is.

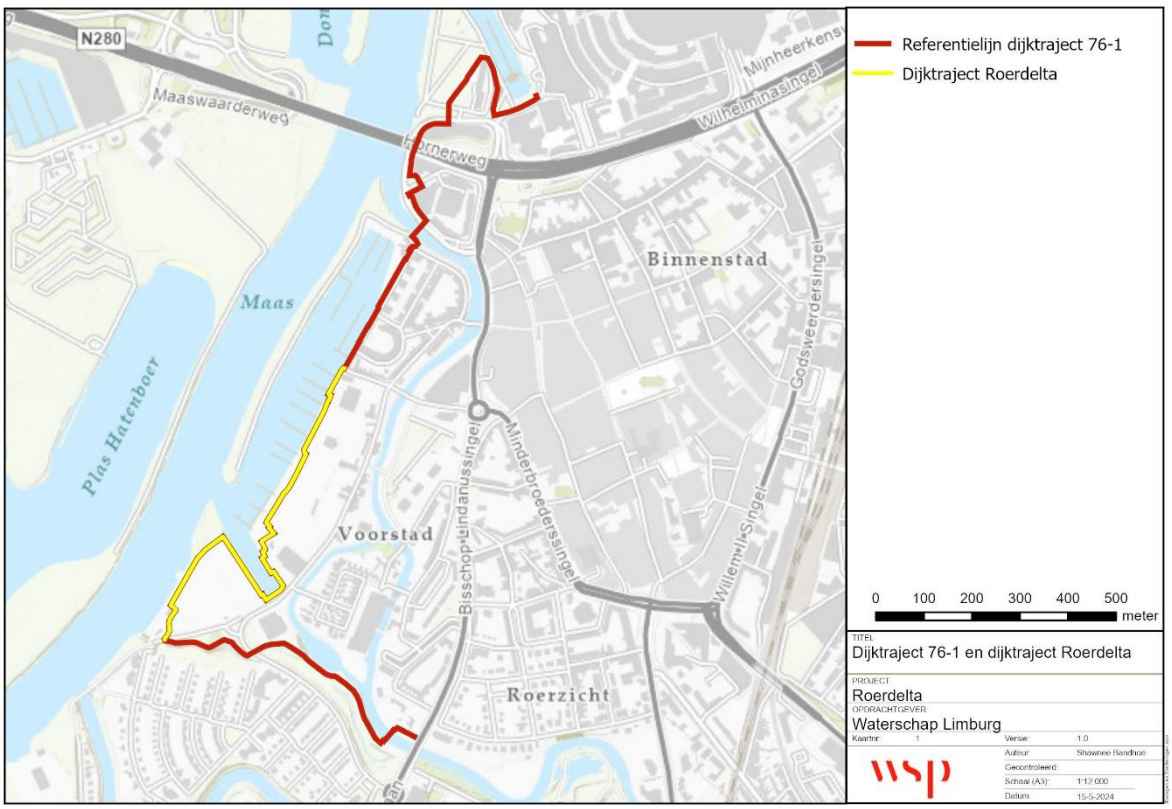
Dit document is dus onderdeel van de Planuitwerkingsfase van dijkversterking Roerdelta en bevat de technische onderbouwing van het in de PU-fase uitgewerkte referentieontwerp voor de dijkversterking.

1.2 CONTEXT EN LIGGING

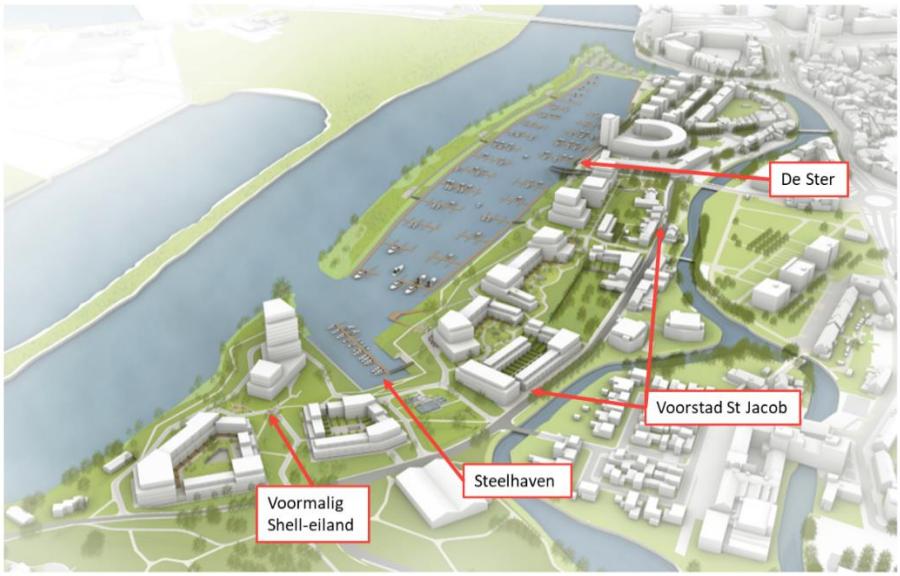
Het dijktraject Roerdelta omvat de opgave in het kader van het HWBP: het laten voldoen van de waterkering in dit dijktraject aan de vigerende overstromingskansnorm in de Waterwet.

Het dijktraject Roerdelta is een gedeelte van normtraject 76-1, dat zich uitstrekt van de kruising van de waterkering met de weg Voorstad St. Jacob bij het voormalige Shell-terrein tot aan de weg de Ster langs de Maas. Dit traject is in Figuur 1-2 gevisualiseerd.

Het waterschap heeft ervoor gekozen om de dijkversterking van het gedeelte van normtraject 76-1 dat samenvalt met de stedenbouwkundige ontwikkeling Roerdelta fase 2 en 3 (Figuur 1-3) in tijd naar voren te halen en als dijkversterking Roerdelta aan te melden bij het hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Het dijktraject Roerdelta staat op het HWBP-programma om gerealiseerd te worden in de periode 2027-2030. De rest van normtraject 76-1 wordt als onderdeel van het programma Maas2050 op een later moment versterkt.



Figuur 1-2: Overzichtskaart van dijktraject 76-1 Roermond en dijktraject Roerdelta



Figuur 1-3: Vogelvluchtimpressie van het Stedenbouwkundig Plan Roerdelta

1.3 ONTWERPOPGAVE

In de technische uitgangspuntennota [27] is een overzicht gegeven van de relevante faalmechanismen voor het ontwerp. Sommige konden in een eerder stadium al worden goedgekeurd, andere dienen in de planuitwerkingsfase aangetoond te worden. De samenvatting hiervan is gegeven in Tabel 1-1.

Tabel 1-1: Samenvatting relevante faalmechanismen in relatie tot ontwerp [27]

Faalmechanisme	Voldoet al of scope PU-fase
Hoogte (GEKB)	Voldoet
Piping (STPH)	Scope PU-fase
Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	Scope PU-fase
Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)	Scope PU-fase
Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	Voldoet
Microstabiliteit binnentalud (STMI)	N.v.t.
Gras afschuiven binnentalud (GABI)	Scope PU-fase
Gras afschuiven buitentalud (GABU)	Voldoet
Hoogte kunstwerk (HTKW)	Voldoet
Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)	Voldoet
Sterkte en Stabiliteit (STKW)	Scope PU-fase
Piping Kunstwerk (PKW)	Scope PU-fase

1.4 DOEL NOTITIE

Het doel van dit document is het vastleggen van het referentieontwerp waarmee wordt voldaan aan de eisen voor waterveiligheid. Als uitgangspunt wordt het Vergunningenontwerp [21][22] aangehouden en de ontwerpkeuzes uit de Nota Voorkeursalternatief [37].

1.5 LEESWIJZER

In hoofdstuk 2 wordt de dijkvakindeling en de positie van de dwarsprofielen zoals opgenomen in het Referentieontwerp gepresenteerd. Hoofdstuk 3 beschrijft het ontwerp van de verholen waterkering.
Het beschikbare grondonderzoek is weergegeven in hoofdstuk 4. De analyse van faalmechanisme piping is opgenomen in hoofdstuk 5. De macrostabiliteit voor de groene kering en langsconstructies is uitgewerkt in hoofdstuk 6. Het faalmechanisme GABI (grasbekleding afschuiven binnentalud) is beschreven in hoofdstuk 7. Een inschatting van de te verwachten zettingen is opgenomen in hoofdstuk 8. De aansluiting van de dijkversterking met de bestaande waterkering aan de noordzijde is beschreven in hoofdstuk 9 en de aansluiting met de zuidzijde in hoofdstuk 10. De te slopen bestaande waterkering is beschreven in hoofdstuk 11. De raakvlakken met de NWO's kabels en leidingen is opgenomen in hoofdstuk 12. Vanwege de aanwezige harde grindlaag in de ondergrond is een analyse toegevoegd over de inbrengbaarheid van damwanden in de ondergrond in hoofdstuk 13. Een globaal uitvoeringsplan is beschreven in hoofdstuk 14. De conclusies en aanbevelingen zijn in hoofdstuk 15 beschreven en de referenties in hoofdstuk 16.

2 DIJKVAKINDELING EN DWARSPROFIELEN

Voor de dijkvakindeling is net als in het Voorkeursalternatief (VKA) onderscheid gemaakt op basis van het type waterkering en de positie ten opzichte van de Maas, zie ook de TUN [27].

Voor de metrering langs de waterkering is gebruik gemaakt van de tekening met het vergunningsontwerp [21]. De vakindeling is weergegeven in Figuur 2-1 en Tabel 2-1. De locaties van de dwarsprofielen zoals opgenomen in [22] zijn in Figuur 2-2 gecombineerd met de dijkvakindeling.

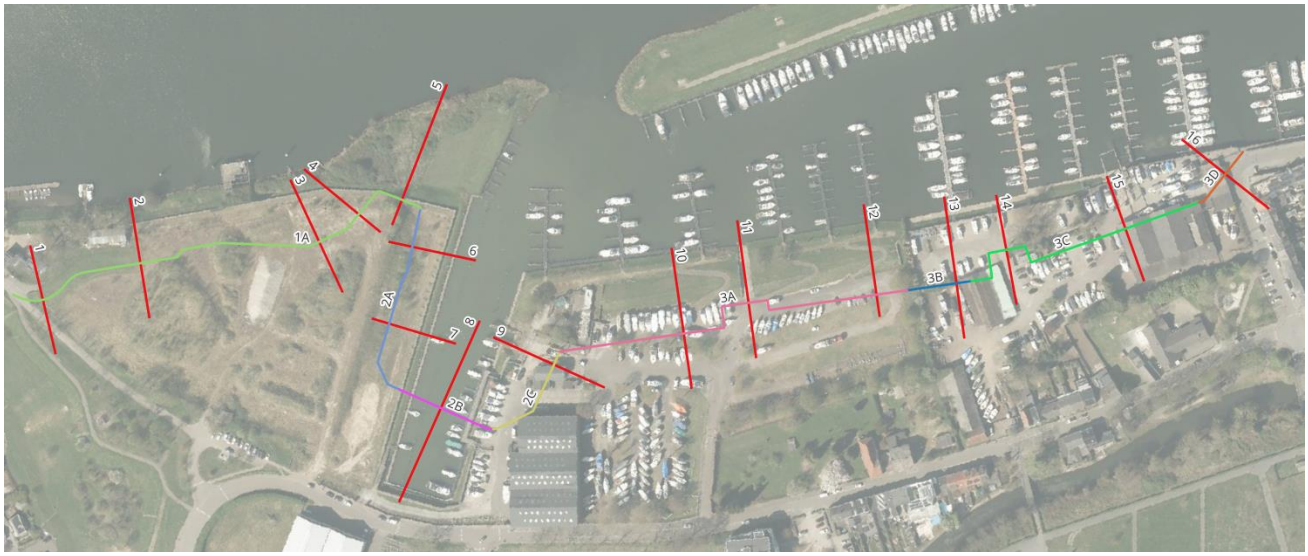


Figuur 2-1: Metrering nieuwe tracé waterkering [21]

Tabel 2-1: Dijkvakindeling, type kering en indicatie lengtes

DIJKVAK	TYPE KERING	VAN METRERING [M]	TOT METRERING [M]	LENGTE [M]
1A	Groene kering	0	250	250
2A	Langsconstructie	250	355	105
2B	Groene kering[1]	355	410	55
2C	Langsconstructie	410	470	60
3A	Langsconstructie	470	680	210
3B	Langsconstructie[2]	680	715	35
3C	Langsconstructie	715	870	155
3D	Flexibele coupure	870	905	35

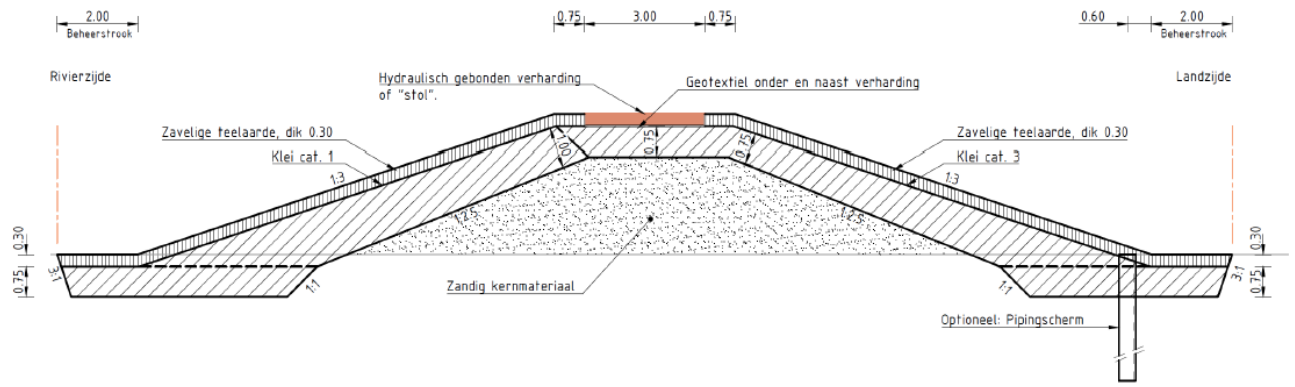
[1] Inclusief demping Steelhaven en kadeconstructie ten behoeve van demping.
[2] Ten opzichte van het VKA is dijkvak aangepast van een groene kering naar een langsconstructie om te kunnen voldoen aan de faalmechanismen piping en GABI.



Figuur 2-2: Dijkvakindeling inclusief locaties dwarsprofielen [22]

3 ONTWERP VERHOLEN WATERKERING

Het ontwerp van het verholen dijklichaam is gebaseerd op het standaard dijkprofiel van WL conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [35]. Dit standaard profiel is weergegeven in Figuur 3-1. Voor het ontwerp is zichtjaar 2125 gehanteerd. Dit geldt voor zowel de constructies als groene kering vanwege robuustheid en koppeling aan de gebiedsontwikkeling.



Figuur 3-1: Opbouw conventioneel dwarsprofiel

Voor de verholen waterkering bij Roerdelta gelden twee standaardprofielen die in de paragrafen hieronder verder worden toegelicht.

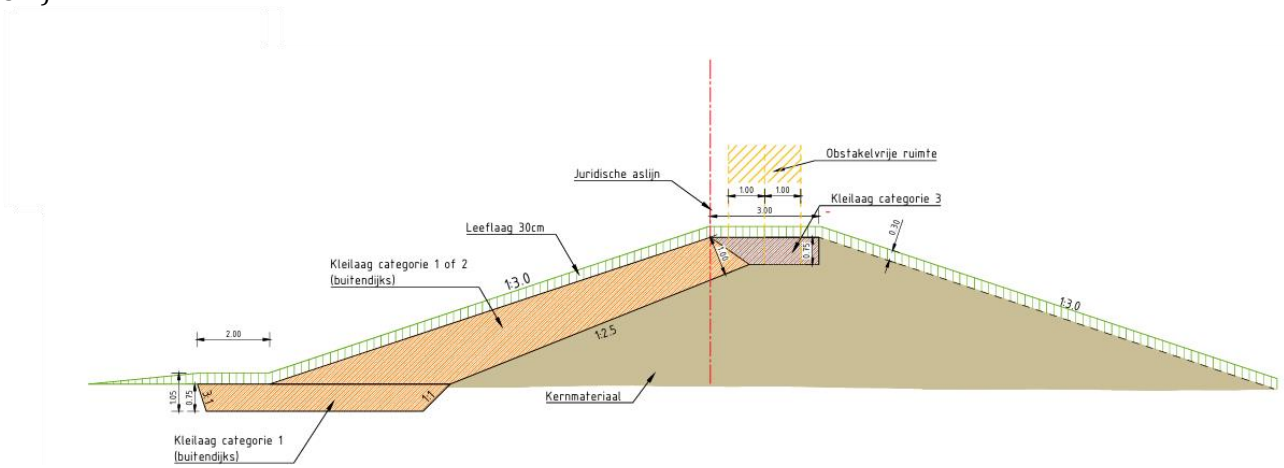
In zijn algemeenheid geldt dat in tegenstelling tot het standaard-profiel van WL in Figuur 3-1 er in de eindsituatie geen laag zavelige teelaarde van 0,30 m nodig is direct boven de kleibekleding en de klei-inkassing. In plaats daarvan is een leeflaag voorzien die als functie heeft om het technische profiel van de waterkering te beschermen en de inrichting van het gebied als openbaar park mogelijk te maken. Hierdoor kan het gebied door de gemeente Roermond als openbaar park beheerd gaan worden in plaats van beheer door het waterschap als primaire waterkering. Voor de leeflaag geldt dat de vlakke delen hiervan onder afschot dienen te worden aangelegd, zodat deze afwateren van de verholen gronddijk af waardoor geen vernatting van het technisch profiel van de dijk optreedt. Deze leeflaag wordt door de projectontwikkelaar na realisatie van de dijkversterking aangelegd. Omdat het onzeker is hoe lang de periode duurt tussen realisatie van de dijkversterking en de aanleg van de leeflaag en de inrichting van het openbaar park, wordt bij realisatie van de dijkversterking wel een laag zavelige teelaarde van 0,30 m aangebracht die wordt ingezaaid met een grasbekleding.

In paragraaf 3.7 van de Nota van Uitgangspunten ontwerp [35] zijn de eisen opgenomen die WL standaard stelt aan de opbouw van de gronddijk. Hiervan zijn de eisen voor het kernmateriaal, bekleding buitentalud en kruin, de klei-inkassing en de laag zavelige teelaarde van toepassing op het ontwerp bij Roerdelta. De eisen voor de bekleding op het binnentalud zijn niet relevant, omdat deze niet wordt aangelegd. Ook de eisen die WL normaliter stelt aan de grasmat zijn hier dus voor de tijdelijke situatie wel van toepassing. In de eindsituatie zal het gebied niet als grasbekleding met een waterveiligheidsfunctie worden beheerd.

Uit de grondbalans van de integrale gebiedsontwikkeling, bijlage van het Raamsaneringsplan [55], volgt dat alle materialen waaruit de verholen gronddijk wordt opgebouwd grond is die van buiten het projectgebied wordt aangevoerd.

3.1 VERHOLEN GRONDDIJK ZONDER VERTICALE CONSTRUCTIE

Het verholen dijkprofiel bestaat bij dit type kering volledig uit grond en heeft een kruinbreedte van 3 m en 1:3 taluds aan weerszijden. Aan de binnendijkse zijde wordt geen kleibekleding aangelegd, maar is gekozen om kernmateriaal te gebruiken. Aan de buitendijkse zijde wordt een erosiebestendige kleibekleding aangebracht. Deze wordt afgewerkt met een klei-inkassing die 2 meter uitsteekt vanaf de buitenteen (zie oranje vlak in Figuur 3-2).



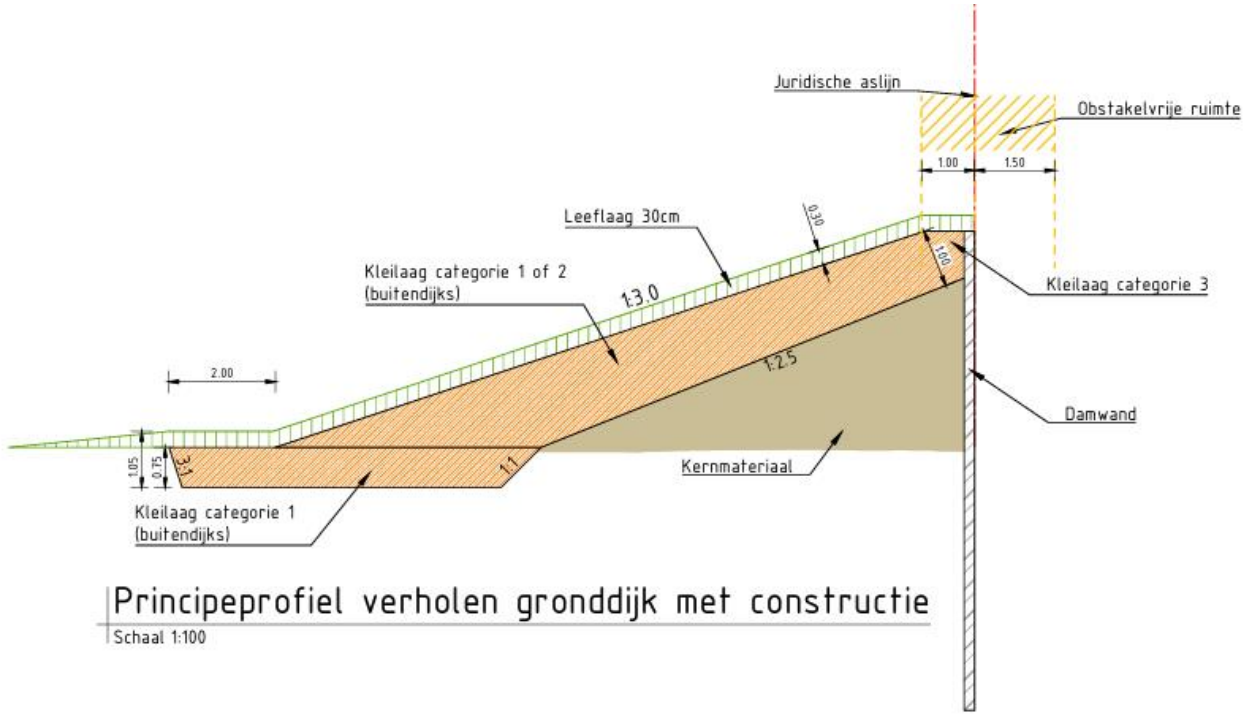
Figuur 3-2: Ontwerpprofiel van verholen gronddijk zonder verticale constructie

In dijksectie 1A en 2B wordt het ontwerpprofiel van een volledig verholen grondkering toegepast.

De kruinbreedte is bij de verholen gronddijk zonder constructie geoptimaliseerd naar 3,0 meter, omdat er geen sprake is van een onderhoudspad op de kruin van de dijk (vanwege het verholen kering principe). Wel is er met de interne organisatie van WL afgesproken dat inspectie altijd mogelijk moet zijn door het meenemen van een obstakelvrije zone van 1,0 m aan weerszijden van de middenkruinlijn van de verholen gronddijk.

3.2 VERHOLEN GRONDDIJK MET VERTICALE CONSTRUCTIE

Het verholen dijkprofiel bestaat hier aan de buitenzijde uit een 1:3 talud met een erosiebestendige bekledingslaag en ter plaatse van de buitenteen wordt een klei-inkassing aangebracht. Aangezien er aan de binnendijkse zijde te weinig ruimte is voor een kering in grond wordt de kruinbreedte versmald naar 1 m en wordt een verticale constructie geplaatst die de functie van het binnentalud overneemt en de verholen waterkering stabiel houdt, zie Figuur 3-3. Er wordt een afstand (obstakelvrije ruimte) van minimaal 1,5 m tussen de verticale constructie en de bebouwing aangehouden.



Figuur 3-3: Ontwerpprofiel van verholen gronddijk met verticale constructie

In dijksectie 2A, 2C, 3A, 3B en 3C geldt het ontwerpprofiel van een verholen kering met constructie.

De kruinbreedte is bij de verholen gronddijk met constructie geoptimaliseerd naar 1,0 meter, omdat er geen sprake is van een onderhoudspad op de kruin van de dijk (vanwege het verholen kering principe). Wel is er met de interne organisatie van WL afgesproken dat inspectie altijd mogelijk moet zijn door het meenemen van een obstakelvrije zone van 1,0 m aan de buitenzijde van de aslijn van de verticale constructie en 1,5 m aan de binnenzijde van de verticale constructie in de verholen gronddijk.

3.3 STEELHAVEN

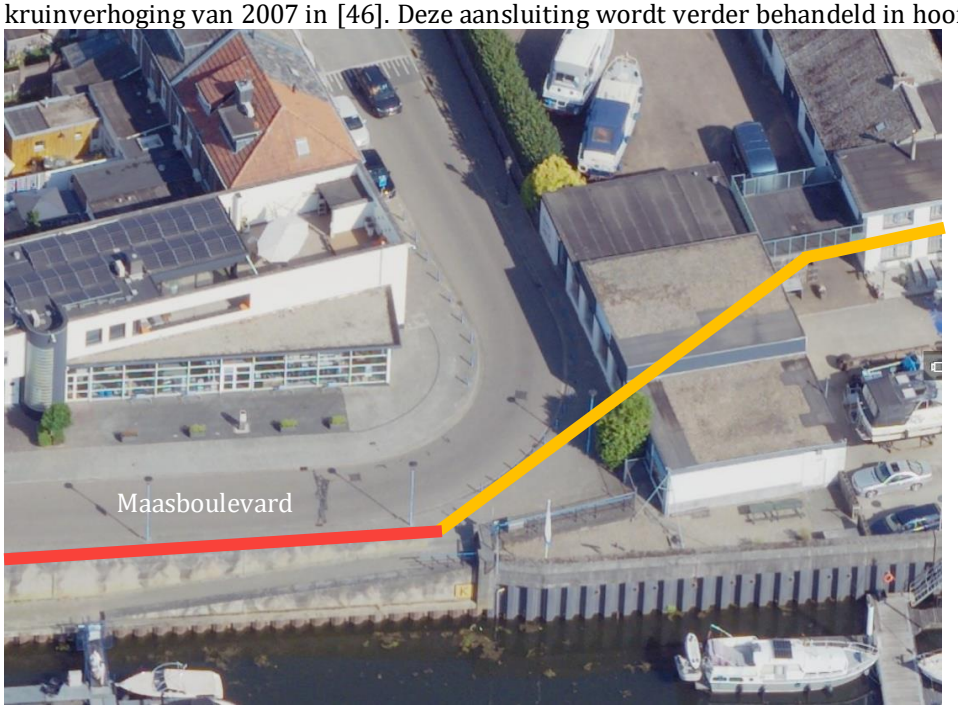
Onderdeel van de herontwikkeling is het deels dempen van de Steelhaven. Na de demping komt de nieuwe waterkering hier bovenop te liggen. Het (vervuilde) slib op de havenbodem wordt eerst verwijderd en verwerkt zoals beschreven in het Raamsaneringsplan [55] waarna de haven wordt gedempt met zand. Ter opsluiting van de demping is een nieuwe kadeconstructie aan de waterzijde voorzien, zie hiervoor ook dwarsprofiel 8 [22].

3.4 AANSLUITING MET OMGEVING

De nieuwe waterkering uit het projectgebied heeft bij de projectgrenzen een aansluiting aan de noord- en zuidzijde met de bestaande waterkering die gehandhaafd blijft en op een later tijdstip worden versterkt. De aansluitingen op de te handhaven bestaande waterkeringen aan de noord- en zuidzijde maken onderdeel uit van de scope van Dijkversterking Roerdelta.

Aansluiting noordzijde:

- Constructief met flexibele coupure aansluiten op te handhaven waterkerende constructie aan de Maasboulevard. De ontwerptekeningen van de Maasboulevard uit 1997 zijn te vinden in [44][45] en de kruinverhoging van 2007 in [46]. Deze aansluiting wordt verder behandeld in hoofdstuk 9.



Figuur 3-4: Aansluiting van nieuwe waterkering (indicatieve oranje lijn) op bestaande kademuur noordzijde (rood)

Aansluiting zuidzijde:

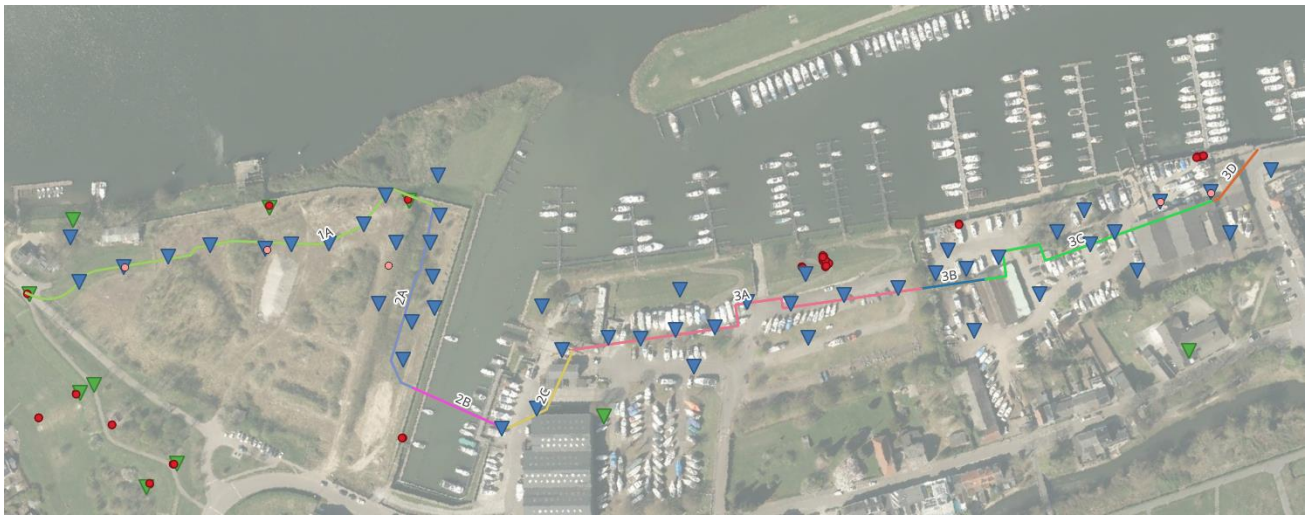
- De aansluiting aan de zuidzijde betreft een aansluiting van de verholen gronddijk op de weg Voorstad St. Jacob. Deze aansluiting is verder uitgewerkt in hoofdstuk 10.

4 GRONDONDERZOEK

Het beschikbare grondonderzoek is afkomstig van Dinoloket [32], het grondonderzoek ten behoeve van de toetsing van 2020 [33] en het aanvullende onderzoek uit januari en februari 2026 bestaande uit sonderingen en boringen [34]. In een later stadium wordt ook nog laboratoriumonderzoek uitgevoerd. Een overzicht van het huidige grondonderzoek is gegeven in Figuur 4-1.

Tabel 4-1: Legenda grondonderzoek

SYMBOOL	BESCHRIJVING
▼	Sonderingen Dinoloket
●	Boringen Dinoloket
▼	Sonderingen januari 2026
○	Boringen februari 2026



Figuur 4-1: Aanwezig grondonderzoek per maart 2026

5 PIPING

5.1 GROENE WATERKERING

5.1.1 SELLMEIJER

Voor horizontaal verloop van de kwelweg wordt gebruik gemaakt van de rekenregel van Sellmeijer [1]. Bij het bepalen van het kritieke verval zijn de volgende veiligheidsfactoren toegepast:

1. $\gamma_{b,p}$, schematiseringsfactor van 1,1.
2. γ_{pip}, veiligheidsfactor voor deelfaalmechanisme piping van 1,38 [27].

Het freatisch niveau bij het uittredepunt wordt gelijk gehouden aan binnendijks maaiveldniveau. De onderzijde van het watervoerende zandpakket wordt aangehouden op NAP +0,0 m [27].

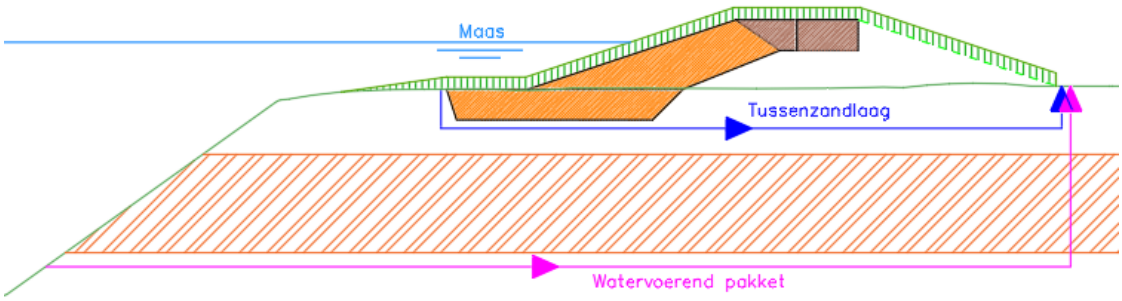
Tabel 5-1: Algemene parameters Sellmeijer berekening

PARAMETER	EENHEID	WAARDE
γ'_p	[kN/m³]	16,5
υ_u	[m²/s]	1,33E-06 [3]
η	[-]	0,25 [3]
θ	[rad]	0,646 [3]
γ_w	[kN/m³]	9,81
D_{70m}	[m]	2,08E-04 [3]
$D_{70,tussenzandlaag}$	[µm]	237 [27]
$D_{70,wvp}$	[µm]	265 [27]

5.1.2 ANALYSE

DV1A

Over dit gehele dijkvak is een deklaag te onderscheiden, maar de hoogte en dikte van de deklaag wisselt. Voor sommige profielen is de deklaag wat dieper gelegen waardoor er zich aan de bovenzijde een zandtussenlaag bevindt waardoor ook waterstroming kan optreden. Er zijn enkele scenario's onderzocht met conservatieve geometrie waarbij de stroming eventueel door de zandtussenlaag (tzt) aan de bovenzijde van de deklaag of het watervoerendpakket (wvp) onder de deklaag kan verlopen, zie Figuur 5-1. Voor de zandtussenlaag wordt de lengte van het opbarstkanaal conservatief op 0,1 m gehouden. De onderzijde van het watervoerend pakket ligt op NAP +0,0 m [27].

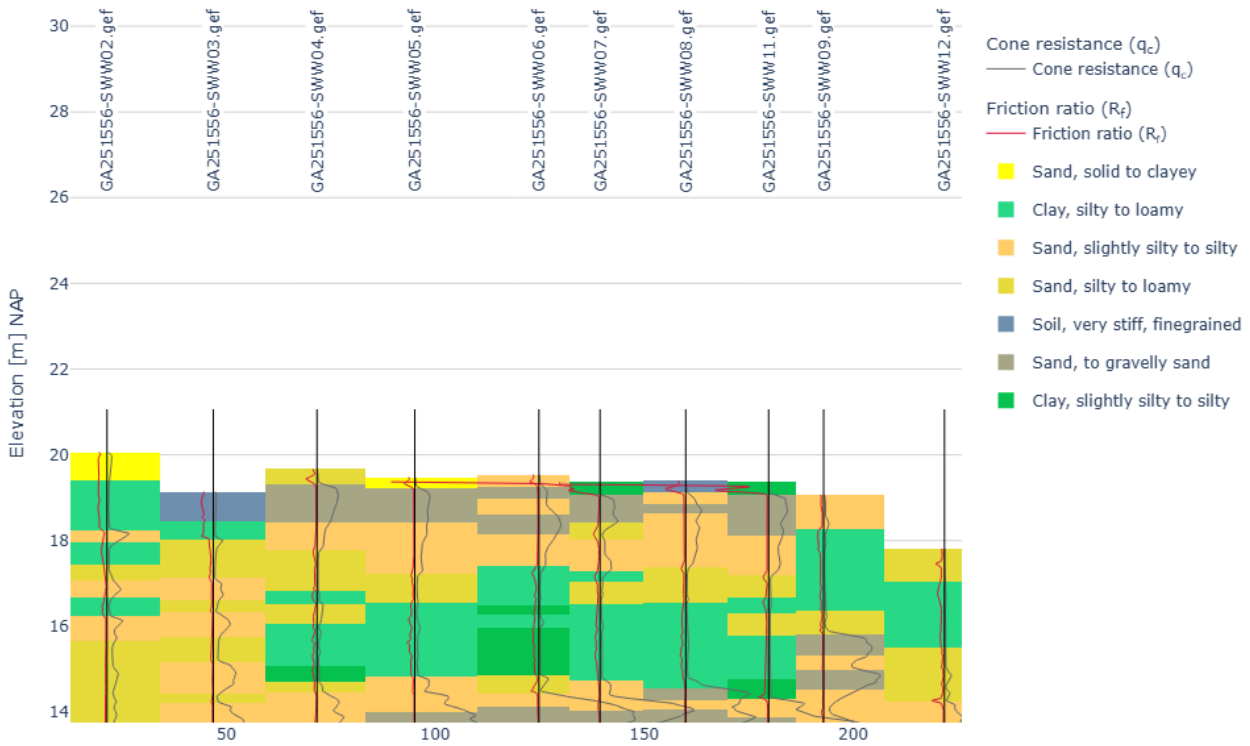


Figuur 5-1: Kwelwegen door zandtussenlaag (tzt) en door watervoerend pakket (wvp).

Voor dijkvak 1 zijn een 5-tal dwarsprofielen onderzocht, zie Figuur 2-2. Het binnendijks maaiveldniveau is voor dit dijkvak vrij constant op ongeveer NAP +21,2 m. Er wordt in Tabel 5-2 kort per dwarsprofiel samengevat wat de situatie betreft.

Tabel 5-2: Dwarsprofielen ten behoeve van piping

DWP	TOELICHTING
1	Niet maatgevend.
2	Voor dwarsprofiel 2 is de dunste zandtussenlaag aangenomen tussen maaiveld van NAP +21,2 m en bovenzijde cohesieve deklaag op NAP +19,0 m conform sondering SWW03 [34]. Dit resulteert in een laagdikte van 2,2 m. Voor het watervoerend pakket wordt de dunste deklaag met onderkant van de deklaag op NAP +18,0 m aangehouden conform sondering SWW03 [34].
3	Voor de zandtussenlaag van dwarsprofiel 3 is de dikste deklaag aangenomen met de bovenzijde van de cohesieve deklaag op NAP +16,5 m conform sondering SWW08 [34], de laagdikte tot maaiveldniveau hierbij is 4,7 m. Voor het watervoerend pakket wordt de dikste deklaag met onderkant op NAP +14,5 m conform sondering SWW08 [34] gehanteerd.
4	Niet maatgevend.
5	Niet maatgevend. Het buitendijkse maaiveld ligt hier lager waardoor het intredepunt verder weg ligt. Het achterliggende maaiveldniveau is hier lokaal wat lager en dient direct tot NAP +21,2 m te worden opgehoogd.





Figuur 5-2: Geotechnisch lengteprofiel DV1 op basis van grondonderzoek [34]

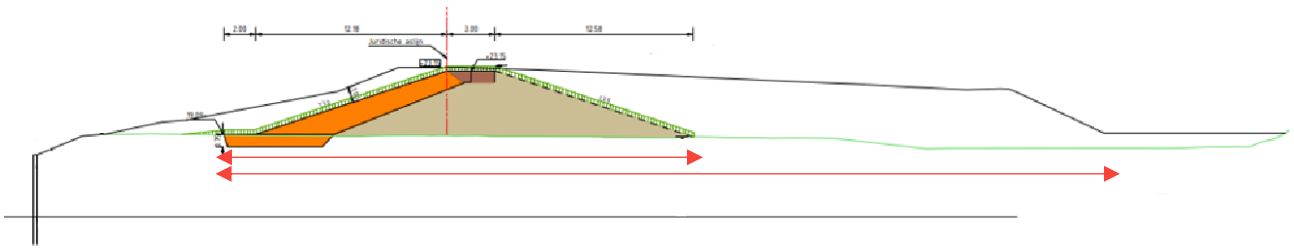
Tabel 5-3: Sellmeijer berekening DV1A

DWP	Buiten-waterstand	Freatisch niveau bij uittredepunt	Karakteristieke korreldiameter	Specifieke doorlatendheid pipinggevoelige zandlaag	Lengte kwelweg	Lengte opbarstkanaal	Dikte zandpakket	Veiligheidsfactor
	h	h_{exit}	D_{70}	k	L	d	D	SF
[-]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]
2 tzt	22,20	21,2	2,37E-04	2,78E-04	15,00	0,1	2,2	1,24
2 wvp	22,20	21,2	2,65E-04	2,81E-03	40,00	3,0	18,0	8,73
3 tzt	22,20	21,2	2,37E-04	2,78E-04	15,00	0,1	4,7	1,04
3 wvp	22,20	21,2	2,65E-04	2,81E-03	40,00	3,0	14,5	9,12

Hieruit volgt dat er voor dijkvak 1A wordt voldaan aan piping.

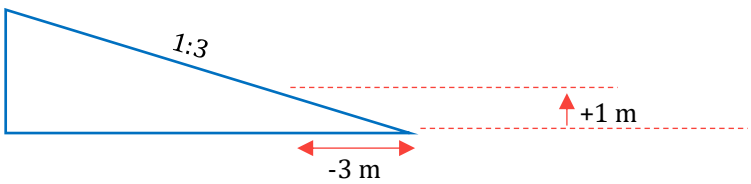
DV2B

Dit dijkvak bevindt zich ter plaatse van de demping van de Steelhaven. De aanname is dat de haven geheel gedempt gaat worden met zand en er daardoor geen deklaag aanwezig is. Dit dijkvak heeft conform de dwarsprofielentekening van het VO [22] na aanleg een tijdelijk binnendijks maaiveldniveau van NAP +18,9 m, in de eindsituatie wordt dit verhoogd naar NAP +22,5/+22,0 m tot een afstand van 40 m achter de kering. De kwelweglengte neemt in de eindsituatie zodoende flink toe, zie Figuur 5-3.



Figuur 5-3: Dwarsprofiel 8 eindsituatie (zwart) ter plaatse van dijkvak 2B [22]

Er zijn voor zowel de tijdelijke als eindsituatie analyses gemaakt. Hierbij is onderscheid gemaakt in de tijdelijke buitenwaterstand met zichtjaar 2050 en uiteindelijke waterstand met terugkeertijd 1/100 per jaar van NAP +21,7 m en in zichtjaar 2125 1/100 per jaar van NAP +22,2 m [27]. Voor de tijdelijke situatie zijn verschillende binnendijkse maaiveldniveaus beschouwd om het effect van eerder ophogen in kaart te brengen. Met een binnentalud van 1:3 wordt de horizontale lengte van het talud 3 m korter bij 1 m hoger achterland, zie Figuur 5-4.



Figuur 5-4: Kortere kwelweglengte bij verhogen binnendijks maaiveldniveau

De kwelweglengte is gelijk aan de dijkbasis en voor de doorlatendheid van de pipinggevoelige laag is het gewogen gemiddelde bepaald van de minder doorlatende Boxtel laag van maaiveldniveau tot NAP +13,0 m en daaronder de goed doorlatende Beegden laag tot NAP +0,0 m.

Tabel 5-4: Sellmeijer berekening DV2B tijdelijke situatie

Buiten-waterstand	Freatisch niveau bij uittredepunt	Karakteristieke korreldiameter	Specifieke doorlatendheid pipinggevoelige zandlaag	Lengte kwelweg	Lengte opbarstkanaal	Dikte zandpakket	Veiligheidsfactor
h	h_{exit}	D_{70}	k	L	d	D	SF
[m+NAP]	[m+NAP]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]
21,70	19,0	2,37E-04	2,01E-03	23,50	0,1	19,0	0,22
21,70	20,0	2,37E-04	1,93E-03	20,50	0,1	20,0	0,32
21,70	21,0	2,37E-04	1,85E-03	17,50	0,1	21,0	0,72

Hieruit blijkt dat dit dijkvak op basis van Sellmeijer in de tijdelijke situatie niet voldoet. Het mogelijk verhogen van de freatische binnenwaterstand heeft te weinig effect. De hoge doorlatendheid van het zandpakket in combinatie met de korte kwelweg zorgt ervoor dat er een pipingmaatregel nodig is.

Tabel 5-5: Sellmeijer berekening DV2B eindsituatie

Buiten-waterstand	Freatisch niveau bij uittredepunt	Karakteristieke korreldiameter	Specifieke doorlatendheid pipinggevoelige zandlaag	Lengte kwelweg	Lengte opbarstkanaal	Dikte zandpakket	Veiligheidsfactor
h	h_{exit}	D_{70}	k	L	d	D	SF
[m+NAP]	[m+NAP]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[-]
22,20	22,0	2,37E-04	1,78E-03	15,00	0,1	19,0	2,57
22,20	19,0	2,37E-04	2,01E-03	55,00	0,1	19,0	0,38

In de eindsituatie wordt ruim niet voldaan bij het scenario waarbij de kwelweg onder de lange nieuwe berm doorloopt (zwarte lijn in Figuur 5-4) waar het maaiveldniveau op NAP +19,0 m blijft. Om hierbij te voldoen zou bijvoorbeeld een deklaagdikte van 7 m nodig zijn, welke niet aanwezig is. Er is daarom een maatregel benodigd.

Conclusie
Uit bovenstaande blijkt dat er voor dijkvak 1A wordt voldaan aan de eisen voor piping. Voor dijkvak 2B wordt niet voldaan en zijn voor zowel tijdelijke als eindsituatie maatregelen nodig, deze worden behandeld in §5.3.

5.2 HARDE WATERKERING

5.2.1 LANE

Voor (deels) verticale kwelwegen wordt de rekenregel van Lane gehanteerd [4]. Voor $C_{w,creep}$ wordt 7 aangehouden [27].

5.2.2 ANALYSE

De samenstelling en dikte van de deklaag is niet overal duidelijk. Voor de analyse met Lane is in eerste instantie uitgegaan van een situatie zonder deklaag in het achterland waarbij alleen een verticale kwelweg langs de damwand optreedt. Mocht er wel een deklaag aanwezig zijn zal dit gunstiger uitpakken voor piping. De horizontale kwelweglengte van de inkassing van de buitenteen tot de langsconstructie is afgelezen uit de dwarsprofielentekening [22]. Voor het gehele projectgebied wordt een buitenwaterstand van NAP +22,2 m aangehouden.

Voor de onderzijde van de damwanden is de stabiliteit bepalend, de onderzijde van de damwanden van de langsconstructies is overgenomen uit Tabel 6-20 en zijn hier getoetst. Voor dijkvak 3D met coupure is de horizontale lengte op 0 m gehouden en is het minimaal vereiste niveau bepaald.

Tabel 5-6: Overzicht Lane per dijkvak

DIJKVAK	MAATGEVEND DWP	MV BINNENDIJKS [M NAP]	VERVAL [M]	$L_{HORIZONTAAL}$ [M]	ONDERZIJDE DAMWAND [M NAP]	$L_{VERTICAAL}$ [M]	SF [-]
2A	7	19,6	2,6	13	12	15,2	1,07
2C	9	20,0	2,2	12	12	16	1,30
3A	10	20,0	2,2	12	12	16	1,30
3B	14	20,0	2,2	13	11	18	1,45
3C	15	20,0	2,2	12,5	11	18	1,44
3D	16	20,0	2,2	0	12	16	1,04

Hieruit blijkt dat bij alle langsconstructies wordt voldaan aan piping.

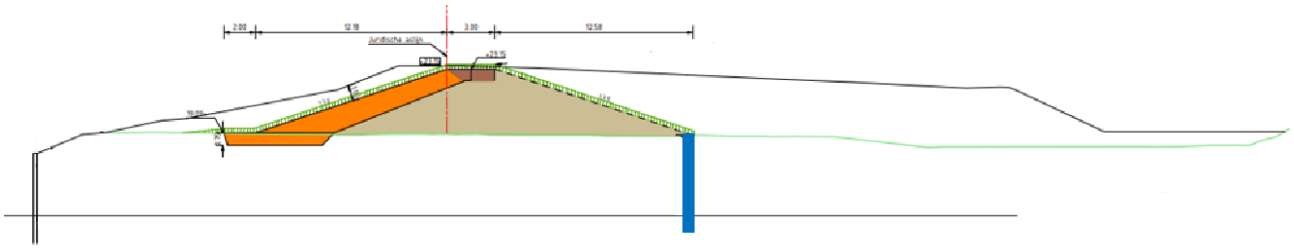
5.3 PIPINGMAATREGELEN

Voor Dijkvak 2B zijn hieronder een tweetal varianten uitgewerkt. De eerste variant betreft een verticaal pipingscherm ter plaatse van de binnenteen van de dijk. Hierbij is onderscheid gemaakt in de tijdelijke (alleen de dijk aanwezig) en de eindfase (verholen dijk). De tweede variant betreft een afsluitende laag tot aan de damwand om het intredepunt verder naar buiten te verleggen.

DV2B

Piping maatregel variant 1:

Er is een verticale pipingmaatregel in de vorm van een extra verticale wand onderzocht voor zowel de tijdelijke als de eindsituatie, zie Figuur 5-5. Het intredepunt ligt in de buitenteen aan de rand van de kleiinkassing. Het maaiveldniveau aan de binnenzijde wordt vanwege de eis voor GABI (paragraaf 7.1) direct op NAP +21,0 m aangelegd. De minimale damwanddiepte volgt uit onderstaande analyse in Tabel 5-7. De positie in de binnenteen werkt ook voor de eindsituatie waarbij de berm is aangelegd.



Figuur 5-5: Pipingscherm (blauw) in binnenteen van waterkering Steelhaven [22]

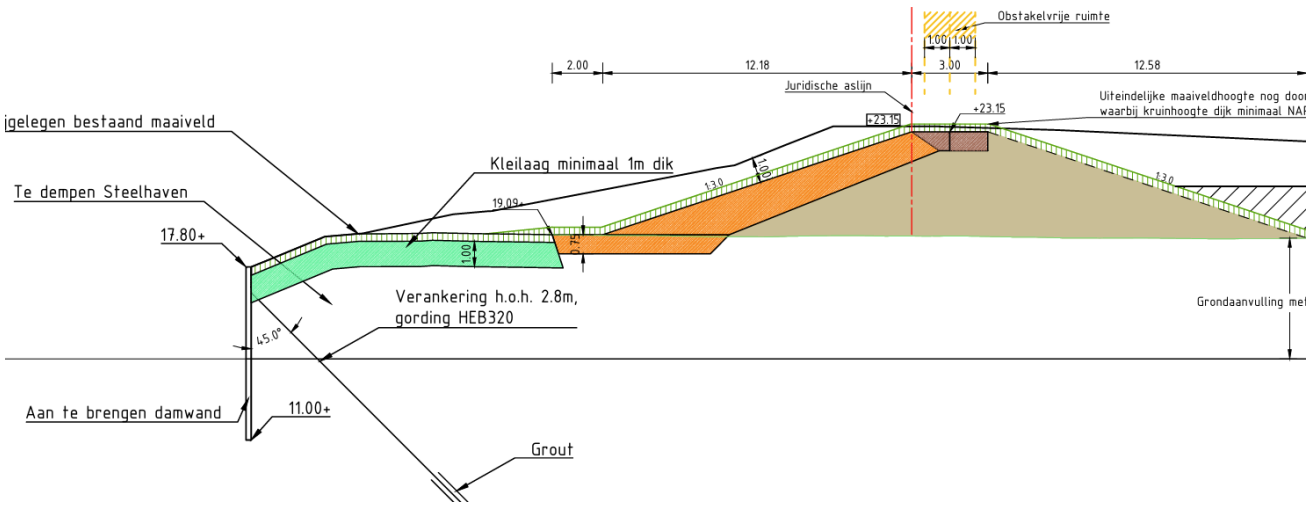
Tabel 5-7: Verticale pipingmaatregel DV2B

DWP	BUITEN-WATERSTAND [M NAP]	MV BINNENDIJKS [M NAP]	VERVAL [M]	$L_{HORIZONTAAL}$ [M]	$L_{VERTICAAL}$ [M]	OK DAMWAND [M NAP]	SF [-]
8 TIJDELIJK	21,7	19	2,7	23,5	12	13,0	1,05
8 EIND	22,2	19	3,2	55	5	16,5	1,04

De benodigde verticale kwelweglengte kan in dit geval door 2 worden gedeeld om de damwandlengte vast te stellen. De kwelweg verloopt langs de 2 zijden van de damwand. De maatgevende lengte komt daarmee op 6 m en komt neer op een diepte tot NAP +13,0 m. Mogelijk zou deze lengte in een later stadium geoptimaliseerd kunnen worden door een heave analyse met Plaxis 2D Flow. De compacte ontwerpmaatregel met heaveschermen gaat uit van het principe van heave. Hierbij is opbarsten en heave in de deklaag en piping onder de deklaag tot aan het heavescherm al opgetreden.

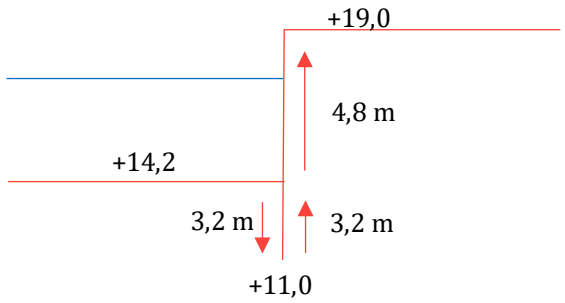
Piping maatregel variant 2:

Er is ook een variant onderzocht waarbij de nieuwe damwand in de Steelhaven ter opsluiting van de demping waterdicht wordt verbonden aan de waterkering middels een kleilaag. Om te zorgen voor een goede verbinding is een minimale kleilaagdikte van 1 m benodigd, die wordt afgedekt met een laag van 0,30 m teelaarde. De nieuwe damwand is ontworpen in paragraaf 6.1.4 en daarbij is de onderkant van de damwand vastgesteld op NAP +11,0 m. Er is hierbij geen tweede damwand in de binnenteen nodig als pipingscherm. Het intredepunt komt daarbij in de haven te liggen en het uittredepunt in de binnenteen van de waterkering, zie Figuur 5-6.



Figuur 5-6: Principe waterdichte verbinding (lichtgroen) tussen damwand van kade en waterkering Steelhaven

De bodemhoogte van de Steelhaven bedraagt NAP +14,2 m. De verticale component van de kwelweg bedraagt (4,8+3,2+3,2=) 11,2 m, zie Figuur 5-7.



Figuur 5-7: Principe verticale kwelweg ter plaatse van nieuwe damwand Steelhaven

Tabel 5-8: Pipingmaatregel DV2B waterdichte verbinding tussen damwand en waterkering

DWP	BUITENWATERSTAND [M NAP]	MV BINNENDIJKS [M NAP]	VERVAL [M]	L_H [M]	L_V [M]	SF [-]
8	22,2	19,0	3,2	40	11,2	1,10

Met de nieuwe damwand van de Steelhaven kan aan piping worden voldaan wanneer deze middels een kleilaag waterdicht wordt verbonden met de kleilaag van de waterkering.

<u>Voorkeur piping maatregel:</u>
Vanwege eenvoudigere inpassing, lagere kosten en minder impact op het ontwerp heeft de pipingmaatregel van variant 2 met toepassing van de kleilaag tussen kade en waterkering de voorkeur.

6 MACROSTABILITEIT

6.1 GROENE WATERKERING (D-STABILITY)

6.1.1 VEREISTE STABILITEITSFACTOR

De vereiste stabiliteitsfactoren zijn uitgewerkt in de TUN [27] en zijn opgenomen in Tabel 6-1.

Tabel 6-1: Vereiste SF voor STBI zonder overslag en STBU per rekenmodel

	$P_{EIS;DSN}$	B ETA	SCHADEFACTOR	REKENMODEL	SF_{EIS}
STBI	1/6.892	3,62	0,95	Bishop	1,16
				LiftVan	1,11
				Spencer	1,12
STBU	1/689	2,98	0,86	Bishop	1,05
				LiftVan	1,00
				Spencer	1,01

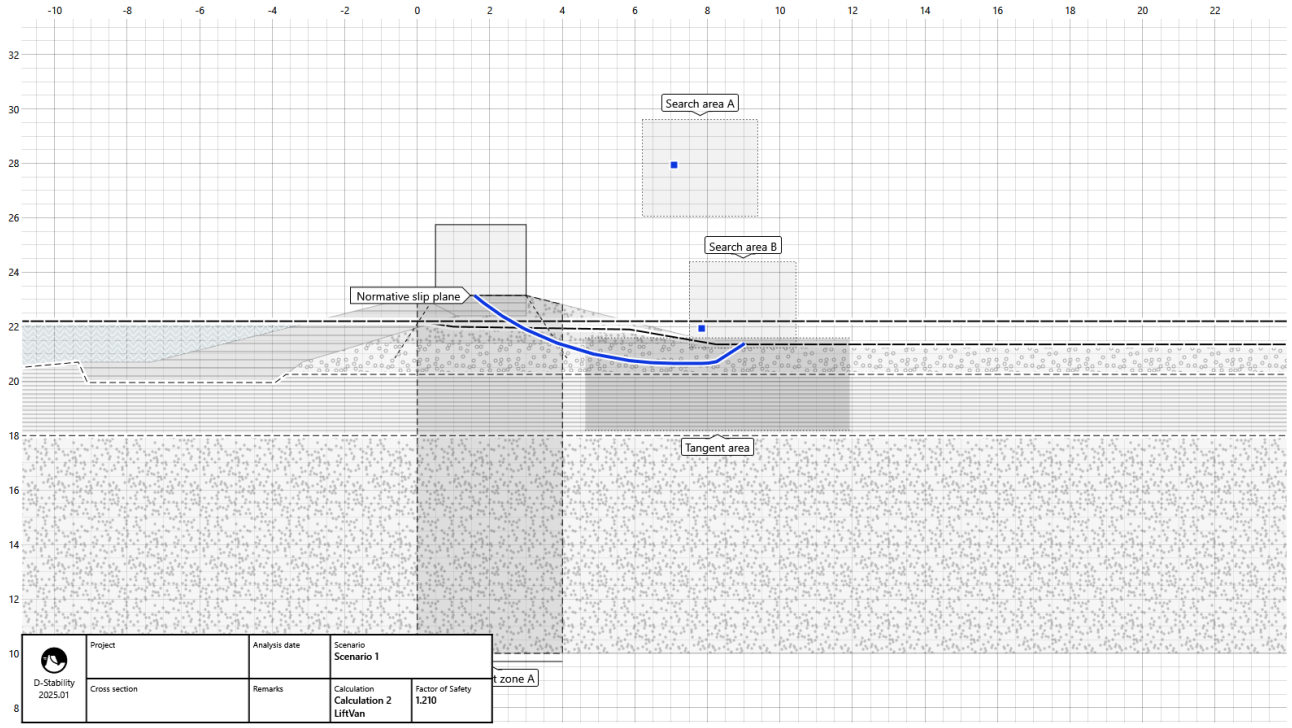
6.1.2 MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS (STBI)

Vak 1A
Voor vak 1A zijn vanwege variaties in de deklaagdikte 2 scenario's onderzocht, zie ook het geotechnisch lengteprofiel van Figuur 5-2. Het eerste scenario bevat dwarsprofiel 2 met binnendijks maaiveldniveau van NAP +21,4 m [22]. De onderzijde van de deklaag bevindt zich op NAP +18,0 m conform sondering SWW3 [34]. Het voorgeboorde deel van SWW3 geeft tussen maaiveldniveau en NAP +20,25 m zand aan, dit is daarmee de bovenzijde van de deklaag. Voor de samenstelling is de zwakste kleilaag aangehouden. De referentielijn voor de freatische lijn wordt op de bovenzijde van de deklaag aangehouden vanwege de zandopbouw direct onder maaiveldniveau en hoogte ver boven dagelijkse grondwaterstand.

Tabel 6-2: Bodemopbouw vak 1A, DWP 2

BK GRONDLAAG [M NAP]	GRONDLAAG	OPMERKINGEN
23,15	Klei zandig	Bekleding
22,40	Zand dijk	Conservatieve keuze voor opbouw dijklichaam door lagere phi dan 'klei dijk'.
21,40	Zand Boxtel	Conservatieve sterkteparameters zandlaag onder maaiveldniveau
20,25	Klei siltig gedraineerd	Conservatief zwakste kleilaag aangehouden boven dagelijkse grondwaterstand.
18,00	Zand Beegden	

Er wordt conservatief aangenomen dat de deklaag vanaf rivierzijde en vanuit watervoerend pakket voldoende waterdicht is en er een stijghoogte op kan treden. Vanwege onzekerheden in het stijghoogteverloop wordt er conservatief een horizontaal verloop aangenomen zonder reductie richting het achterland. De verticale doorlatendheid van de deklaag is hierbij niet meer van toepassing. De glijcirkel bevindt zich buiten het invloedsgebied van de stijghoogte. Uit de berekening volgt dat er wordt voldaan aan de stabiliteitseisen. De glijcirkel van LiftVan is opgenomen in Figuur 6-1, de stabiliteitsfactoren van de rekenmodellen Bishop en Spencer zijn weergegeven in het overzicht van Tabel 6-5.



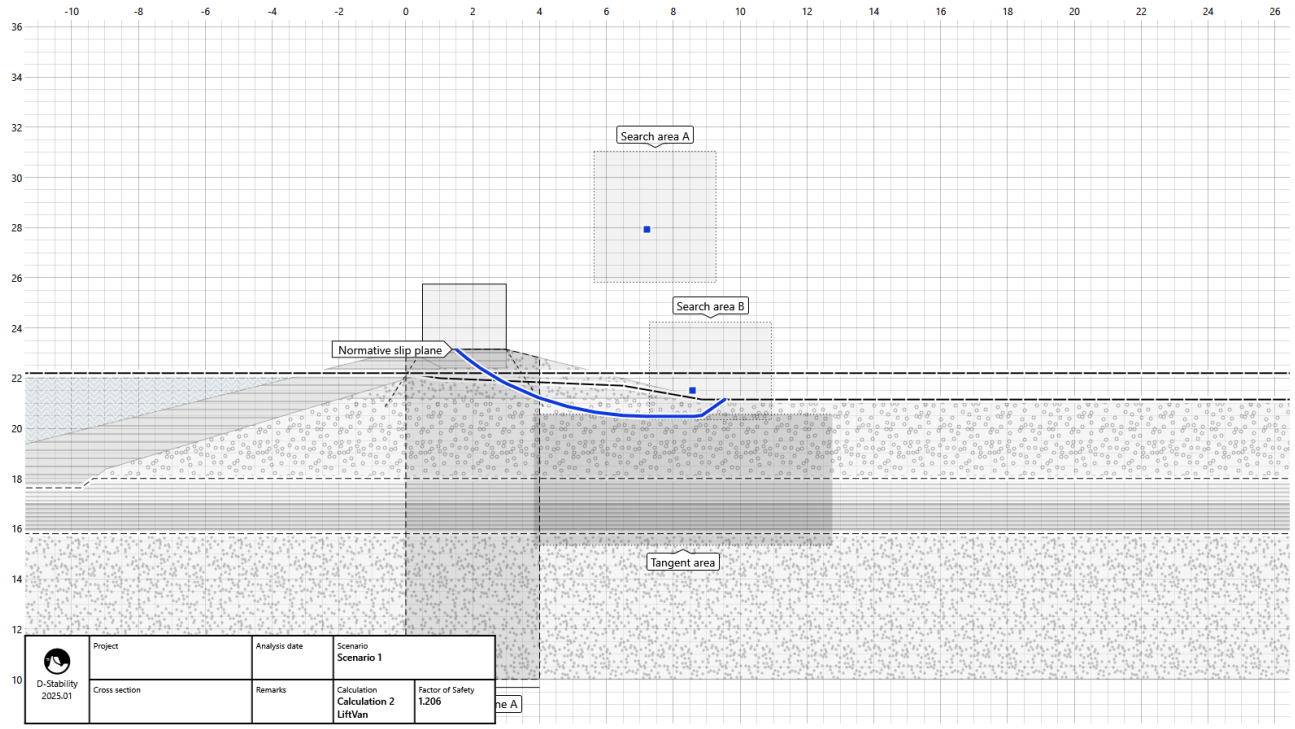
Figuur 6-1: Maatgevende glijcirkel STBI LiftVan vak 1A, DWP 2 (SF=1,21)

Voor het tweede scenario wordt dwarsprofiel 5 [22] gehanteerd met een binnendijks maaiveldniveau van NAP +21,2 m [22]. De onderzijde van de deklaag is op basis van SWW9/SWW12 [34] en S19377 [32] aangenomen op NAP +15,8 m en de bovenzijde op NAP +18,0 m. Voor de samenstelling is de zwakste kleilaag aangehouden. De referentielijn voor de freatische lijn wordt op de bovenzijde van de deklaag aangehouden. Door het hoge achterland past het standaardverloop van de freatische lijn niet in het profiel. De sprong bij de buitenkruinlijn is verkleind tot een logischer verloop.

Tabel 6-3: Bodemopbouw vak 1A, DWP 5

BK GRONDLAAG [M NAP]	GRONDLAAG	OPMERKINGEN
23,15	Klei zandig	Bekleding
22,40	Zand dijk	Conservatieve keuze voor opbouw dijklichaam door lagere phi dan 'klei dijk'.
21,20	Zand Boxtel	Conservatieve zandlaag onder maaiveldniveau
18,00	Klei siltig gedraineerd	Conservatief zwakste kleilaag aangehouden boven dagelijkse grondwaterstand.
17,00	Klei siltig	Conservatief zwakste kleilaag aangehouden.
15,80	Zand Beegden	

Het uitgangspunt is dat de deklaag voldoende waterdicht is zodat er een stijghoogte onder kan optreden. Ook voor deze stijghoogte is een horizontaal verloop aangehouden zonder reductie richting het achterland. De glijcirkel bevindt zich buiten het invloedsgebied van de stijghoogte. Er wordt ook hier ruim voldaan aan de stabiliteitseisen. De glijcirkel van LiftVan is opgenomen in Figuur 6-2, de stabiliteitsfactoren van de rekenmodellen Bishop en Spencer zijn weergegeven in het overzicht van Tabel 6-5.



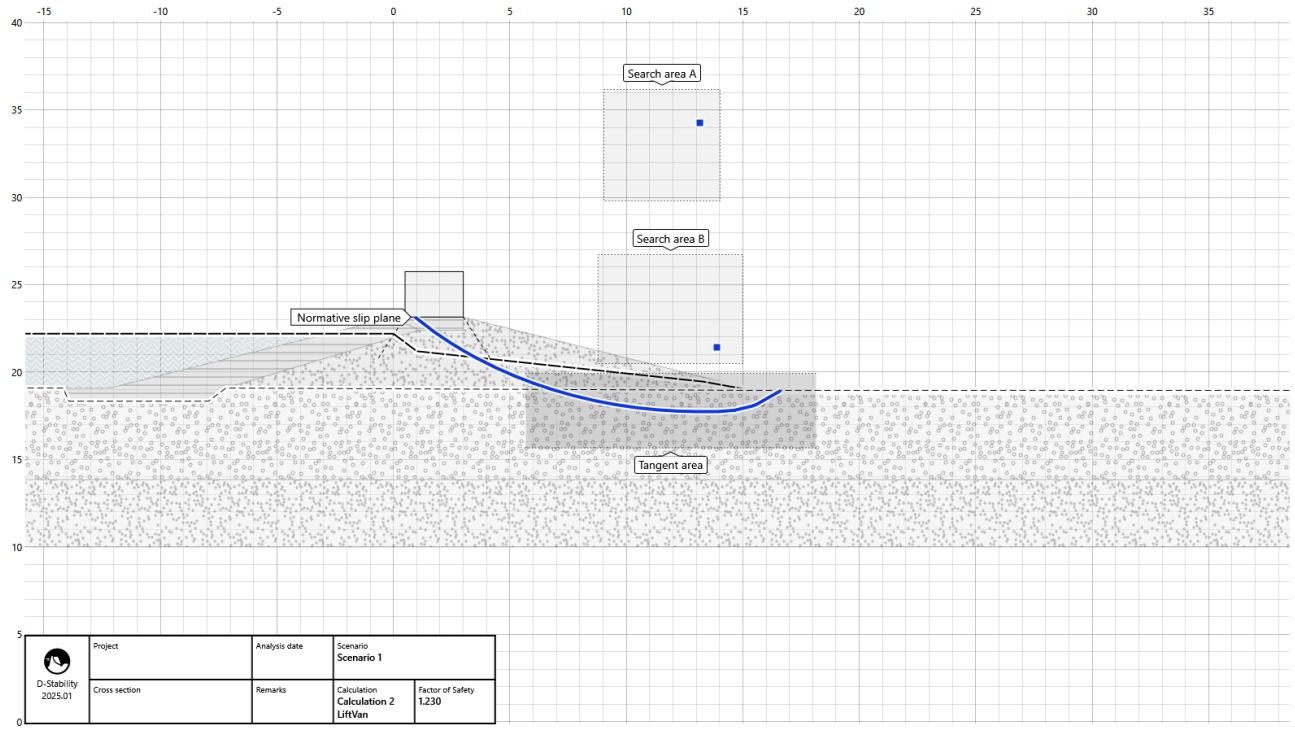
Figuur 6-2: Maatgevende glijcirkel STBI LiftVan vak 1A, DWP 5 (SF=1,21)

Vak 2B
Dit dijkvak betreft de demping van de Steelhaven, dwarsprofiel 8 [22]. Er wordt uitgegaan van een volledige demping van doorlatend zandmateriaal zodat dit goed verdicht kan worden. Dit is belangrijk voor de grondlagen onder de Maas waterstand.

Tabel 6-4: Bodemopbouw vak 2B, DWP 8

BK GRONDLAAG [M NAP]	GRONDLAAG	OPMERKINGEN
23,15	Klei zandig	Bekleding
22,40	Zand dijk	Conservatieve keuze voor opbouw dijklichaam door lagere phi dan 'klei dijk'.
19,10	Zand Boxtel	Conservatieve zandlaag onder maaiveldniveau
13,85	Zand Beegden	Oorspronkelijk bodemniveau Steelhaven

Doordat alleen doorlatend materiaal aanwezig is ontbreekt een deklaag waaronder een stijghoogte kan ontstaan. Dit werkt gunstig voor de stabiliteitsberekening en er wordt ruimschoots aan de vereiste stabiliteitsfactor voldaan. De glijcirkel van LiftVan is opgenomen in Figuur 6-3, de stabiliteitsfactoren van de rekenmodellen Bishop en Spencer zijn weergegeven in het overzicht van Tabel 6-5.



Figuur 6-3: Maatgevende glijcirkel STBI LiftVan vak 2B (SF=1,23)

Samenvatting
In Tabel 6-5 is een overzicht van de stabiliteitsfactoren per rekenmodel en per dijkvak aangegeven. Hieruit blijkt dat er wordt voldaan aan de stabiliteitseisen voor STBI.

Tabel 6-5: Overzicht STBI SF per dijkvak

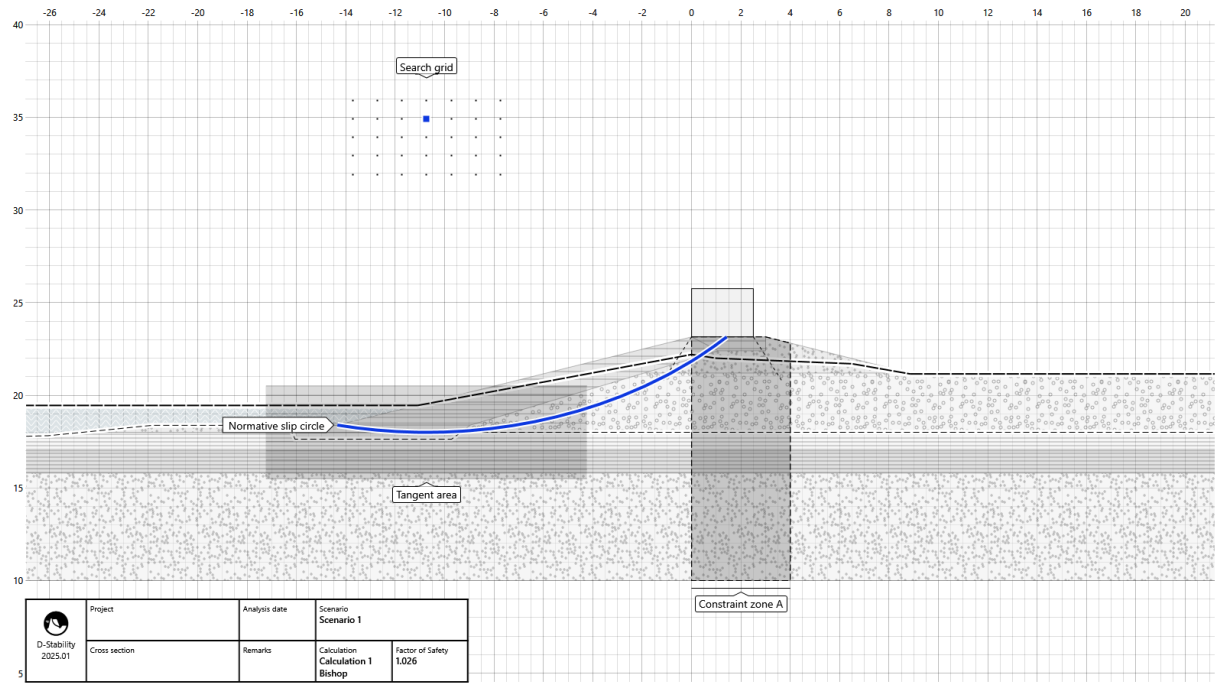
	REKENMODEL SF_{EIS}		SF VAK1A – DWP2	SF VAK1A – DWP5	SF VAK 2B
STBI	Bishop	1,16	1,25	1,24	1,25
	LiftVan	1,11	1,21	1,21	1,23
	Spencer	1,12	1,17	1,18	1,29

6.1.3 MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS (STBU)

De buitentaluds van het voorgenomen dijkontwerp [21][22] hebben allemaal eenzelfde buitentaludhelling en opbouw van de bekleding. De dwarsprofielen verschillen in het maaiveldniveau van het voorland. Dit houdt in dat de taludlengte varieert. Voor de beschouwing zijn 2 dwarsprofielen beschouwd met een laag voorland DWP5 en DWP8. Wanneer deze profielen voldoen, voldoet het gehele gedeelte met groene kering. Voor stabiliteit buitenwaarts wordt alleen de val na hoogwater beschouwd [27]. Omdat de werkelijke opbouw van het dijklichaam later wordt bepaald is er conservatief gerekend met de lagere sterkteparameters behorend bij 'Zand dijk' en een freatische lijn behorend bij dijken met een kleikern. Dit geeft een hogere freatische waterstand in de dijk na de val van hoogwater dan bij een zandkern.

Er is geen rekening gehouden met een restprofiel vanwege eventueel bezwijken van voorliggende kademuren van de haven. Voor de groene keringen betreft dit alleen dijkvak 2B en daarvoor wordt een nieuwe genormeerde kade ontworpen in paragraaf 6.1.4, dijkvak 1A heeft geen kademuren.

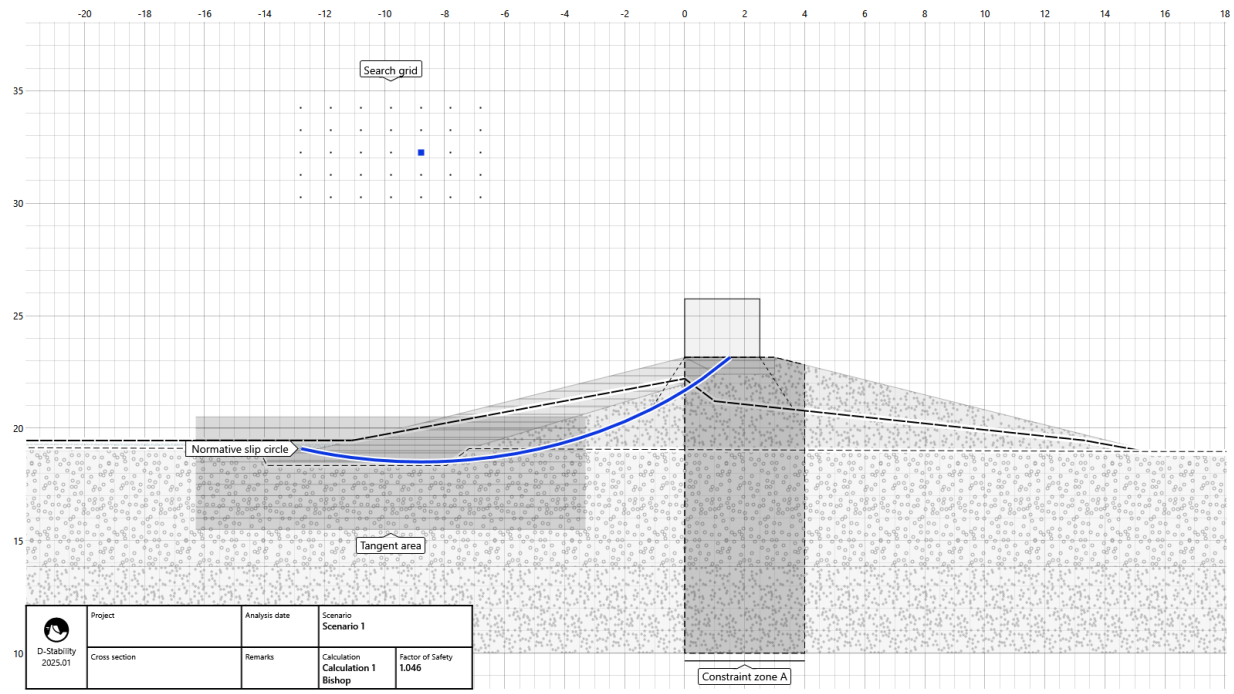
Dwarsprofiel 5
Het voorland van DWP5 is het laagst van het gehele projectgebied met een hoogte van NAP +18,38 m. De schematisering van de freatische lijn conform TUN [27] past niet in de geometrie en is net als voor STBI uit paragraaf 6.1.2 aangepast tot een logischer passend verloop. De glijcirkel van Bishop is weergegeven in Figuur 6-4. Hieruit volgt dat er met bovenstaande uitgangspunten net niet wordt voldaan aan de vereiste $SF_{eisBishop}$ van 1,05.



Figuur 6-4: Maatgevende glijcirkel STBU Bishop DWP5 (SF=1,02)

Dwarsprofiel 8

Na DWP5 is het voorland van DWP8 het laagst met NAP +19,1 m. De glijcirkel van Bishop is weergegeven in Figuur 6-4. Hieruit volgt dat er net wordt voldaan aan de vereiste $SF_{eisBishop}$ van 1,05. Dit betekent dat de overige dwarsprofielen van de groene keringen voldoen aan STBU.



Figuur 6-5: Maatgevende glijcirkel STBU Bishop DWP8 (SF=1,05)

Samenvatting
In Tabel 6-5 is een overzicht van de stabiliteitsfactoren per rekenmodel en per dwarsprofiel aangegeven. Hieruit blijkt dat er voor dwarsprofiel 5 net niet wordt voldaan aan de stabiliteitseisen voor STBU. Aangezien dit profiel de meest ongunstige geometrie heeft, voldoet de rest van de groene kering wel aan STBU.

Tabel 6-6: Overzicht STBU SF per DWP

	REKENMODEL	SF_{EIS}	DWP 5	DWP 8
STBU	Bishop	1,05	1,03	1,05
	LiftVan	1,00	1,02	1,04
	Spencer	1,01	1,00	1,02

Faalpadanalyse
Voor DWP5 wordt nog niet voldaan aan de stabiliteitseisen. Gezien de conservatieve uitgangspunten in deze berekening zijn er nog manieren om dit aan te scherpen. Dit kan bijvoorbeeld door het uitwerken van een faalpadanalyse. Hierbij wordt aangenomen dat eventuele schade van het indirecte faalmechanisme STBU tijdig kan worden hersteld voordat een nieuw hoogwater plaatsvindt.

De kans op een waterstand gelijk aan het achterland van NAP +21,0 m, voor zichtjaar 2125 wordt ingeschat op 1/40 jaar (figuur 6-3 uit TUN [27]). Aanname dat het hoogwater het gehele jaar kan optreden, in het gebruikelijke gesloten seizoen maar ook zoals de extreme regenval in Limburg van de zomer 2021. De kans op een hoogwater geldt over 52 weken en daarbij wordt zeer conservatief ook een hersteltijd van 52 weken aangehouden. Kans dat hoogwater optreedt binnen hersteltijd: 52/52 * 1/40 = 1/40. Dit is lager dan de default van 1/10 (10%) [5]. Voor uitleg van de methode zie ook het KKP-webinar [53].

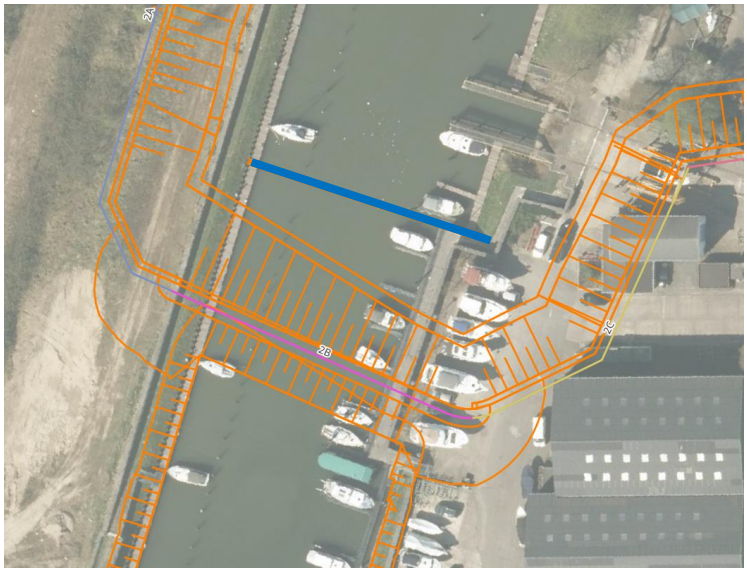
Tabel 6-7: Vereiste SF voor STBU per rekenmodel standaard en met faalpad

	REKENMODEL	SF_{EIS}	$SF_{EIS;\ FAALPAD}$
STBU	Bishop	1,05	0,96
	LiftVan	1,00	0,92
	Spencer	1,01	0,93

Hieruit volgt dat wanneer er een (conservatieve) faalpadanalyse wordt uitgevoerd kan worden volstaan met een lagere SF_{eis}. Dit houdt in dat ook DWP5 in dit geval voldoet aan de stabiliteitseisen. De gehele groene kering voldoet aan STBU.

6.1.4 NIEUWE DAMWAND STEELHAVEN

Om de gedeeltelijke demping van de Steelhaven op te sluiten wordt gebruik gemaakt van een damwand. Vanwege de kerende hoogte van ongeveer 3,6 m, de harde ondergrond en de ligging van het nieuwe dijklichaam bovenop de kade, is gekozen voor een verankerde damwand. In Figuur 6-6 is het bovenaanzicht gegeven en het dwarsprofiel in Figuur 5-6.



Figuur 6-6: Locatie nieuwe damwand (blauw) ten behoeve van demping Steelhaven

Randvoorwaarden:

- Normering nieuwe kade: RC2
- Levensduur: 100 jaar
- Corrosie damwand/gording: 4,5[3] mm per 100 jaar in totaal [11]
- Corrosie groutanker: 11 mm/ 100 jaar [11]
- Bovenbelasting tussen kade en dijklichaam: 10 kN/m^2 [15].
- Verplaatsing maximaal 36 mm (1/100 van kerende hoogte [15]).

Vanwege de hoge conusweerstanden in de diepe zand-/grindlaag is een waarde van 10 MPa voor de puntweerstand van de damwand aangenomen.

Waterstanden:

- Dagelijkse waterstand Maas: NAP +16,70 m
- Dagelijkse grondwaterstand: NAP +17,00 m
- Laag water Maas: NAP +15,2 m
- Extreem laag water Maas bij leeglopen stuwpand: NAP +14 m (stuwpeil benedenpand) [35]

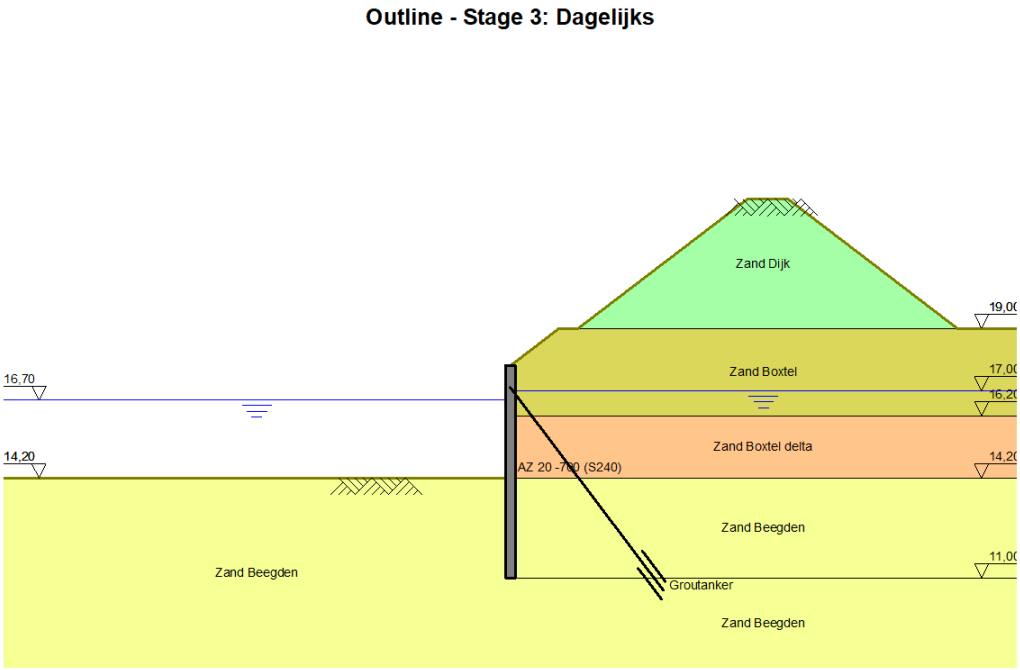
Geometrie:

- Bodemniveau Steelhaven: NAP +14,2 m
- Maaiveldhoogte demping: NAP +19,0 m
- Dijklichaam conservatief op 5 m vanaf damwand

[3] Geen toeslag voor vervuilde grond toegepast, dit dient in de volgende fase nog nader onderzocht te worden.

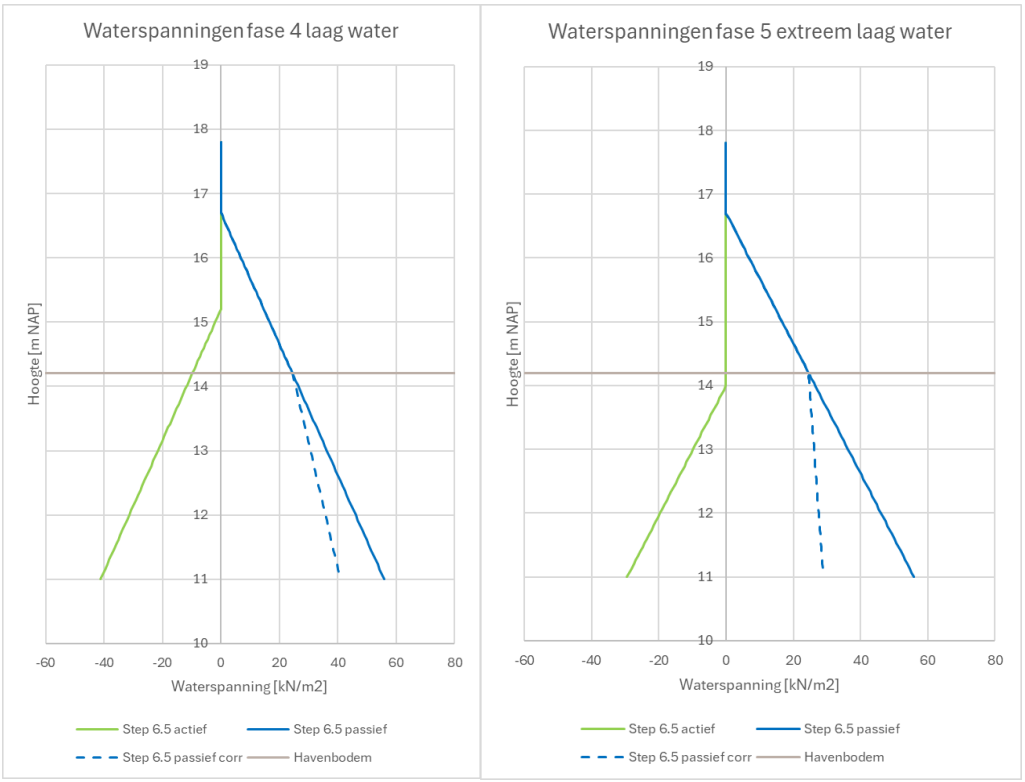
Fasering:

1. Aanbrengen damwand en dempen tot boven waterstand tot NAP +17,0 m
2. Aanbrengen groutanker op NAP +17,1 m
3. Verder aanvullen demping tot bovenzijde damwand, onder oplopend talud van 1:3 naar maaiveldniveau van NAP +19,0 m en aanleg dijklichaam (Figuur 6-7).
4. Laag water
5. Extreem laag water situatie.



Figuur 6-7: Schematisering fase 3

De bodemopbouw van havenbodem en demping bestaat hoofdzakelijk uit zand waardoor geen waterdrukverschil bij de punt van de damwand is te verwachten is. Bij een daling van de Maaswaterstand is een waterspanningencorrectie aan de achterzijde van de damwand uitgevoerd, zie Figuur 6-8. Hierbij is dus aan de punt de waterdruk gelijk aan de buitenwaterstand, er wordt geïnterpoleerd van de punt van de damwand tot de havenbodem (NAP +14,2). Boven de havenbodem wordt een freatische grondwaterstand aangehouden.



Figuur 6-8: Correctie waterspanningen aan passieve zijde damwand

Voor de eerste fase wordt een lagere gevolgklasse aangenomen, dit vanwege de tijdelijke situatie en het lage risicoprofiel (RC0). Nadat het anker is aangebracht wordt alles met RC2 doorgerekend. Daarbij mag het waterstandsverschil in de eerste onverankerde fase maximaal 0,2 m bedragen. Bij een groter waterstandsverschil wordt de onverankerde damwand instabiel. Dit zal gemonitord moeten worden en indien nodig zijn er maatregelen vereist.

Er is geen rekening gehouden met extra belastingen op de damwand afkomstig van het verdichten van het dempingsmateriaal. Verder zijn eventuele extra belastingen van zettingen op de ankers niet meegenomen in de analyse. Zettingen zouden kunnen eventueel worden beperkt door naast de sliblaag ook de dunne onderliggende slappe laag te verwijderen voordat de Steelhaven wordt gedempt.

Resultaat

Profiel:	AZ24-700
Lengte damwand:	6,8 m
Onderzijde damwand:	NAP +11,0 m
h.o.h. afstand groutankers:	2,8 m
Groutankers:	Ø70,0x17,5 mm
Ankerhoek	30 graden met horizontaal
Hoogte groutanker:	NAP +17,1 m
Lengte groutankers:	13 m
Lengte groutlichaam:	4 m

Voor inbrengbaarheid minimaal AZ24-700 nodig, zie H0. Voor berekening volstaat AZ20-700.

UGT

Maximaal moment:	102 kNm
Maximale dwarskracht:	70 kN
Maximale ankerkracht:	87 kN/m

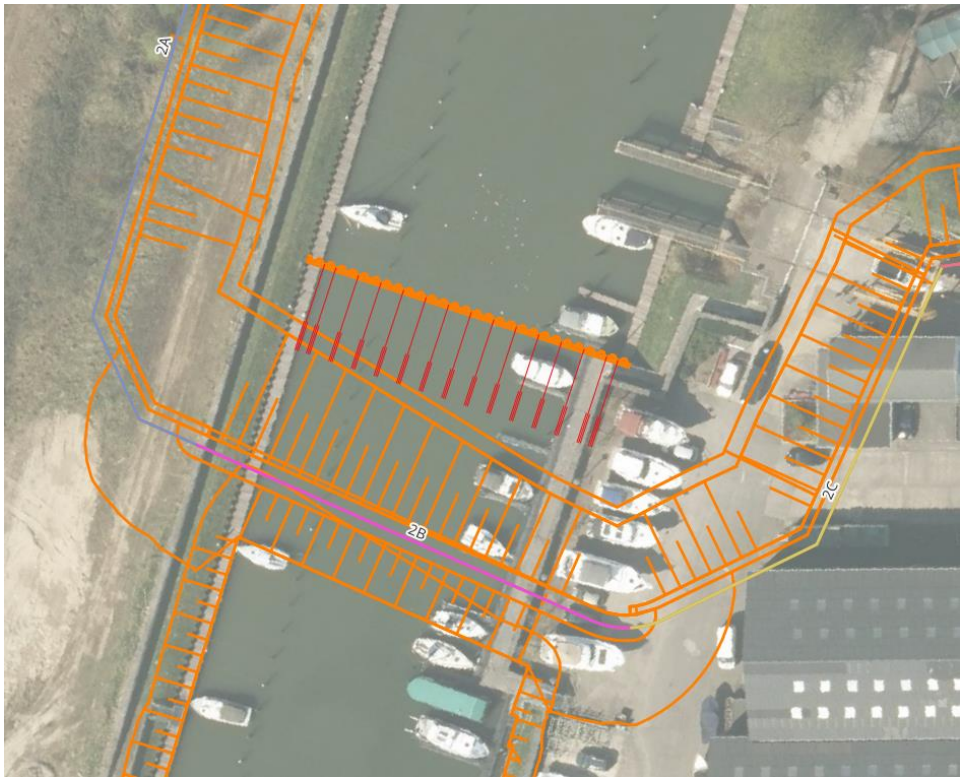
BGT

Maximaal moment:	60 kNm
Maximale dwarskracht:	46 kN
Maximale ankerkracht:	57 kN/m
Maximale verplaatsing:	10,8 mm

Rekening houdend met ankeruitval is een gording toegepast van het profiel HEB 300, zie Tabel 6-8. Vanwege inpassing en herverdeling van belasting na ankeruitval zijn de groutankers aan beide zijkanten met kortere hart op hart afstand van 1,4 m voorzien, zie Figuur 6-9.

Tabel 6-8: Ontwerp gording

	WAARDE	EENHEID	OPMERKINGEN
ANKERKRACHT BGT	57	kN/m	
H.O.H. BIJ ANKERUITVAL	5,8	m	
MAX MOMENT	240	kNm	1/8 ql^2
STAALKWALITEIT	240	N/mm^2	S240GP
$W_{EL, BENODIGD}$	999	cm^3	
PROFIEL	HEB300	-	Incl. corrosie 100 jaar



Figuur 6-9: Nieuwe kademuur Steelhaven inclusief indicatie positie groutankers

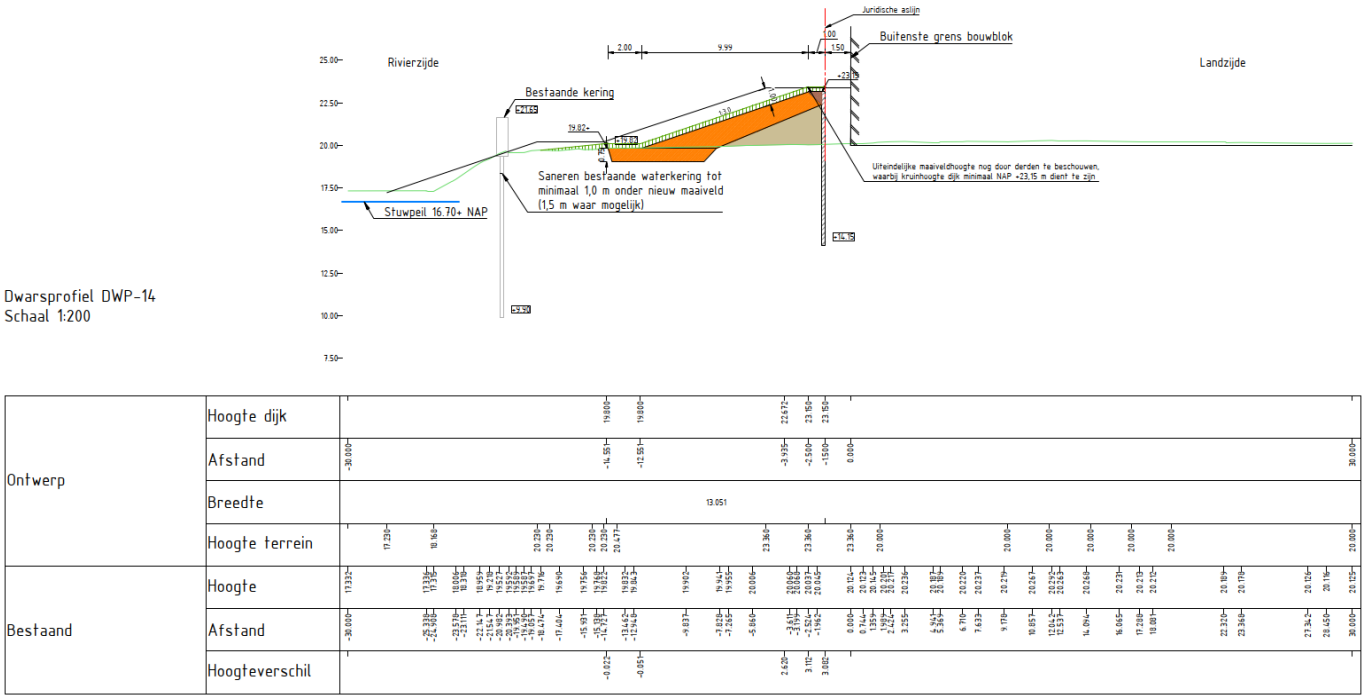
6.2 HARDE WATERKERING (PLAXIS)

Voor zowel STBI als STBU is ervoor gekozen om een maatgevend dwarsprofiel te selecteren en door te rekenen in PLAXIS. Aangezien voor STBU ter hoogte van de Steelhaven een grotere inbedding in het pleistocene zand benodigd bleek dan voor STBI in het noordelijke deel van Roerdelta, is het dwarsprofiel dat was geselecteerd voor STBI in het noordelijke deel van Roerdelta ook gecheckt op STBU.

6.2.1 MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS (STBI)

Geometrie

Voor STBI is dwarsprofiel 14 in dijkvak 3C beschouwd (zie Figuur 6-10). Dwarsprofiel 14 is beschouwd, omdat de afstand tussen de langsconstructie en de binnendijkse bebouwing beperkt is, waardoor bij het falen van de binnendijkse bebouwing sprake zal zijn van een beperkt binnendijks restprofiel. Daarnaast zorgt de leeflaag er bij dit dwarsprofiel voor dat er mogelijk sprake is van een verkeersbelasting op de kruin aan de buitendijkse zijde van de langsconstructie, wat ongunstig werkt voor de binnenwaartse stabiliteit. Verder toont het uitgevoerde grondonderzoek aan dat de onderkant van de deklaag dieper is in dijkvak 3C dan in de andere vakken.



Figuur 6-10: Dwarsprofiel 14 [22]

Bodemopbouw

Sondering SWW36, SWW38 en SWW44 en boring B04 van het aanvullend grondonderzoek [34] laten zien dat in het noordelijke deel van Roerdelta de deklaag zich bevindt rond NAP +13 m. Voor de langsconstructie geldt dat een diepe onderkant van de deklaag ongunstiger is dan een ondiepe. Verder laten de sonderingen zien dat sprake is van een relatief laag wrijvingsgetal voor de deklaag, waardoor voor de deklaag zandige klei wordt aangenomen. Het grondonderzoek laat daarnaast in de deklaag stoorlagen van zand zien op wisselende hoogtes met wisselende diktes. Deze stoorlagen zijn conservatief niet meegenomen in de schematisatie van de bodemopbouw, omdat deze niet een eenduidig beeld geven en daarmee niet met zekerheid kan worden vastgesteld dat deze overal aanwezig zullen zijn. De sonderingen laten verder zien dat sprake is van hoge conusweerstanden van boven de 30 MPa in

het pleistocene zandpakket. In verband met deze hoge conusweerstand en gelet op de geologische opbouw is voor het pleistocene zand 'zand grof (Beegden)' uit de TUN [27] gehanteerd.

De onderkant van het dijksmateriaal van dwarsprofiel 14 is bepaald op basis van het bestaande maaiveldniveau in het dwarsprofiel (zie Figuur 6-10). Deze bevindt zich op circa NAP +20,0 m langs de langsconstructie. Voor het dijksmateriaal is 'klei dijk' aangehouden bij een gebrek aan parameters in de NvU [35] voor 'zand dijk'. Belangrijk om hierbij aan te geven is dat voor de interne wrijvingshoek het materiaal zand dijk maatgevend kan zijn, derhalve is in de berekening een lagere interne wrijvingshoek aangehouden van 29,0 graden behorende bij materiaal 'zand dijk'.

Uitgangspunten
Voor de algemene uitgangspunten voor de langsconstructies wordt verwezen naar de TUN [27]. In aanvulling op de TUN zijn een aantal aanvullende uitgangspunten voor de berekeningen gehanteerd. Deze aanvullende uitgangspunten worden in deze paragraaf beschreven.

Voor de damwand is profiel AZ24-700 met staalkwaliteit S270GP aangehouden. Een lichter damwandprofiel is niet beschouwd in verband met het risico dat deze niet zou kunnen worden ingebracht vanwege de relatief hoge conusweerstanden in het pleistocene zandpakket. In de berekeningen zijn de effecten van het eventueel voorboren van de damwanden niet meegenomen. Bij dwarsprofiel 14 is uitgegaan van een inbedding van 2,0 m in het zand, waardoor de onderkant van de langsconstructie op NAP +11 m is geschematiseerd.

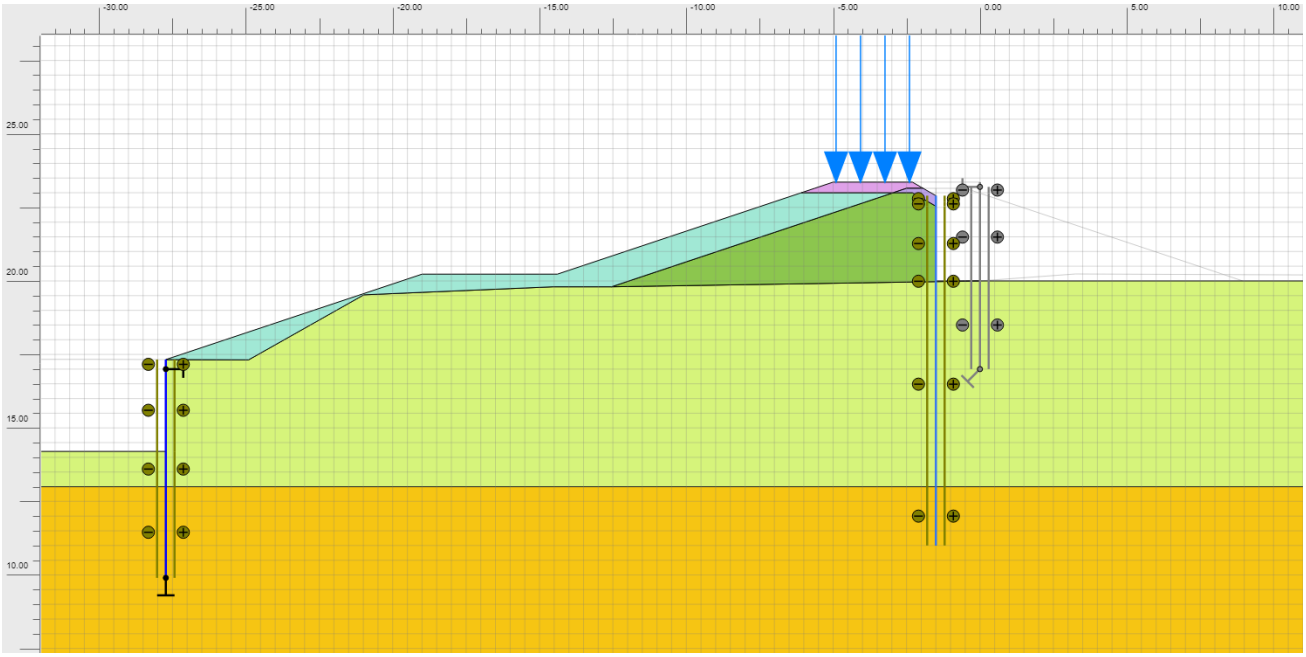
Voor het beschouwen van STBI bij de langsconstructies wordt aangenomen dat de binnendijkse bebouwing faalt. Door de beperkte afstand van 1,5 m tussen de langsconstructie en de bebouwing bij dwarsprofiel 14 zal er een restprofiel met beperkte hoogte ontstaan indien de bebouwing faalt. Hierom is er conservatief voor gekozen om te rekenen zonder binnendijks restprofiel, maar met een horizontaal maaiveldniveau op de onderkant van de bebouwing. Door deze keuze is de eindsituatie met zichtjaar 2125 maatgevend en niet de periode tussen het realiseren van de langsconstructie en de binnendijkse bebouwing, waardoor alleen de eindsituatie met zichtjaar 2125 is beschouwd.

De bebouwing is als een ingeklemde verticale damwand met een relatief hoge stijfheid geschematiseerd in de rekenfases dat de bebouwing aanwezig is. Wanneer de binnendijkse bebouwing met een volumiek gewicht zou worden geschematiseerd, dan heeft dit een gunstig effect op de korrelspanningen binnendijks. Hierom is ervoor gekozen om de bebouwing conservatief als een ingeklemde verticale damwand te schematiseren in de rekenfases dat de bebouwing aanwezig is. Daarnaast is de buitendijkse kademuur ook als een ingeklemde verticale damwand met een relatief hoge stijfheid geschematiseerd, omdat we voor de STBI analyse geïnteresseerd zijn in de binnenwaartse stabiliteit van de langsconstructie die wordt gerealiseerd.

Ten behoeve van de STBI analyse is aangenomen dat de leeflaag buitendijks en op de kruin niet afschuift in de hoog water situatie. Dit zorgt er tevens voor dat kan worden gerekend met een verkeersbelasting op de kruin, waarvoor anders onvoldoende ruimte aanwezig zou zijn.

In de berekeningen is een reductiefactor van 1,06 aangehouden op de sterkteparameters in de rekenfases waarin met een design approach is gerekend. In deze reductiefactor is geen rekening gehouden met een scenariokans voor het falen van de NWO en geldt daarmee als een conservatief uitgangspunt.

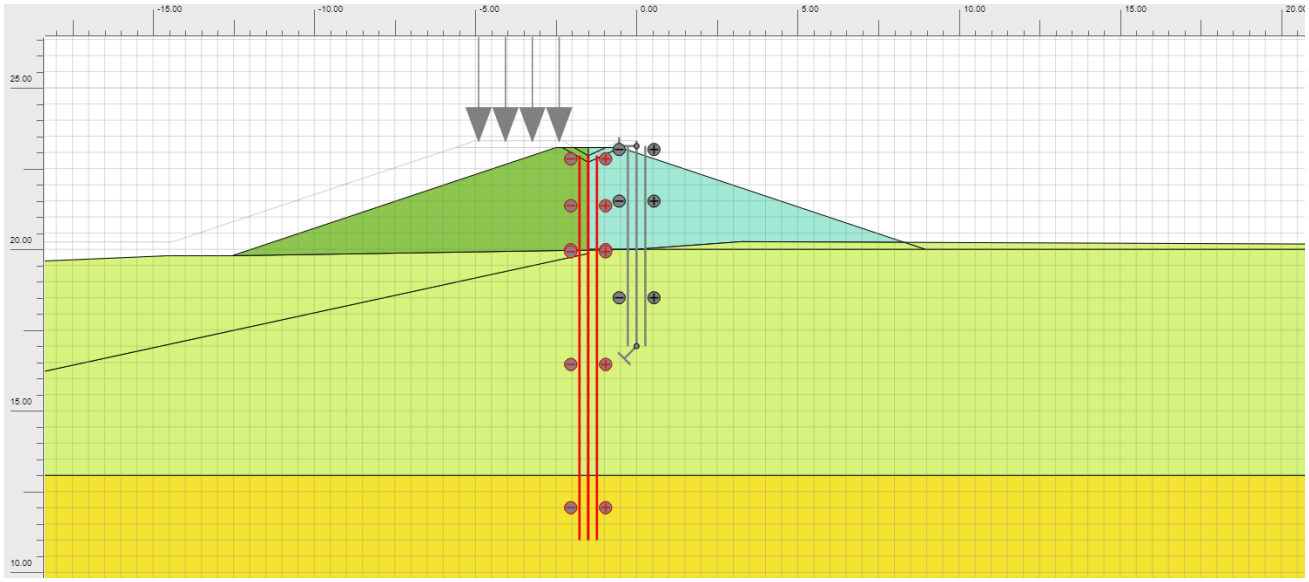
In verband met een oppervlakkige lokale instabiliteit is gerekend met een cohesie van 2 kPa voor een laag van 0,36 m dik ter hoogte van de kruin buitendijks van de langsconstructie. Het rekenen met enige cohesie ter voorkoming van een lokale instabiliteit is conform de NvU [35]. Het beschouwde profiel in de STBI analyse van dwarsprofiel 14 is gegeven in Figuur 6-11.



Figuur 6-11: Dwarsprofiel 14 STBI Plaxis

In de fasering is aangenomen dat allereerst het dijklichaam wordt gerealiseerd. In verband met de inbrengbaarheid van de langsconstructie is aangenomen dat aan beide zijde van de langsconstructie grond wordt aangebracht en daarna de langsconstructie wordt gerealiseerd. In de berekeningen is aangenomen dat de aangebrachte grond zich aan beide kanten van de langsconstructie op de ontwerphoogte van de kruin bevindt (zie Figuur 6-12). Vervolgens is aangenomen dat de leeflaag wordt gerealiseerd en de grond binnendijks van de langsconstructie wordt verwijderd. Hierna is aangenomen dat de bebouwing wordt gerealiseerd en de grondaanvulling tussen de langsconstructie en de bebouwing wordt gerealiseerd. In Figuur 6-13 is de fasering in Plaxis weergegeven.

Doordat eerst grond aan beide kanten van de langsconstructie op de ontwerphoogte van de kruin wordt aangebracht en later binnendijks van de langsconstructie wordt verwijderd, is er geen sprake van een gesloten grondbalans in de aangehouden fasering in de Plaxis berekeningen. Hierom is in paragraaf 6.2.6 een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd met een fasering die bijdraagt aan een gesloten grondbalans. Hieruit blijkt dat het verschil in de resultaten van de twee beschouwde faseringen beperkt is.



Figuur 6-12: Fasering langsconstructie - aanbrengen grond met in het rood de langsconstructie

ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated en...	Ignore undr...	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First step	Last step	Special option	Design appr...
1a Initiële fase (K0-procedure) [InitialPhase]				0,000 day	0,000 day	☑	☐	☐	1000	0	0	0	None
1b Nulstap [Phase_1]				1,000 day	1,000 day	☑	☑	☐	1000	1	3	0	None
1c Initiële consolidatiefase [Phase_2]				10,00E3 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	4	18	0	None
2a Aanbrengen dijlichaam [Phase_3]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	19	25	0	None
2b Aanbrengen langsconstructie [Phase_4]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	26	28	0	None
2c Grondwerk [Phase_5]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	29	36	0	None
2d Aanbrengen bebouwing en grond [Phase_6]				1,000 day	10,01E3 day	☑	☑	☐	1000	37	49	0	None
3a bodemdaling [Phase_7]				36,50E3 day	46,51E3 day	☑	☐	☐	1000	50	70	0	None
4a Hoog water (WBN) [Phase_8]				1,000 day	46,51E3 day	☑	☑	☐	1000	71	81	0	None
4b Vervormingenstoets SHANSEP [Phase_9]				1,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	1000	82	114	1	None
5a DA Constructieve toets SHANSEP [Phase_10]				1,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	1000	115	152	1	DesignApproach_1
6a Verwijderen puntveer [Phase_11]				1,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	1000	153	155	0	DesignApproach_1
6b SF analyse [Phase_12]				0,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	**300**	**156**	**455**	**0**	DesignApproach_1

Figuur 6-13: Fasering STBI analyse langsconstructie DWP14

Het stijghoogteverloop is conform de TUN [27] bepaald aan de hand van het TRWD model 4A en is in Figuur 6-14 weergegeven.

Verloop stijghoogtelijn

stijghoogteverloop wordt berekend aan de hand van TRWD, bijlage B4.4			
L1	15,18	m	lengte buitenteen - oeverzone
L2	11,05	m	lengte dijkbasis
L3	2000	m	lengte achterland
x=-a	-12,55	m	locatie buitenteen t.o.v. referentielijn
x=a	-1,5	m	locatie binnenteen t.o.v. referentielijn
x	-7,025	m	x-waarde midden van de dijk
k	125	m/dag	doorlatendheid watervoerende zandlaag
D	13	m	dikte watervoerende zandlaag
d1	6	m	gemiddelde dikte deklaag voorland
d3	7	m	gemiddelde dikte deklaag achterland
kv_1	1	m/dag	verticale doorlatendheid voorland
kv_3	1	m/dag	verticale doorlatendheid achterland
λ1	99	m	spreidingslengte voorland
λ3	107	m	spreidingslengte achterland
Φ3	19,95	m NAP	maaiveldhoogte achterland
Φ0	22,21	m NAP	buitenwaterstand

4. Waterspanningen

Geen opbarsten

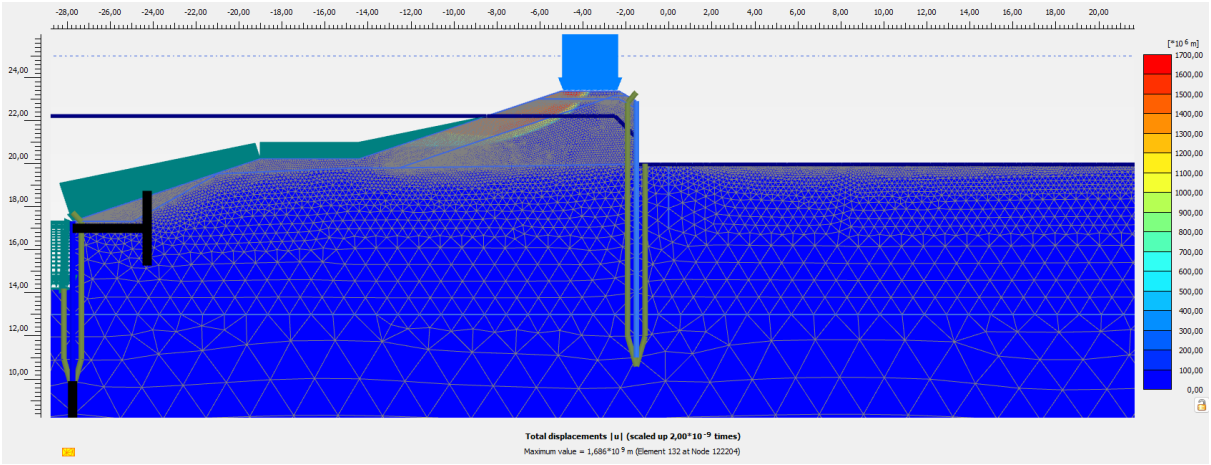
stijghoogteverloop model 4A (geen opbarsten)		
Φ2	21,77	m NAP
Φ1	21,95	m NAP
	x	y
oeverzone	-27,73	22,21
	-20,14	22,08
buitenteen	-12,55	21,95
	0	21,74
binnenteen	-1,5	21,77
	30	21,30
	50	21,07

Figuur 6-14: Stijghoogteverloop STBI DWP 14

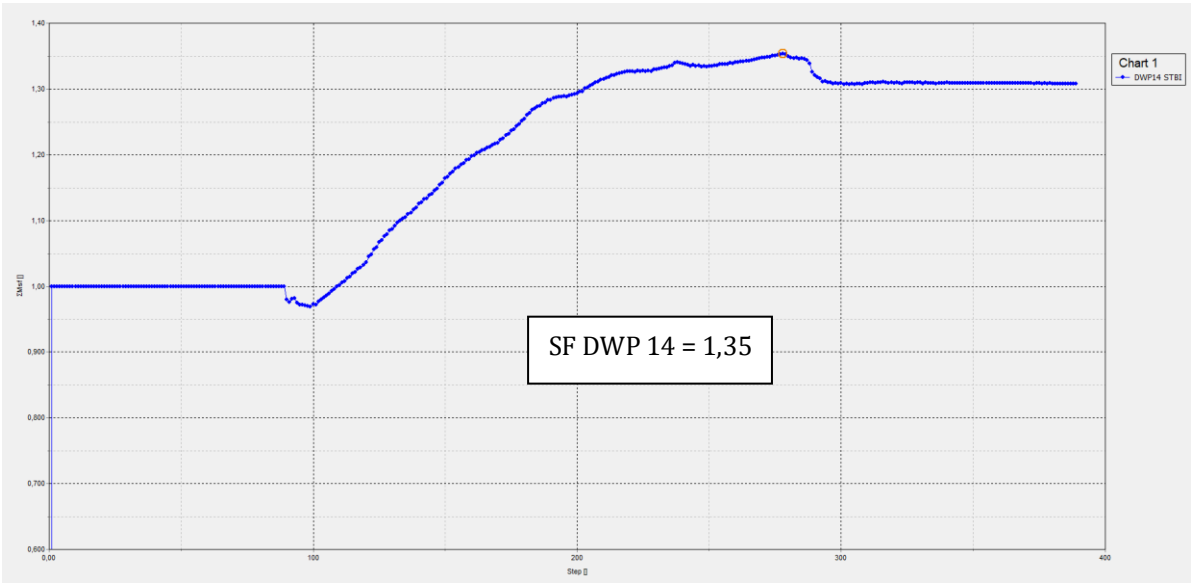
Resultaten

Geotechnische stabiliteit

In Figuur 6-15 zijn de vervormingen in de φ/c-reductie analyse voor STBI bij dwarsprofiel 14 weergegeven, waarbij een buitenwaartse afschuiving optreedt. In Figuur 6-16 is de φ/c-reductie grafiek weergegeven. Aan de hand van Figuur 6-16 kan worden geconstateerd dat de SF voor STBI groter is dan de schematiseringsfactor van 1,1. Ondanks dat het een afschuiving voor STBU betreft, voldoet het maatgevende glijvlak dus ruim aan de schematiseringsfactor voor STBI. Hierom is geen binnenwaartse afschuiving geforceerd. De SF voor STBI zal hierdoor in werkelijkheid nog wat groter zijn.



Figuur 6-15: Vervormingen SF analyse STBI dwarsprofiel 14



Figuur 6-16: SF analyse STBI

Vervormingen

In Tabel 6-9 zijn de vervormingen gegeven. In Tabel 6-9 zijn voor alle drie de toetsingen de vervormingen inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen groter dan het maximum van 100 mm op basis van de PPE [10]. Echter wordt de gemodelleerde situatie beschouwd als een calamiteit door de aanname dat de binnendijkse bebouwing faalt. In Modellering Restprofiel [17] wordt niet beschreven hoe met vervormingen dient te worden omgegaan na het optreden van een restprofiel. De vervormingen in Tabel 6-9 worden acceptabel geacht doordat sprake is van een calamiteit door het bezwijken van de binnendijkse bebouwing.

Tabel 6-9: Toetsing vervormingen STBI langsconstructie DWP14

TOETSING	VERVORMING [MM]	VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
U_Y BUITENSTE 3 M KRUIN	115	150
U_X DAMWANDTOP	121	157
VERSCHIL U_X BINNEN- EN BUITENTEEN	85	111

Constructieve sterkte
In Tabel 6-10 is de constructieve toetsing voor STBI samengevat en in Bijlage B uitgebreid weergegeven. Er wordt voldaan op basis van de constructieve sterkte. Er is getoetst aan EC5-3 en er is rekening gehouden met corrosie = 4,4 mm op de wanddikte.

Tabel 6-10 Constructieve toetsing STBI langsconstructie DWP14 (voor uitgebreide toetsing zie Bijlage B)

PROFIEL	STAALKWALITEIT	$M_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	U.C.
		[kNm/m]	[kN/m]	[-]
AZ24-700	S270GP	270	24	0,64

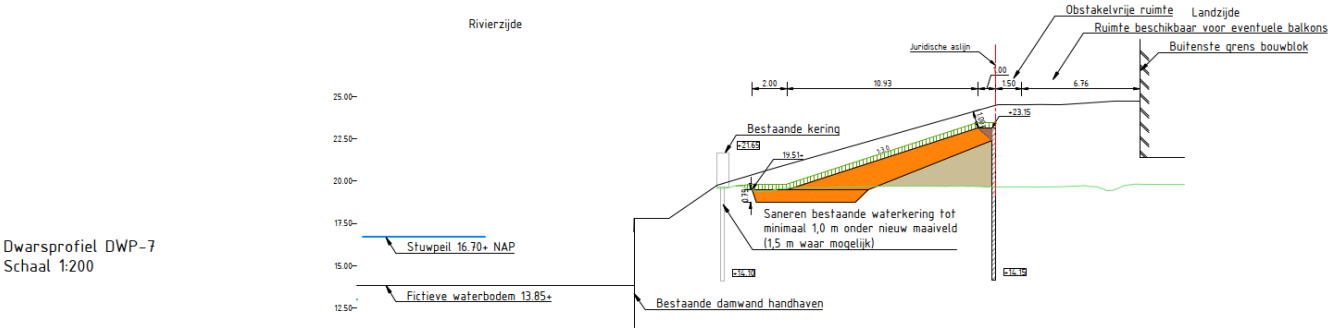
Conclusie
Dwarsprofiel 14 voldoet op STBI met een AZ24-700 damwand met staalkwaliteit S270GP die 2 m inbedding heeft in het pleistocene zandpakket met een onderkant van de damwand van NAP +11 m. Een lichter damwand profiel kan in verband met de inbrengbaarheid mogelijk niet worden aangebracht.

In de fasering van de damwandberekeningen is rekening gehouden met het verwijderen van tijdelijk aangebrachte grond binnendijks tegen de damwand na de installatie van de damwand. Er is op basis van het huidige ontwerp dus geen noodzaak tot een tijdelijk grondtalud als stabiliserende maatregel binnendijks voor de tijdelijke situatie voordat de woningbouw is gerealiseerd.

6.2.2 MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS (STBU)

Voor STBU zijn dwarsprofiel 7 en 14 beschouwd. Voor de geometrie en bodemopbouw van dwarsprofiel 14 wordt verwezen naar paragraaf 6.2.1.

Geometrie
Voor STBU is dwarsprofiel 7 in dijkvak 2A van ter hoogte van de Steelhaven beschouwd (zie Figuur 6-17). Bij dit dwarsprofiel is de afstand tussen de bestaande kademuur en de langsconstructie relatief beperkt (circa 21 m). Daarnaast is bij dit dwarsprofiel de afstand tussen de te realiseren langsconstructie en de bebouwing afdoende om rekening te kunnen houden met een verkeersbelasting binnendijks van de langsconstructie, wat ongunstig werkt voor STBU.



Ontwerp	Hoogte dijk	
	Afstand	
	Breedte	
	Hoogte terrein	
Bestaand	Hoogte	
	Afstand	
	Hoogteverschil	

Figuur 6-17: Dwarsprofiel 7 [22]

Het uitgevoerde grondonderzoek toont aan dat de onderkant van de deklaag dieper is in het noordelijke deel van Roerdelta dan rondom de Steelhaven bij dwarsprofiel 7. Dit gaf samen met de STBU resultaten bij dwarsprofiel 7 aanleiding om ook voor het noordelijke deel van Roerdelta STBU te analyseren. Voor het noordelijke deel is gekozen om dwarsprofiel 14 te beschouwen (zie Figuur 6-10), die tevens ook voor STBI is beschouwd.

Bodemopbouw

Aan de hand van sondering SWW11, SWW13 en CPT000000019376 wordt aangenomen dat de onderkant van de deklaag zich op circa NAP +14,5 m bevindt voor dwarsprofiel 7. Voor de langsconstructie geldt dat een diepe onderkant van de deklaag maatgevend is ten opzichte van een ondiepe onderkant van de deklaag. Aan de noordkant van de Steelhaven wordt ook een onderkant van de deklaag van NAP +14,5 m gevonden op basis van sondering SWW22 en SWW24, waardoor dit geen reden vormt om een dwarsprofiel aan de andere zijde rondom de Steelhaven te beschouwen. Verder laten de sonderingen zien dat het wrijvingsgetal en de conusweerstand tussen maaiveldniveau en de bovenkant van het zandpakket relatief laag zijn, waardoor voor de deklaag zandige klei wordt aangenomen. Stoorlagen van zand in de deklaag zijn net als voor STBI niet beschouwd. Verder geldt net als voor STBI dat ook hier sprake is van conusweerstanden van boven de 30 MPa in het pleistocene zandpakket. In verband met deze hoge conusweerstand en gelet op de geologische opbouw is voor het pleistocene zand ‘zand grof (Beegden)’ uit de TUN [27] gehanteerd.

De onderkant van het dijksmateriaal van dwarsprofiel 7 is bepaald op basis van het bestaande maaiveldniveau in Figuur 6-17. Deze bevindt zich op circa NAP +19,7 m nabij de langsconstructie. Voor het dijksmateriaal is ‘klei dijk’ aangehouden bij een gebrek aan parameters in de NvU [35] voor ‘zand dijk’. Belangrijk om hierbij aan te geven is dat voor de interne wrijvingshoek het materiaal zand dijk maatgevend kan zijn, derhalve is in de berekening een lagere interne wrijvingshoek aangehouden van 29,0 graden behorende bij materiaal ‘zand dijk’.

Voor dwarsprofiel 14 geldt dat de bodemopbouw beschreven in paragraaf 6.2.1 is gehanteerd.

Uitgangspunten

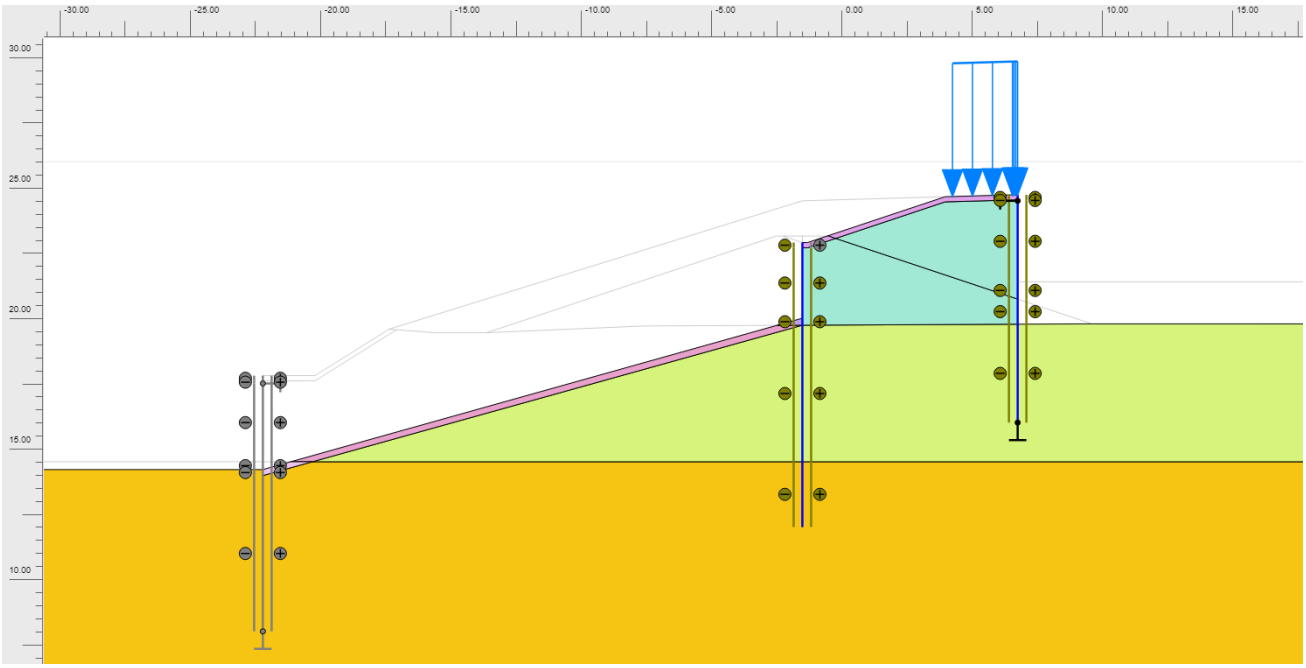
Voor de algemene uitgangspunten voor de langsconstructies wordt verwezen naar de TUN [27]. In aanvulling op de TUN zijn een aantal aanvullende uitgangspunten voor de berekeningen gehanteerd. Deze aanvullende uitgangspunten worden hier beschreven.

Voor de damwand is profiel AZ24-700 met staalkwaliteit S270GP aangehouden. Een lichter damwandprofiel is niet beschouwd in verband met het risico dat deze niet zou kunnen worden ingebracht vanwege de relatief hoge conusweerstanden in het pleistocene zandpakket. In de berekeningen zijn de effecten van het eventueel voorboren van de damwanden niet meegenomen. Bij dwarsprofiel 7 is uitgegaan van een inbedding van 3,0 m in het pleistocene zandpakket, waardoor de onderkant van de langsconstructie op NAP +11,5 m is geschematiseerd. Bij dwarsprofiel 14 is uitgegaan van een inbedding van 2,0 m in het zand, waardoor de onderkant van de langsconstructie op NAP +11 m is geschematiseerd.

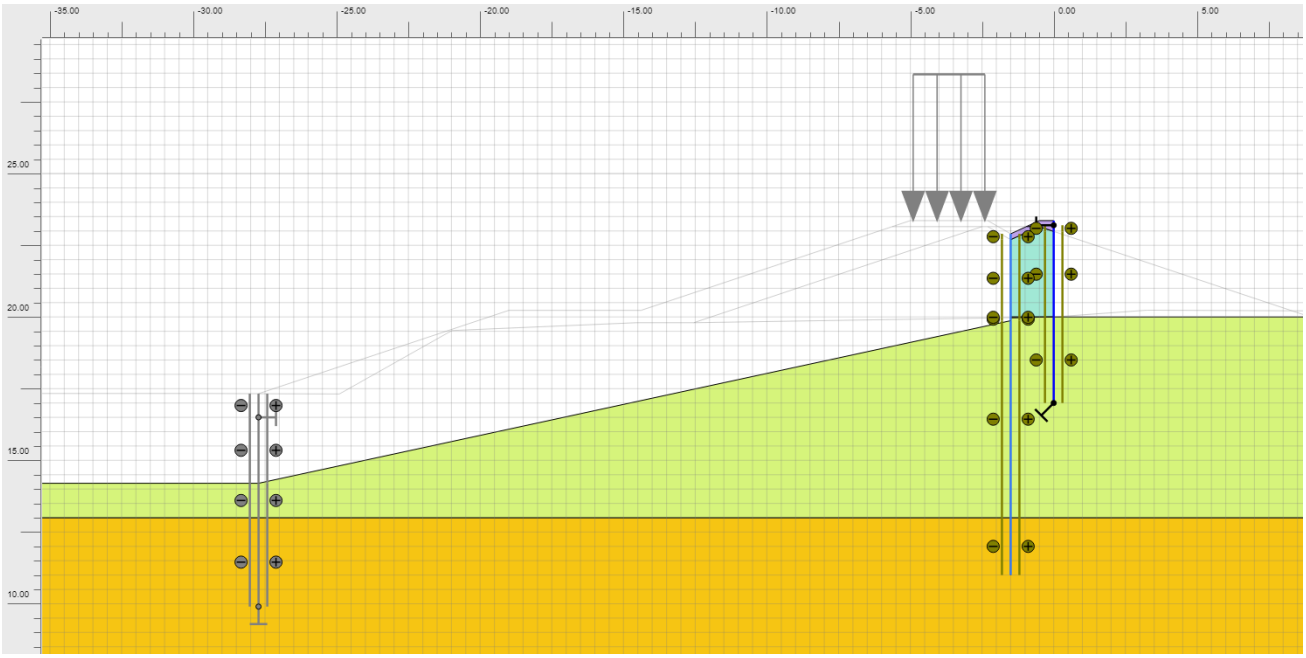
Met uitzondering van dijkvak 3C bij de coupure, bevinden zich op de overige locaties waar een langsconstructie wordt gerealiseerd, twee buitendijkse constructies. Een van de bestaande constructies betreft een kademuur en de andere constructie de huidige waterkering. Dit betekent dat alvorens een buitendijks restprofiel tegen de langsconstructie kan ontstaan dat de twee buitendijkse constructies moeten bezwijken. Het bezwijken van de twee buitendijkse constructies wordt hierom als een conservatief uitgangspunt aangehouden in de STBU berekeningen. Deze situatie wordt als maatgevend beschouwd voor STBU boven de situatie waarbij de twee buitendijkse constructies intact blijven.

In de STBU analyses is bij de val na hoog water ervoor gekozen om de waterspanningen in het pleistocene zand gelijk aan de buiten waterstand te modelleren en niet op basis van de freatische lijn in het dijklichaam. Een sprong in de waterspanningen ter hoogte van de dijk in het pleistocene zandpakket wordt namelijk niet als realistisch gezien. Interpolatie van de waterspanningen vindt plaats over de deklaag.

Een minimale verlaging van 1/3 van de oorspronkelijke hoogte conform de TUN [27] is aangehouden voor de restprofielen. Verdere erosie van het restprofiel ten gevolge van stroming en golfbelasting is niet meegenomen, omdat de langsconstructies zich in een relatief beschut havengebied bevinden en aangenomen wordt dat verdere erosie van het restprofiel hierdoor niet optreedt. Het geschematiseerde restprofiel van dwarsprofiel 7 is in Figuur 6-18 weergegeven en van dwarsprofiel 14 in Figuur 6-19.



Figuur 6-18: Restprofiel dwarsprofiel 7 STBU



Figuur 6-19: Restprofiel dwarsprofiel 14 STBU

De binnendijkse bebouwing is net als bij STBI geschematiseerd als een ingeklemde verticale damwand met een relatief hoge stijfheid. In de STBU analyse is aangenomen dat de binnendijkse bebouwing niet faalt wanneer buitendijks een restprofiel optreedt.

In de berekeningen is geen reductiefactor aangehouden op de sterkteparameters in de rekenfases waarin met een design approach is gerekend. De reductiefactor voor STBU is kleiner dan 1,00 waardoor de sterktes in de rekenfases met design approach zouden worden verhoogd indien een design approach zou worden toegepast. Daarnaast is geen scenariokans voor het bezwijken van de NWO's in rekening gebracht, omdat de reductiefactor anders nog lager zou worden. Het niet meenemen van een scenariokans voor het falen van de NWO's en het niet verhogen van de sterktes geldt als een conservatief uitgangspunt. Wel is conform de TUN [27] gerekend met een hoge karakteristieke waarde voor de stijfheid van het pleistocene zandpakket in de rekenfases waarvoor dit geldt conform de PPE [10].

In verband met oppervlakkige lokale instabiliteiten is gerekend met een cohesie van 2 kPa voor een laag van circa 0,2 tot 0,4 m dik op het restprofiel zowel binnendijks als buitendijks van de langsconstructie. Het rekenen met enige cohesie ter voorkoming van een lokale instabiliteit is conform de NvU [35].

Bij dwarsprofiel 7 is gerekend met een verkeerbelasting binnendijks van de langsconstructie op de kruin, wat ongunstiger werkt voor STBU. Bij dwarsprofiel 14 is gerekend zonder verkeersbelasting op de kruin, omdat bij dit dwarsprofiel de ruimte tussen de langsconstructie en de binnendijkse bebouwing te kort is om te kunnen rekenen met een verkeersbelasting op de kruin, nadat een buitendijks restprofiel optreedt.

De fasering van dwarsprofiel 7 is vergelijkbaar met die van dwarsprofiel 14. Het verschil in de faseringen is dat bij dwarsprofiel 7 is aangenomen dat de leeflaag in dezelfde stap wordt aangebracht als de bebouwing en bij dwarsprofiel 14 niet. De fasering van dwarsprofiel 7 is gegeven in Figuur 6-20.

ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur...	Time interval	Estimated en...	Ignore undr...	Reset displa...	Updated me...	Max steps (D)	First step	Last step	Special option	Design appr...
1a Initiële fase (k0-procedure) [InitialPhase]				0,000 day	0,000 day	☑	☐	☐	1000	0	0	0	None
1b Nulstap [Phase_1]				1,000 day	1,000 day	☑	☑	☐	1000	1	4	0	None
1c Initiële consolidatiefase [Phase_2]				10,00E3 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	5	13	0	None
2a Aanbrengen dijklichaam [Phase_3]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	14	21	0	None
2b Aanbrengen langsconstructie [Phase_4]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	22	24	0	None
2c Aanbrengen bebouwing en grond [Phase_5]				1,000 day	10,00E3 day	☑	☑	☐	1000	25	45	0	None
3a Bodemdaling [Phase_6]				36,50E3 day	46,50E3 day	☑	☐	☐	1000	46	73	0	None
4a Val na hoog water [Phase_7]				1,000 day	46,51E3 day	☑	☑	☐	1000	74	186	0	None
4b Val na hoog water verkeer [Phase_8]				1,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	1000	187	189	0	None
4c Val na hoog water verkeer DA [Phase_10]				1,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	1000	890	892	0	None
5a SF [Phase_11]				0,000 day	46,51E3 day	☐	☐	☐	**700**	**893**	**1592**	**0**	None

Figuur 6-20: Fasering STBU analyse langsconstructie DWP7

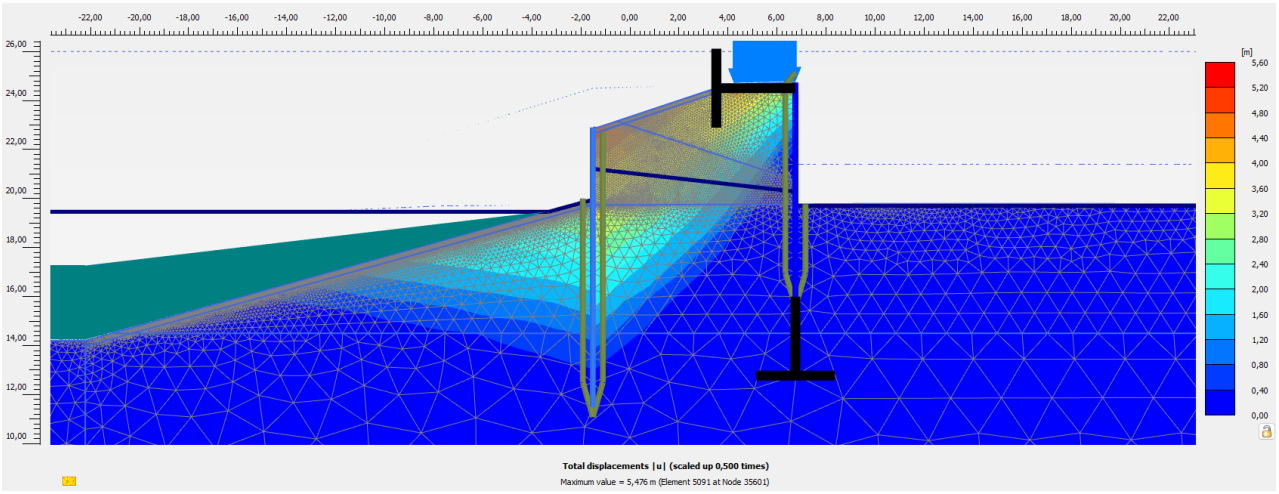
Resultaten

Bij dwarsprofiel 7 is de benodigde inbedding in het pleistocene zandpakket bepaald. Bij een inbedding van 2,5 m met een onderkant van de langsconstructie op NAP +12 m, was er sprake van een instabiele situatie in de rekenfase '4b Val na hoog water verkeer'. Hierom is voor dwarsprofiel 7 gerekend met een inbedding van 3,0 m in het zandpakket (onderkant langsconstructie op NAP +11,5 m), waarbij een cohesie is toegepast ter voorkoming van lokale instabiliteiten conform de TUN en de beschreven uitgangspunten in de voorgaande paragraaf. In deze paragraaf worden hierom de resultaten van dwarsprofiel 7 behandeld met een inbedding van 3,0 m in het pleistocene zandpakket.

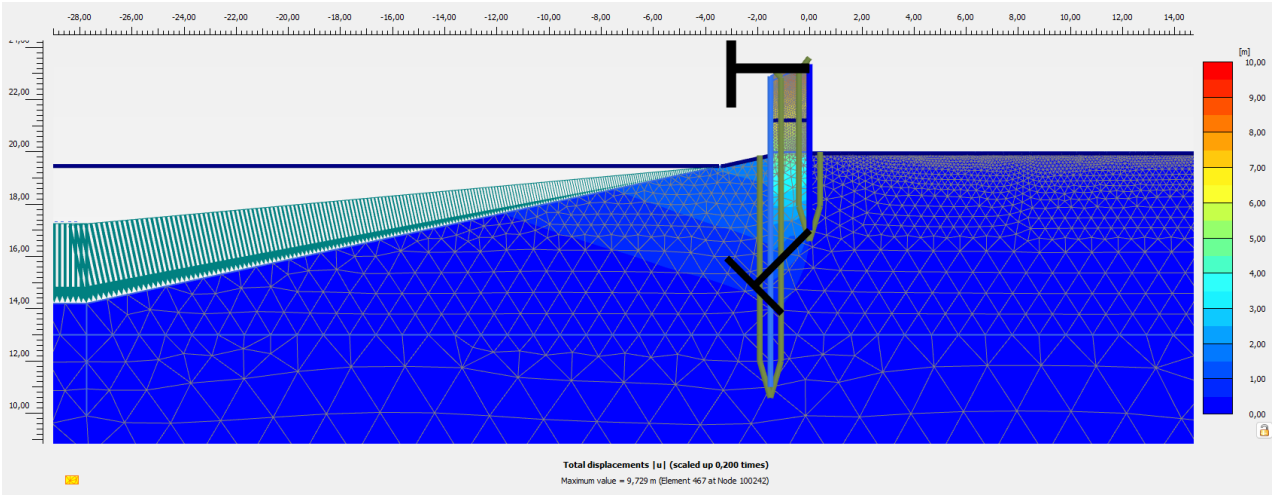
Voor dwarsprofiel 14 is een inbedding van 2 m in het zand met een onderkant van de langsconstructie op NAP +11 m afdoende voor STBI, waardoor in deze paragraaf de resultaten met een inbedding van 2 m in het pleistocene zandpakket worden beschouwd voor STBU bij dwarsprofiel 14.

Geotechnische stabiliteit

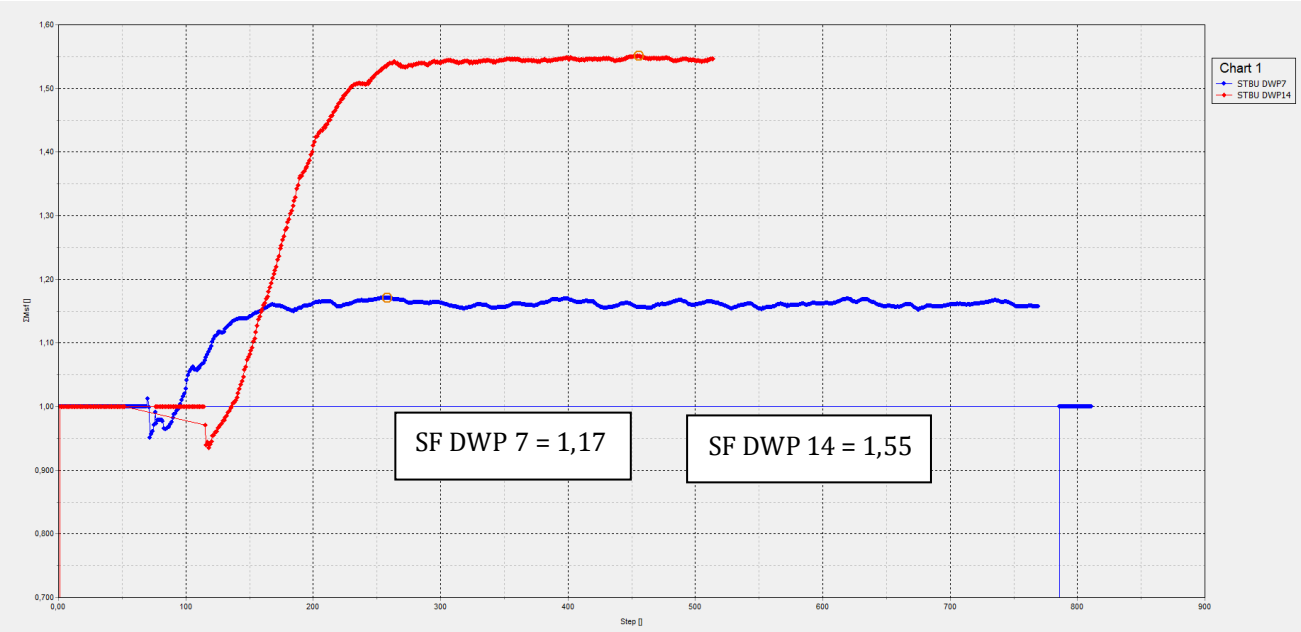
In Figuur 6-21 zijn de vervormingen in de SF analyse voor STBU bij dwarsprofiel 7 weergegeven en in Figuur 6-22 voor dwarsprofiel 14. In Figuur 6-23 is de SF analyse weergegeven. Aan de hand van Figuur 6-23 kan worden geconstateerd dat de SF voor beide dwarsprofielen groter is dan de schematiseringsfactor van 1,1 en daarmee voldoen.



Figuur 6-21: Vervormingen SF analyse STBU dwarsprofiel 7



Figuur 6-22: Vervormingen SF analyse STBU dwarsprofiel 14



Figuur 6-23: SF analyse STBU

Vervormingen

In Tabel 6-11 zijn de vervormingen in de fase 'Val na hoog water verkeer' gegeven. Voor het verschil in de horizontale verplaatsingen tussen de binnen- en buitenteen is uitgegaan van de bodem van de haven als buitenteen. Voor een aantal toetsingen in Tabel 6-11 zijn de vervormingen inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen groter dan het maximum van 100 mm conform de PPE [10]. Echter wordt de gemodelleerde situatie beschouwd als een calamiteit door de aanname dat bezwijken plaatsvindt van zowel de buitendijkse kademuur als de constructie die de huidige waterkering betreft. In Modellering Restprofiel [17] wordt niet beschreven hoe met vervormingen dient te worden omgegaan na het optreden van een restprofiel. De vervormingen in Tabel 6-11 worden acceptabel geacht doordat sprake is van een calamiteit in verband met twee buitendijkse constructies die moeten bezwijken alvorens het gemodelleerde restprofiel optreed.

Tabel 6-11: Toetsing vervormingen STBU langsconstructie DWP7 en DWP14

TOETSING	DWP 7 VERVORMING [MM]	DWP 7 VERVORMINGEN * 1,3 [MM]	DWP 14 VERVORMING [MM]	DWP 14 VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
U_Y BUITENSTE 3 M KRUIN	79	103	161	209
U_X DAMWANDTOP	110	143	82	106
VERSCHIL U_X BINNEN- EN BUITENTEEN	18	23	7	9

Constructieve sterkte
In Tabel 6-12 is de constructieve toetsing voor STBU samengevat en in Bijlage B uitgebreid weergegeven. Er wordt voldaan op basis van de constructieve sterkte. Er is getoetst aan EC5-3 en er is rekening gehouden met corrosie = 4,4 mm op de wanddikte.

Tabel 6-12 Constructieve toetsing STBU langsconstructie DWP7 en DWP14 (voor uitgebreide toetsing zie Bijlage B)

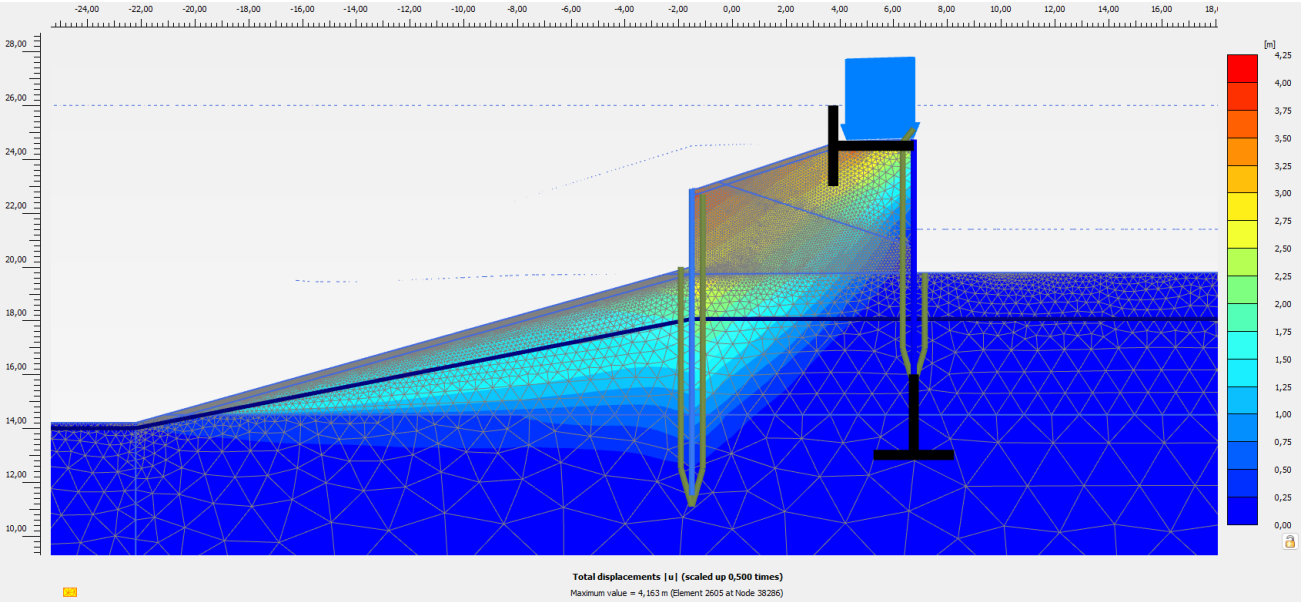
DWARSPROFIEL	PROFIEL	STAALKWALITEIT	$M_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	U.C.
			[kNm/m]	[kN/m]	[-]
7	AZ24-700	S270GP	263	46	0,62
14	AZ24-700	S270GP	188	34	0,44

Conclusie
Dwarsprofiel 7 voldoet op STBU met een AZ24-700 damwand met staalkwaliteit S270GP die 3,0 m inbedding heeft in het pleistocene zandpakket met een onderkant van de damwand van NAP +11,5 m. Dwarsprofiel 14 voldoet met een AZ24-700 damwand die 2 m inbedding heeft in het pleistocene zandpakket met een onderkant van de damwand van NAP +11 m. Een lichter damwand profiel kan in verband met de inbrengbaarheid mogelijk niet worden aangebracht.

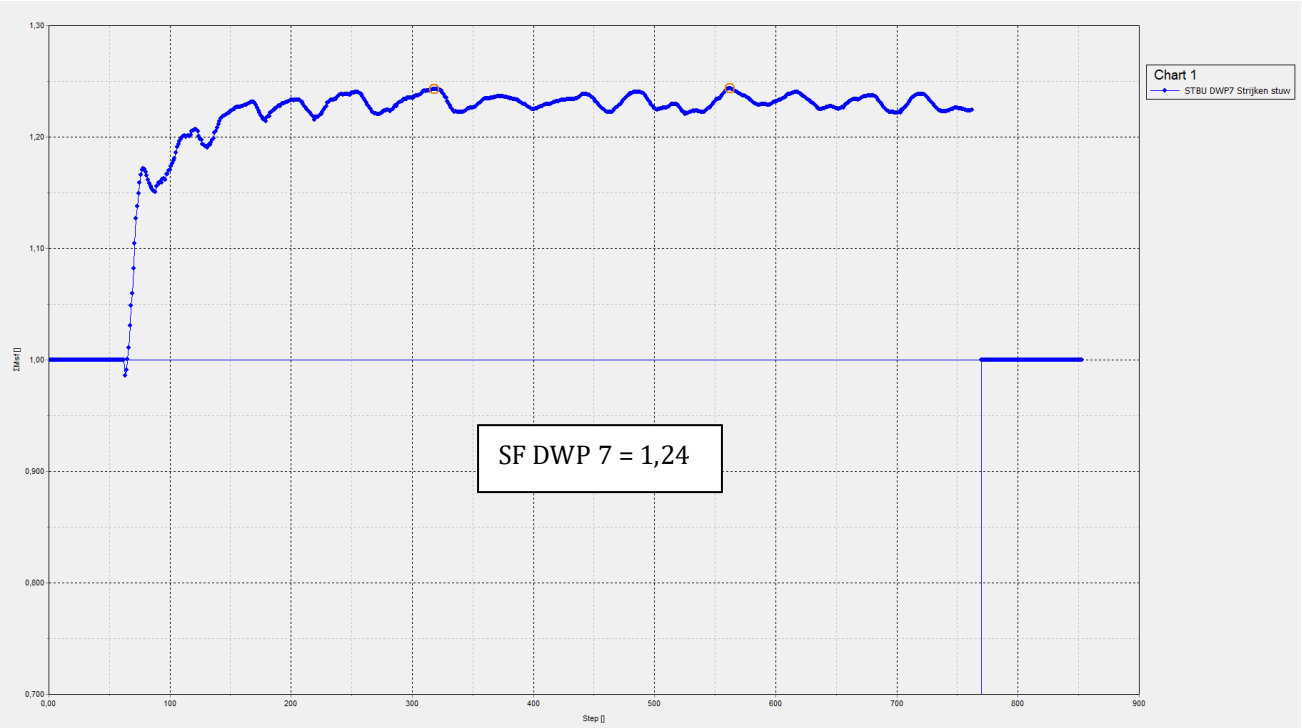
6.2.3 STRIJKEN STUW STBU

Achtergrond
Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [35] kan het belastinggeval strijken stuw maatgevend zijn voor langsconstructies en schaardijken. Hierom is dit belastinggeval onderzocht aan de hand van de uitgangspunten beschreven in de TUN [27]. Dwarsprofiel 7 is onderzocht, omdat deze als maatgevend wordt beschouwd voor het ontwerp van de langsconstructies.

Resultaten
Geotechnische stabiliteit
In Figuur 6-24 zijn de vervormingen weergegeven in de φ/c-reductie analyse voor STBU bij strijken stuw voor dwarsprofiel 7. In Figuur 6-25 is de φ/c-reductie grafiek weergegeven. Aan de hand van Figuur 6-25 kan worden geconstateerd dat de SF voor STBU bij strijken stuw voldoet.



Figuur 6-24: Vervormingen SF analyse STBU strijken stuw dwarsprofiel 7



Figuur 6-25: SF analyse STBU strijken stuw dwarsprofiel 7

Vervormingen

In Tabel 6-15 zijn de vervormingen gegeven. Voor alle drie de toetsingen geldt dat de vervormingen inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen groter zijn dan het maximum van 100 mm op basis van de PPE [10]. Het strijken van de stuw en het bezwijken van de twee buitendijkse constructies waardoor een restprofiel optreedt, wordt als een calamiteit beschouwd waardoor de vervormingen in Tabel 6-15 acceptabel worden geacht. Bij het verschil in u_x binnen- en buitenteen treedt daarnaast een zeer lokale vervorming bij de buitenteen op die ervoor zorgt dat de vervormingen voor deze toets te groot zijn en worden daarom niet heel representatief beschouwd.

Tabel 6-13: Toetsing vervormingen STBU strijken stuw langsconstructie DWP 7

TOETSING	VERVORMING [MM]	VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
U_Y BUITENSTE 3 M KRUIN	126	164
U_X DAMWANDTOP	92	119
VERSCHIL U_X BINNEN- EN BUITENTEEN	131	170

Constructieve sterkte
In Tabel 6-16 is de constructieve toetsing voor STBU strijken stuw samengevat en in Bijlage B uitgebreid weergegeven. Er wordt voldaan op basis van de constructieve sterkte. Er is getoetst aan EC5-3 en er is rekening gehouden met corrosie = 4,4 mm op de wanddikte.

Tabel 6-14 Constructieve toetsing STBU strijken stuw langsconstructie DWP7 (voor uitgebreide toetsing zie Bijlage B)

PROFIEL	STAALKWALITEIT	$M_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	U.C.
		[kNm/m]	[kN/m]	[-]
AZ24-700	S270GP	145	52	0,34

Conclusie
Het belastinggeval strijken stuw is niet maatgevend voor de langsconstructies van Roerdelta en zorgt er daarmee niet voor dat het ontwerp hierop dient te worden aangepast.

6.2.4 GEVOELIGHEIDSANALYSE HOGERE STIJFHEID ZAND BEEGDEN

Zand grof Beegden heeft voor de stijfheidsparameters E_{50} en E_{OED} een verwachtingswaarde van 15.000 kPa en voor E_{UR} 45.000 kPa conform de TUN [27]. Gelet op de relatief hoge conusweerstanden in diverse sonderingen zijn deze verwachtingswaarden voor de stijfheidsparameters van het pleistocene zand relatief laag. Voor onverankerde constructies geldt dat de constructieve toets dient te worden uitgevoerd met een hoge karakteristieke stijfheid voor de grondlagen waar inklemming wordt bereikt [10]. Een hoge stijfheid voor het pleistocene zand leidt tot een hoger moment in een onverankerde damwand. Hierom is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd met een relatief hoge stijfheid voor het pleistocene zand.

De gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd middels twee berekeningen (STBI dwarsprofiel 14 en STBU dwarsprofiel 7) met een verwachtingswaarde van 60.000 kPa voor de stijfheidsparameters E_{50} en E_{OED} en met een verwachtingswaarde van 180.000 kPa voor E_{UR} van het pleistocene zand. Voor het bepalen van de karakteristieke stijfheidsparameters van het HS-model zijn de verwachtingswaarden met een factor van 1,5 vermenigvuldigd/ gedeeld conform de PPE [10].

Uit de twee gevoeligheidsberekeningen werd een maximale toename van het moment in de damwand van 10 kNm/m gevonden (zie Tabel 6-15). Hiermee is het effect van een hogere stijfheid van het pleistocene zandpakket relatief beperkt.

Tabel 6-15: Resultaten gevoeligheidsanalyse hogere stijfheid zandpakket

SCENARIO	$M_{E;D}$ BASIS BEREKENING EXCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ BASIS BEREKENING EXCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$M_{E;D}$ GA HOGERE STIJDHEID ZANDPAKKET EXCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ GA HOGERE STIJDHEID ZANDPAKKET EXCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$
STBI DWP14 ZONDER VOORBOREN	246	22	256	28
STBU DWP7 ZONDER VOORBOREN	240	42	229	66

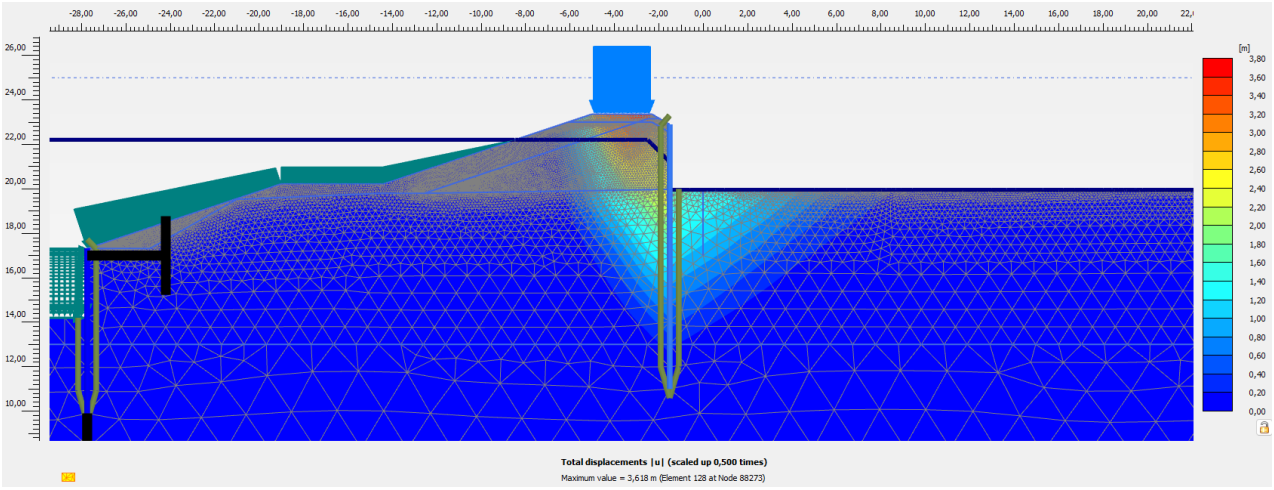
6.2.5 GEVOELIGHEIDSANALYSE VOORBOREN

Een gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd waarbij het effect van voorboren is beschouwd, vanwege het risico dat de damwanden mogelijk niet op de vereiste diepte kunnen worden aangebracht wegens de relatief hoge conusweerstanden van het zandpakket in diverse sonderingen. Het effect van voorboren is beschouwd door het reduceren van de schuifsterkte van de interfaces in Plaxis, zie TUN [27] voor een nadere toelichting.

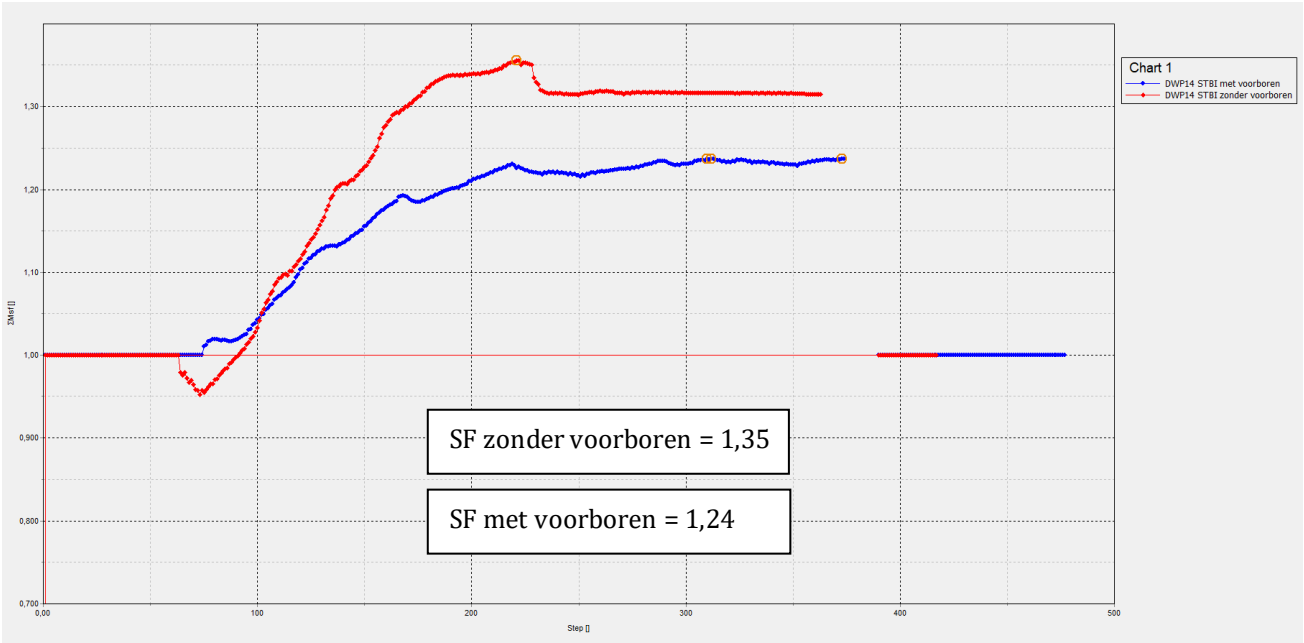
STBI dwarsprofiel 14
Voor dwarsprofiel 14 is STBI met voorboren beschouwd met een inbeddingsdiepte van 2 m. Een inbeddingsdiepte van 2 m is voor deze locatie voor STBI zonder voorboren beschouwd in paragraaf 6.2.1.

Geotechnische stabiliteit
In Figuur 6-26 zijn de vervormingen in de φ/c-reductie analyse voor STBI bij dwarsprofiel 14 met voorboren weergegeven. In tegenstelling tot de situatie zonder voorboren in Figuur 6-15 wordt met voorboren in Figuur 6-26 wel een binnenwaartse instabiliteit gevonden in de φ/c-reductie analyse.

In Figuur 6-16 is de φ/c-reductie grafiek van zowel met als zonder voorboren weergegeven. Aan de hand van Figuur 6-16 kan worden geconstateerd dat de SF voor STBI lager is indien er wordt voorgeboord, maar dat in beide gevallen de SF groter is dan de schematiseringsfactor van 1,1 en daarmee voldoen.



Figuur 6-26: Vervormingen SF analyse STBI dwarsprofiel 14 met voorboren



Figuur 6-27: SF analyse STBI DWP14 met voorboren

Vervormingen

De vervormingen van STBI DWP14 met voorboren zijn in Tabel 6-16 weergegeven. Alle berekende vervormingen in Tabel 6-16 zijn groter dan het maximum van 100 mm op basis van de PPE [10]. Net als voor de situatie zonder voorboren, wordt ook voor de situatie met voorboren de gemodelleerde situatie beschouwd als een calamiteit door de aanname dat de binnendijkse bebouwing faalt en vervolgens geen sterkte ontleent. Vanwege het optreden van een calamiteit worden ook voor de situatie met voorboren de berekende vervormingen acceptabel geacht.

Tabel 6-16: Toetsing vervormingen STBI langsconstructie DWP14

TOETSING	VERVORMING [MM]	VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
U_Y BUITENSTE 3 M KRUIN	176	229
U_X DAMWANDTOP	181	235

TOETSING	VERVORMING [MM]	VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
VERSCHIL U_x BINNEN- EN BUITENTEEN	138	179

Constructieve sterkte
In Tabel 6-17 is de constructieve toetsing voor STBI met voorboren samengevat en in Bijlage B uitgebreid weergegeven. Er is getoetst aan EC5-3 en er is rekening gehouden met corrosie = 4,4 mm op de wanddikte. Er werd nipt voldaan op basis van de constructieve sterkte met staalkwaliteit S240GP met een U.C. van 0,99. Echter bleek uit de gevoeligheidsanalyse in paragraaf 6.2.3 dat het moment in de damwand iets toeneemt bij een hogere stijfheid van het zandpakket waar inklemming wordt bereikt. Aangezien er maar nipt werd voldaan met een staalkwaliteit van S240GP en het niet onrealistisch is dat de stijfheid van het pleistocene zand iets hoger is, wordt een iets hogere staalkwaliteit van S270GP aanbevolen.

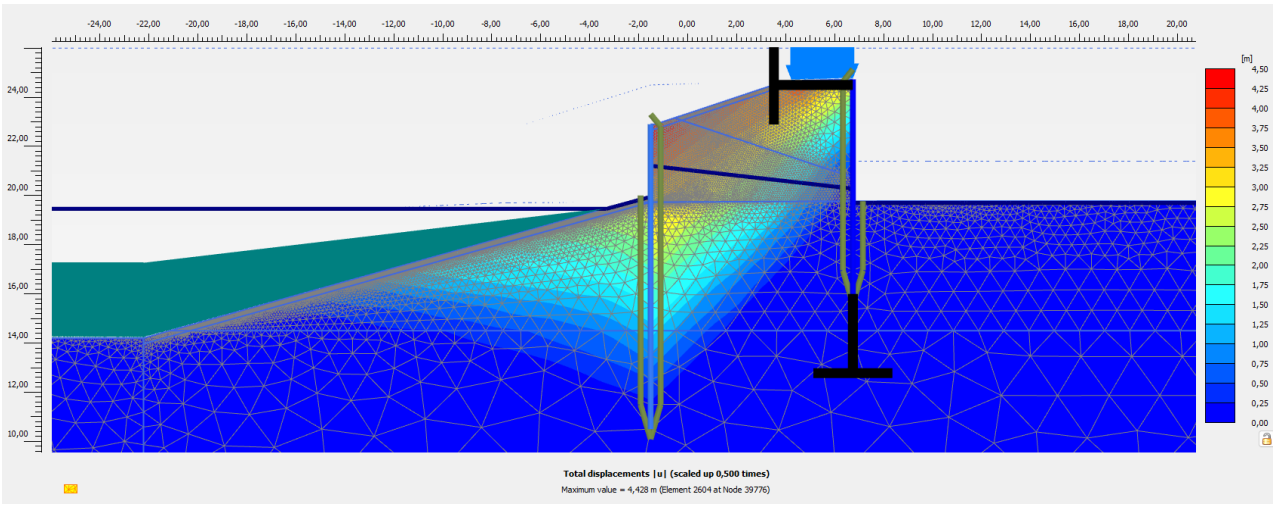
Tabel 6-17: Constructieve toetsing STBI langsconstructie DWP14 (voor uitgebreide toetsing zie Bijlage B)

PROFIEL	STAALKWALITEIT	$M_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	U.C.
		[kNm/m]	[kN/m]	[-]
AZ24-700	S270GP	372	18	0,88

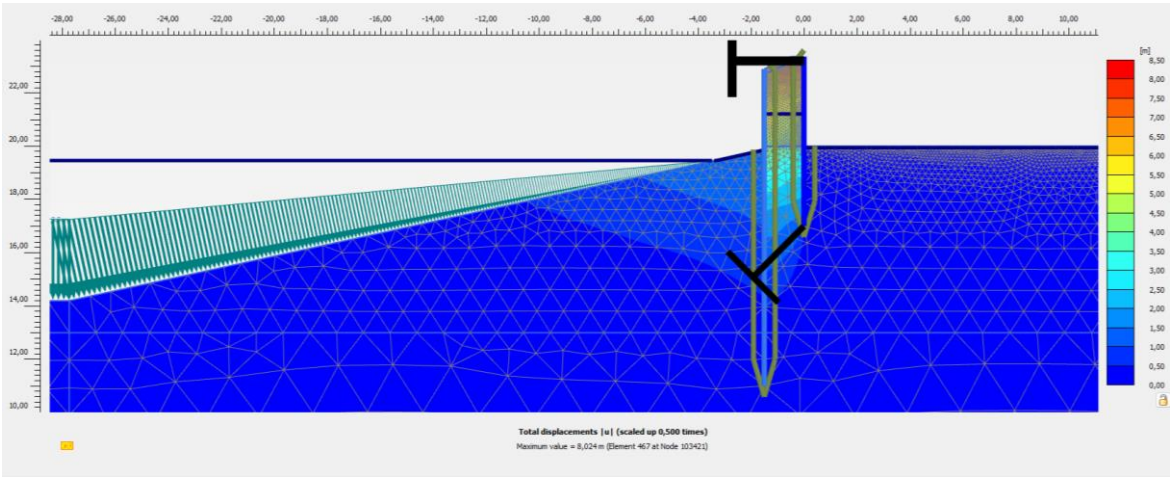
STBU dwarsprofiel 7 en 14
Bij dwarsprofiel 7 STBU met voorboren was er bij een inbedding van 3,0 m met een onderkant van de langsconstructie op NAP +11,5 m sprake van een instabiele situatie in de rekenfase '4b Val na hoog water verkeer'. De vereiste inbeddingsdiepte is hierom in stappen van een halve meter verlengd tot er sprake was van een stabiele situatie bij een inbeddingsdiepte van 4,0 m (onderkant langsconstructie op NAP +10,5 m). In deze paragraaf worden hierom de resultaten van dwarsprofiel 7 behandeld met een inbedding van 4,0 m in het pleistocene zandpakket.

Voor dwarsprofiel 14 is een inbedding van 2 m in het zand met een onderkant van de langsconstructie op NAP +11 m afdoende voor STBI met voorboren, waardoor in deze paragraaf de resultaten met een inbedding van 2 m in het pleistocene zandpakket worden beschouwd voor STBU met voorboren bij dwarsprofiel 14.

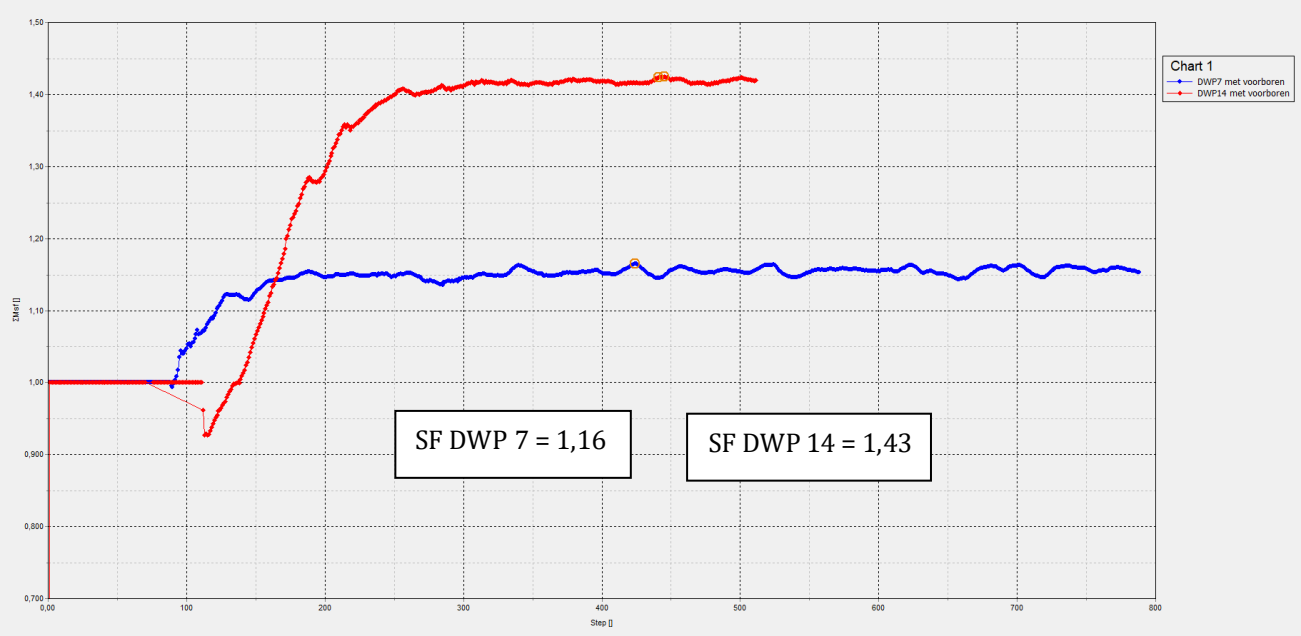
Geotechnische stabiliteit
In Figuur 6-28 zijn de vervormingen in de SF analyse voor STBU met voorboren bij dwarsprofiel 7 weergegeven en in Figuur 6-29 voor dwarsprofiel 14. In Figuur 6-30 is de SF analyse voor STBU met voorboren weergegeven. Aan de hand van Figuur 6-30 kan worden geconstateerd dat de SF voor beide dwarsprofielen groter is dan de schematiseringsfactor van 1,1 en daarmee voldoen.



Figuur 6-28: Vervormingen SF analyse STBU dwarsprofiel 7 met voorboren



Figuur 6-29: Vervormingen SF analyse STBU dwarsprofiel 14 met voorboren



Figuur 6-30: SF analyse STBU met voorboren

Vervormingen

In Tabel 6-18 zijn de vervormingen gegeven voor STBU met voorboren. Voor het verschil in de horizontale verplaatsingen tussen de binnen- en buitenteen is uitgegaan van de bodem van de haven als buitenteen. Voor een aantal toetsingen in Tabel 6-18 zijn de vervormingen inclusief factor 1,3 op de berekende vervormingen groter dan het maximum van 100 mm conform de PPE [10] net als voor de situatie zonder voorboren. De vervormingen in Tabel 6-18 worden acceptabel geacht doordat sprake is van een calamiteit in verband met twee buitendijkse constructies die moeten bezwijken alvorens het gemodelleerde restprofiel optreed.

Tabel 6-18: Toetsing vervormingen STBU langsconstructie DWP7 en DWP14 met voorboren

TOETSING	DWP 7 VERVORMING [MM]	DWP 7 VERVORMINGEN * 1,3 [MM]	DWP 14 VERVORMING [MM]	DWP 14 VERVORMINGEN * 1,3 [MM]
U_Y BUITENSTE 3 M KRUIN	81	105	181	235
U_X DAMWANDTOP	97	126	88	114
VERSCHIL U_X BINNEN- EN BUITENTEEN	16	21	8	10

Constructieve sterkte

In Tabel 6-19 is de constructieve toetsing voor STBU met voorboren samengevat en in Bijlage B uitgebreid weergegeven. Er wordt voldaan op basis van de constructieve sterkte. Er is getoetst aan EC5-3 en er is rekening gehouden met corrosie = 4,4 mm op de wanddikte.

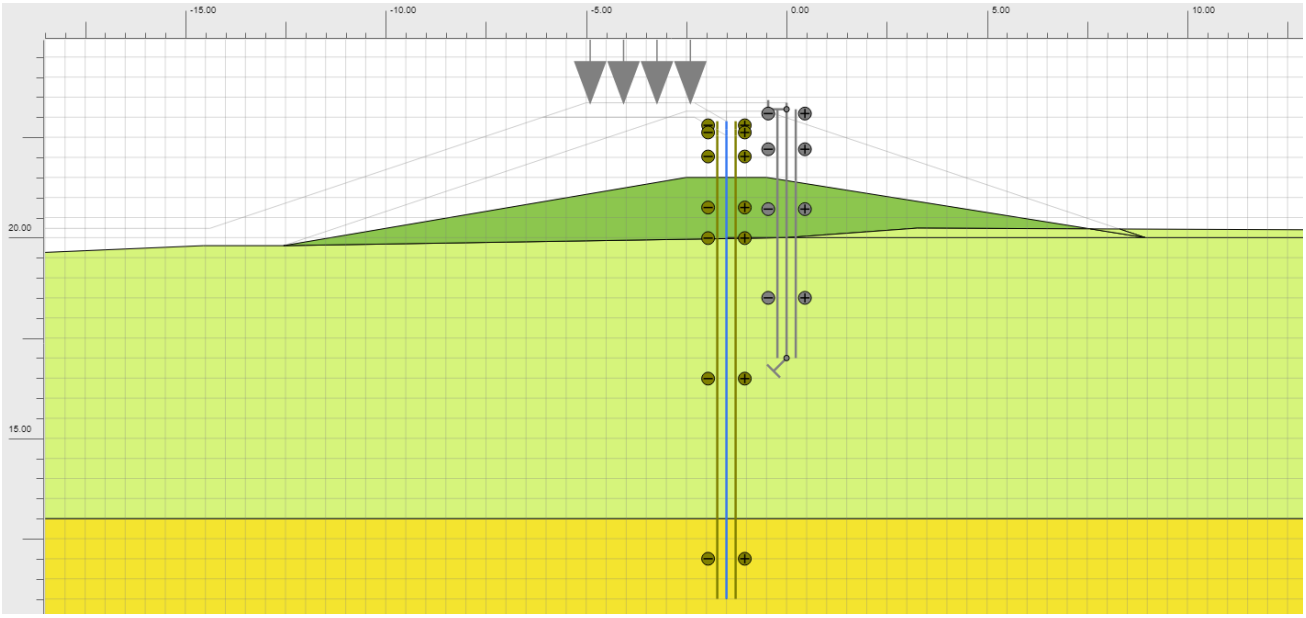
Tabel 6-19 Constructieve toetsing STBU langsconstructie DWP7 en DWP14 met voorboren (voor uitgebreide toetsing zie Bijlage B)

DWARSPROFIEL	PROFIEL	STAALKWALITEIT	$M_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	$V_{E;D}$ INCLUSIEF $\gamma_{b,str} = 1,1$	U.C.
			[kNm/m]	[kN/m]	[-]
7	AZ24-700	S270GP	267	18	0,63
14	AZ24-700	S270GP	199	13	0,47

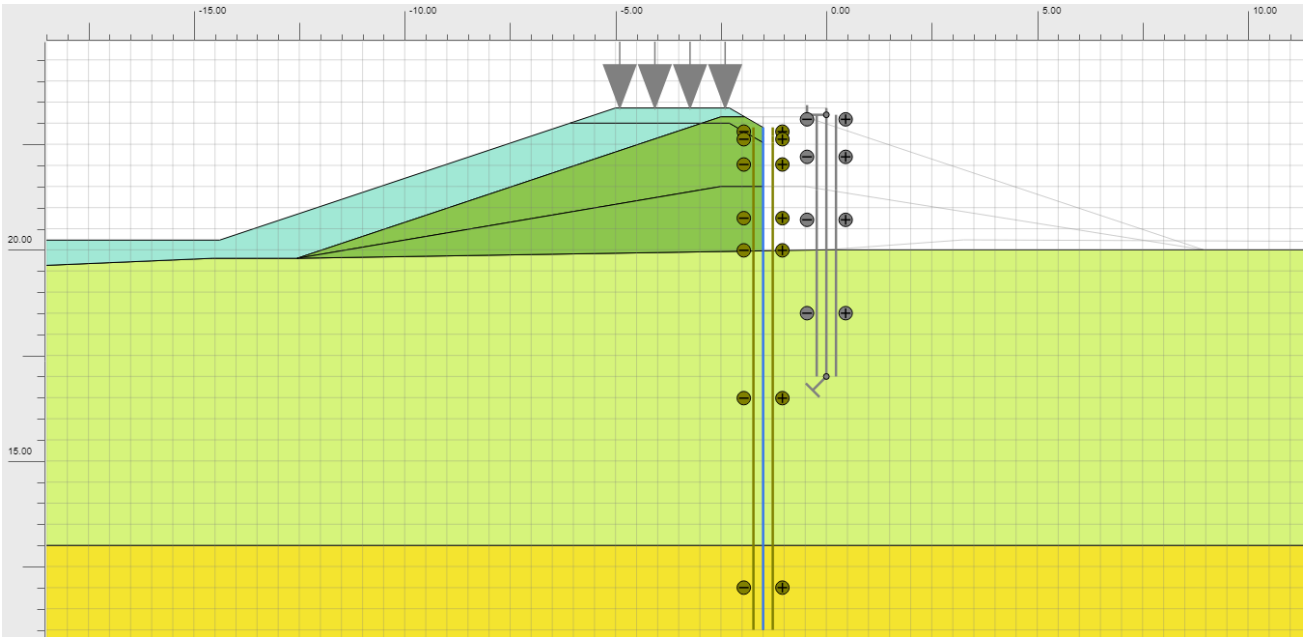
Conclusie
Indien er wordt voorgeboord dan dient de damwand bij dwarsprofiel 7 voor STBU een meter langer te zijn (4,0 m inbedding met onderkant damwand op NAP +10,5 m in plaats van 3,0 m inbedding), dan wanneer er niet wordt voorgeboord. Verder toont de STBI analyse bij DWP14 aan dat op die locatie de inbeddingsdiepte niet hoeft te worden gewijzigd als er wordt voorgeboord. Echter toont de STBI analyse bij DWP14 wel aan dat een hogere staalkwaliteit dan S240GP noodzakelijk is, waardoor staalkwaliteit S270GP wordt aanbevolen.

6.2.6 GEVOELIGHEIDSANALYSE EFFECT FASERING EN HOOGTE LANGSCONSTRUCTIE

In paragraaf 6.2.1 is beschreven dat in de berekeningen van de langsconstructies is aangenomen dat eerst grond wordt aangebracht aan beide zijde van de langsconstructie. Deze grond bevindt zich aan beide zijde van de langsconstructie op de ontwerphoogte van de kruin (zie Figuur 6-13). Vervolgens is aangenomen dat de leeflaag wordt gerealiseerd en de grond binnendijks van de langsconstructie wordt verwijderd. Ten behoeve van een gesloten grondbalans is daarom ook onderzocht wat het effect is van een wijziging van de fasering op de resultaten. Een berekening is uitgevoerd waarbij is aangenomen dat het dijklichaam tot ongeveer halverwege de ontwerphoogte van de kruin vanaf het bestaande maaiveldniveau wordt aangebracht (zie Figuur 6-31). Vervolgens is in de fasering aangenomen dat de langsconstructie wordt aangebracht en daarna de grond binnendijks wordt verwijderd en het dijklichaam volledig wordt gerealiseerd door gebruik te maken van de grond die binnendijks wordt verwijderd (zie Figuur 6-32). Deze aangepaste fasering had geen significante gevolgen op de resultaten, waardoor het dijklichaam met een gesloten grondbalans kan worden gerealiseerd. De definitieve fasering van de langsconstructie dient in de volgende fase door de aannemer te worden vastgesteld.



Figuur 6-31: Fasering langsconstructie - aanbrengen grond tot halverwege de ontwerphoogte en realisatie langsconstructie



Figuur 6-32: Fasering langsconstructie - realisatie dijklichaam tot ontwerphoogte kruin en realisatie leeflaag

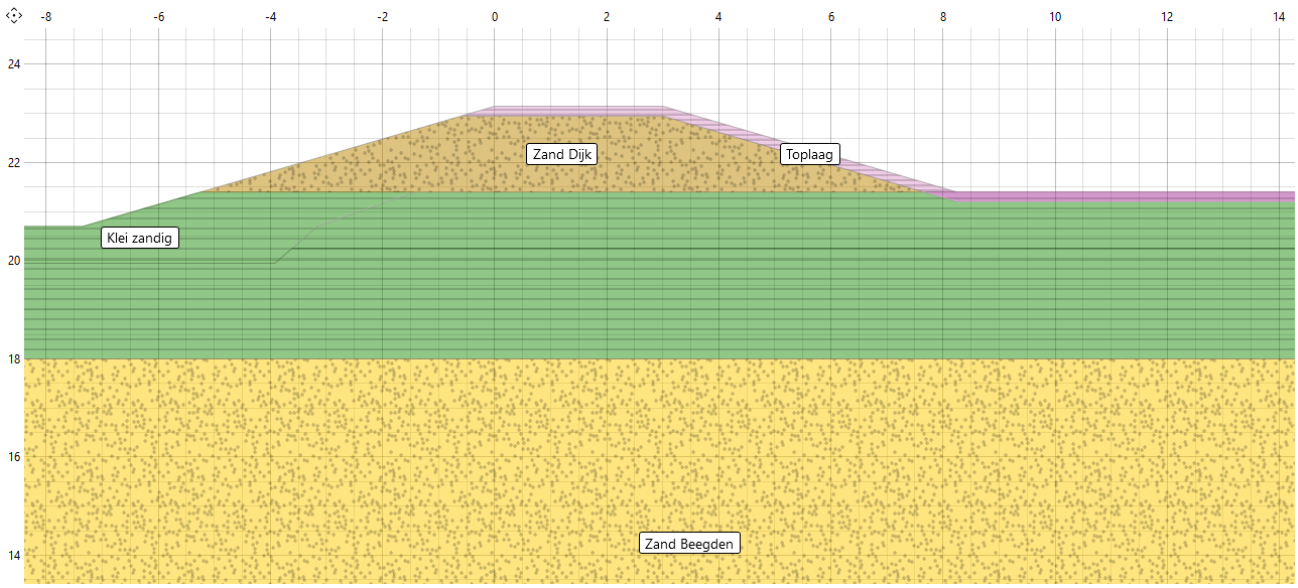
Conform de TUN [27] is in de berekeningen van de langsconstructies aangenomen dat de bovenkant van de langsconstructie zich op het HBN2125 bevindt. Echter is ervoor gekozen dat de langsconstructie op het kruinniveau van de verholen kering komt te liggen, nadat de berekeningen van de langsconstructie waren uitgevoerd. Het kruinniveau van de verholen kering bevindt zich op NAP +23,15 m en het HBN2125 op NAP +22,90 m. Hierom zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd waarin de bovenkant van de langsconstructie zich op het kruinniveau van de verholen kering bevindt in plaats van het HBN2125. Net als de fasering had ook deze schematisatie keuze geen groot effect op de resultaten, waardoor het niet leidt tot andere dimensies voor de langsconstructies.

6.2.7 VERGELIJKING D-STABILITY MET PLAXIS

Achtergrond
Conform de PPE [10] dient een vergelijking met glijvlakberekeningen voor een groene dijk situatie te worden uitgevoerd. Aangetoond dient te worden dat de ligging van het glijvlak overeenkomstig is en dat het verschil in SF maximaal 6% bedraagt. De vergelijking dient te worden uitgevoerd bij de WBN [10].

Uitgangspunten
Doordat de vergelijking van de Plaxis resultaten met D-Stability voor een groene dijk dient plaats te vinden, is ervoor gekozen om een van de beschouwde dwarsprofielen in paragraaf 6.1 te kiezen voor de vergelijking. Hierbij zou de keuze voor dwarsprofiel 5 niet praktisch zijn, gelet op het verloop van het bestaande maaiveld en de aan te brengen grond die in de fasering in Plaxis dient te worden beschouwd. Daarnaast is bij dwarsprofiel 8 sprake van een bijzondere situatie met veelal aangebrachte grond en zonder deklaag. Hierom is ervoor gekozen om dwarsprofiel 2 te beschouwen in de vergelijking D-Stability met Plaxis.

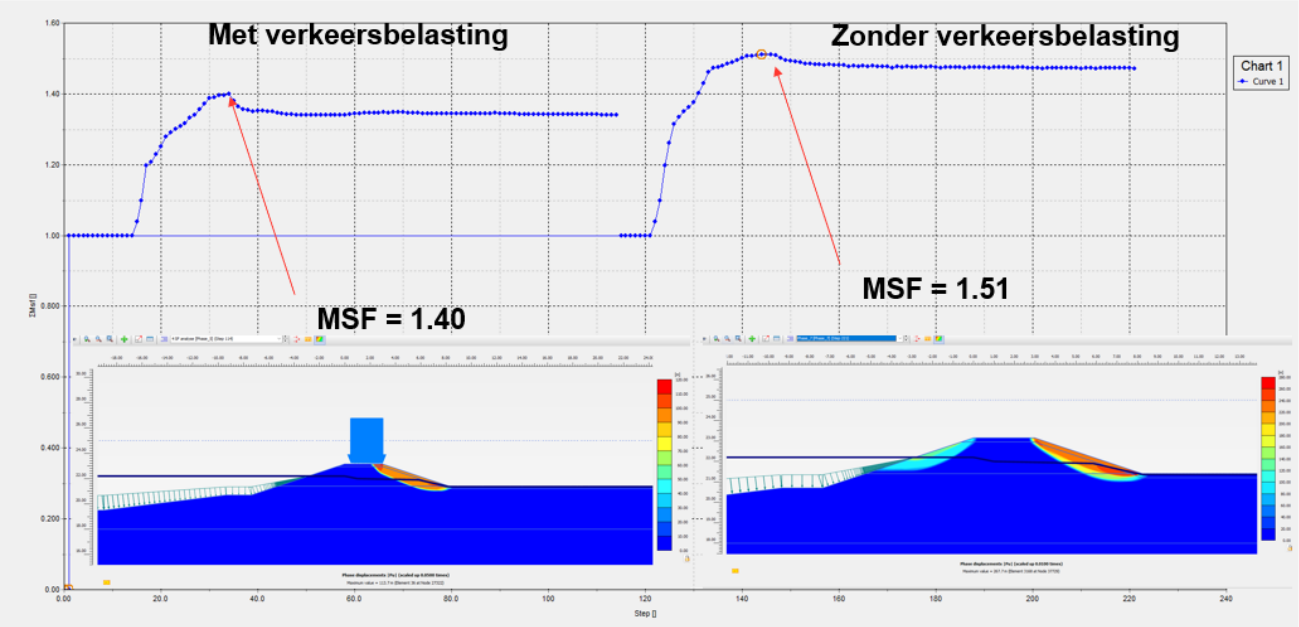
Enkele aanpassingen zijn aan dwarsprofiel 2 doorgevoerd, zodat deze qua uitgangspunten meer overeenkomt met de gehanteerde uitgangspunten voor de Plaxis berekeningen. Een zandige klei laag is als deklaag beschouwd in plaats van klei siltig, omdat in de Plaxis berekeningen is gerekend met zandige klei. Daarnaast is gerekend zonder erosiebestendige toplaag buitendijks, maar met dijksmateriaal. Tenslotte is gerekend met een toplaag met een cohesie van 2 kPa ter voorkoming van lokale instabiliteiten. Het beschouwde profiel is in Figuur 6-33 weergegeven.



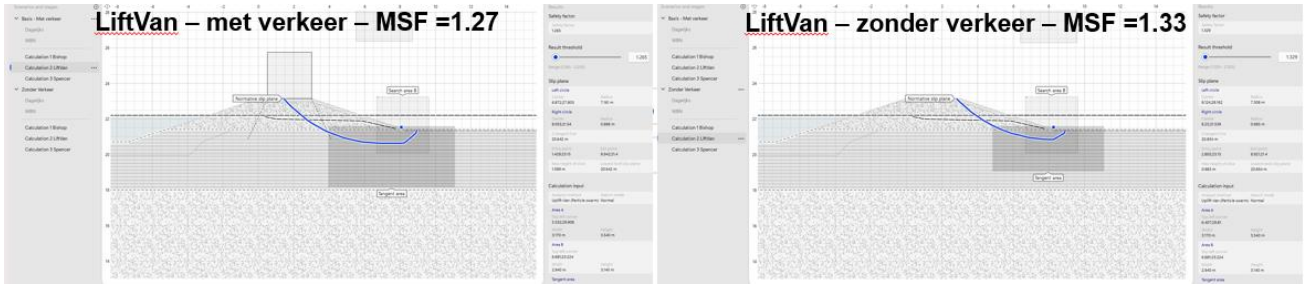
Figuur 6-33: Profiel vergelijking D-Stability met Plaxis

Resultaten

In Figuur 6-34 zijn de resultaten met Plaxis en in Figuur 6-35 met D-Stability weergegeven. Wat hierbij opvalt is dat zowel met als zonder verkeersbelasting op de kruin een grotere SF met Plaxis wordt berekend dan met D-Stability. In beide gevallen is het verschil meer dan 6%. De ligging van de glijvlakken komen redelijk met elkaar overeen.

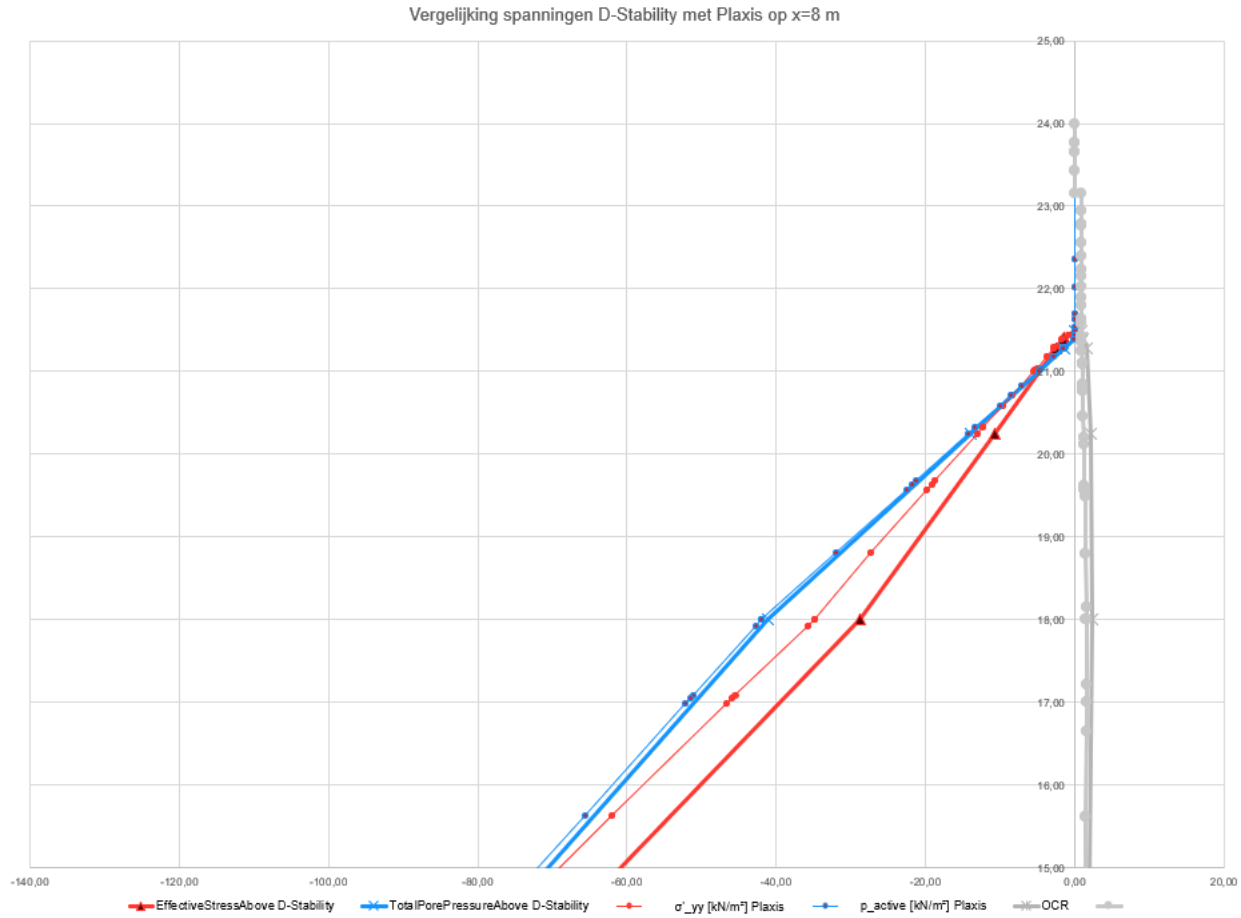


Figuur 6-34: Resultaten Plaxis - Vergelijking D-Stability met Plaxis



Figuur 6-35: Resultaten D-Stability - Vergelijking D-Stability met Plaxis

In Figuur 6-36 zijn de water- en korrelspanningen gegeven uit D-Stability en Plaxis op x=8 m (hier bevindt zich de onderkant van het binnentalud). Wat hierbij opvalt is het verschil in de korrelspanningen tussen D-Stability (EffectiveStressAbove D-Stability) en Plaxis (σ'_yy [kN/m^2] Plaxis), terwijl de waterspanningen goed overeen komen. Door de hogere korrelspanningen in deze zone worden grotere schuifsterktes met Plaxis berekent dan met D-Stability, wat een grotere SF met Plaxis tot gevolg heeft dan D-Stability.



Figuur 6-36: Vergelijking spanningen op x=8 m tussen D-Stability en Plaxis

In de PPE [10] wordt beschreven dat in Plaxis spanningsspreiding plaatsvindt tijdens de nulstap en daarmee zorgt voor een verhoging van de effectieve spanning onder het talud en nabij de teen. In het voorbeeld dat in paragraaf 5.6.1 van de PPE is uitgewerkt wordt bij de analyse waarin spanningsspreiding is meegenomen ook een groter verschil gevonden dan 6% tussen de SF's uit D-Stability en Plaxis.

Aangezien dezelfde volumieke gewichten, POP's en sterkteparameters in D-Stability en Plaxis worden gebruikt (zie TUN [27]) en de verschillen tussen de resultaten van D-Stability en Plaxis verklaarbaar zijn door het verschil tussen de modellen, wordt een afwijking van de SF's groter dan 6% niet als een probleem beschouwd. De uitgangspunten van de berekeningen worden hierom niet aangepast om het verschil tussen de resultaten te verkleinen.

Conclusie
Het verschil tussen de SF's van D-Stability en Plaxis is meer dan het maximale verschil van 6% op basis van de PPE [10]. Echter vindt in Plaxis spanningsspreiding plaats en niet in D-Stability. Het verschil in de resultaten is hiermee verklaar en wordt daardoor niet als een probleem beschouwd.

6.2.8 OVERZICHT CONSTRUCTIES HARDE WATERKERING

Op basis van de berekeningen in paragraaf 6.2 is een overzicht gemaakt van de benodigde langsconstructies in Tabel 6-20. In deze tabel zijn enkel de dijkvakken opgenomen waarbij een langsconstructie wordt aangebracht en daarmee niet de damwand bij dijkvak 2B en de coupure bij dijkvak 3D.

In Tabel 6-20 is voor STBI aangehouden dat de vereiste inbeddingsdiepte van 2 m op basis van dwarsprofiel 14 geldend is voor alle dijkvakken. Daarnaast is op basis van de STBU analyse bij dwarsprofiel 7 aangehouden dat voor dijkvak 2A, 2C, 3A en 3C een inbeddingsdiepte van 3 m voor STBU vereist is. Op basis van de STBU analyse bij dwarsprofiel 14 is aangehouden dat bij dijkvak 3C een inbeddingsdiepte van 2 m voor STBU vereist is. Het resultaat van de STBU analyse bij dwarsprofiel 14 zorgt ervoor dat bij dijkvak 3C een andere vereiste inbeddingsdiepte geldt dan voor de andere dijkvakken. De inbeddingsdiepte bij dijkvak 3A en 3B kan mogelijk worden geoptimaliseerd door hier een aparte berekening voor op te stellen.

Voor het damwandprofiel is in de berekeningen uitgegaan van AZ24-700 met staalkwaliteit S270GP. Lichtere profielen zijn niet onderzocht vanwege de onzekerheid rondom de inbrengbaarheid naar aanleiding van de hoge conusweerstanden in het gebied. In de volgende fase kan het damwandprofiel mogelijk worden geoptimaliseerd (mits deze schadevrij kunnen worden ingebracht).

De STBU berekening met voorboren van dwarsprofiel 7 toont aan dat de vereiste inbeddingsdiepte met een meter toeneemt indien er dient te worden voorgeboord. Dit geldt niet voor dwarsprofiel 14, waardoor de vereiste inbeddingsdiepte met voorboren voor dijkvak 3C ongewijzigd blijft. Verder toonde de STBI berekening met voorboren bij dwarsprofiel 14 aan dat er een hogere staalkwaliteit dan S240GP noodzakelijk is, waardoor staalkwaliteit S270GP wordt aanbevolen. Staalkwaliteit S270GP wordt voor alle langsconstructies aanbevolen, in verband met de onzekerheid omtrent de inbrengbaarheid en daarmee de onzekerheid op welke locaties dient te worden voorgeboord.

In de berekeningen is uitgegaan van 4,4 mm corrosie voor een periode van 100 jaar. Indien de aanwezige bodemverontreiniging aanleiding geeft voor het hanteren van extra corrosie, dan dient dit te worden gecontroleerd. Gelet op de U.C.'s in Tabel 6-10 en Tabel 6-12 is het onwaarschijnlijk dat dit leidt tot een ander damwandprofiel.

Tabel 6-20: Overzicht langsconstructies AZ24-700 met staalkwaliteit S270GP

DIJKVAK	ONDERKANT DEKLAAG [M +NAP]	INBEDDINGSDIEPTE ZONDER VOORBOREN [M]	ONDERKANT LANGSCONSTRUCTIE ZONDER VOORBOREN [M +NAP]	INBEDDINGSDIEPTE MET VOORBOREN [M]	ONDERKANT LANGSCONSTRUCTIE MET VOORBOREN [M +NAP]
2A	14,5	3,0	11,5	4,0	10,5

DIJKVAK	ONDERKANT DEKLAAG [M +NAP]	INBEDDINGSDIEPTE ZONDER VOORBOREN [M]	ONDERKANT LANGSCONSTRUCTIE ZONDER VOORBOREN [M +NAP]	INBEDDINGSDIEPTE MET VOORBOREN [M]	ONDERKANT LANGSCONSTRUCTIE MET VOORBOREN [M +NAP]
2C	14,5	3,0	11,5	4,0	10,5
3A	14,5	3,0	11,5	4,0	10,5
3B	13,5	3,0	10,5	4,0	9,5
3C	13,0	2,0	11,0	2,0	11,0

7 BEKLEDING

7.1 GRAS AFSCHUIVEN BINNENTALUD (GABI)

De belasting wordt gevormd door een hoge waterdruk ter plaatse van het binnentalud en de binnenteen van de dijk. Dit kan zorgen voor het opdrukken of afschuiven van een kleibekleding en/of het uitspoelen van zand [6]. De hoge waterdruk wordt veroorzaakt door een hoge buitenwaterstand in combinatie een verhoogde freatische lijn als gevolg van onder andere infiltratie van overslaand water zie Figuur 7-1. Voor het projectgebied geldt een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m waar toetsspoor GABI relevent is in plaats van microstabiliteit.



Figuur 7-1: Opdrukken of afschuiven binnentalud zanddijk met bekleding [6]

Tijdens de gebiedsontwikkeling wordt de nieuwe primaire waterkering aangevuld met grond waardoor een verholen waterkering ontstaat. Het binnentalud van de groene keringen is vanwege de tijdelijke aard niet voorzien van een taludbekleding. In deze tijdelijke situatie dient echter wel te worden voldaan aan het toetsspoor GABI.

Dijkvak 1A
Voor dijkvak 1A is het binnendijks maaiveldniveau NAP +21,0 m. Voor een verhoogde freatische waterstand in het dijklichaam dient de rivierwaterstand boven dit niveau uit te komen. De aanname is dat regenwater snel kan worden afgevoerd en niet ophoopt in het dijklichaam. Gezien de tijdelijke situatie wordt voor de waterstandsfrequentielijn zichtjaar 2050 aangehouden. Er bestaat volgens Figuur 6-3 van de TUN [27] een kans van 1/80 op een waterstand van NAP +21,0 m en bij een kans van 1/100 hoort een waterstand van NAP +21,7 m. Gezien de tijdelijke aard en de kleine kans van het optreden van enige belasting op het binnentalud wordt gesteld dat faalmechanisme GABI hier niet van belang is.

Dijkvak 2B
Dit dijkvak heeft conform de dwarsprofielentekening [22] een binnendijks maaiveldniveau van NAP +18,9 m, in de eindsituatie wordt dit verhoogd naar NAP +22,5 m/+22,0 m. Om bij de tijdelijke situatie een gunstigere uitgangspositie te hebben voor de faalmechanismen wordt het binnendijks maaiveldniveau direct aangelegd tot een hoogte van NAP +21,0 m. In dit geval wordt net als bij dijkvak 1A voldaan aan GABI.

8 ZETTINGEN

8.1 RESTZETTINGSEIS

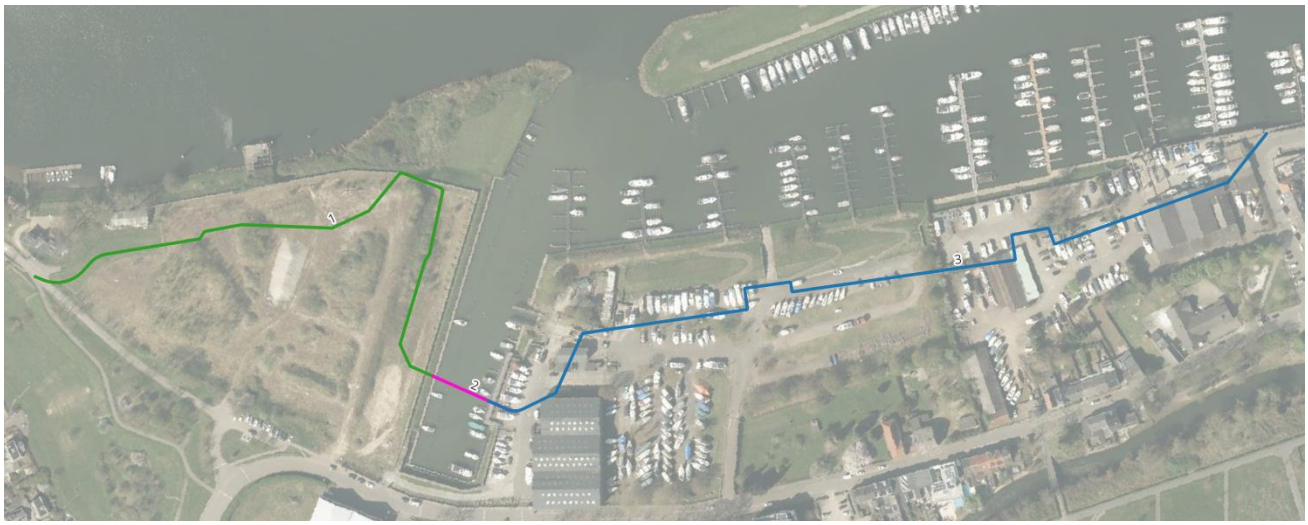
Er is geen restzettingseis opgegeven, we hanteren voor deze analyse een restzettingseis van 0,1 m. Dit betekent dat er na aanleg mogelijk moet worden gewacht voordat met de realisatie van de werkzaamheden van Roerdelta fase 2 kan worden gestart.

Voor de analyse is aangehouden dat tijdens de realisatie van de dijkversterking het grondwerk niet hoger dan NAP +23,15 m is aangebracht. Voor verdere ophoging en aanvulling aan de binnenzijde zal eerst de binnendijkse bebouwing gerealiseerd moeten zijn.

8.2 DEELGEBIEDEN

De bovenzijde van de nieuwe waterkering is over het gehele projectgebied gelijk. Het oorspronkelijke maaiveldniveau/havenbodemniveau varieert waardoor er verschillende ophogingen benodigd zijn. Dit leidt ook tot verschillen in de te verwachten zettingen. Het projectgebied is zodoende opgedeeld in 3 gebieden (Figuur 8-1):

1. Shell-terrein: huidig maaiveldniveau van ongeveer NAP +21 m (groene lijn in Figuur 8-1)
2. Steelhaven: grote aanvullingen door dempen van de haven (roze lijn in Figuur 8-1)
3. Jachthaventerrein: huidig maaiveldniveau van ongeveer NAP +20 m (blauwe lijn in Figuur 8-1)



Figuur 8-1: Deelgebieden zettingsberekeningen

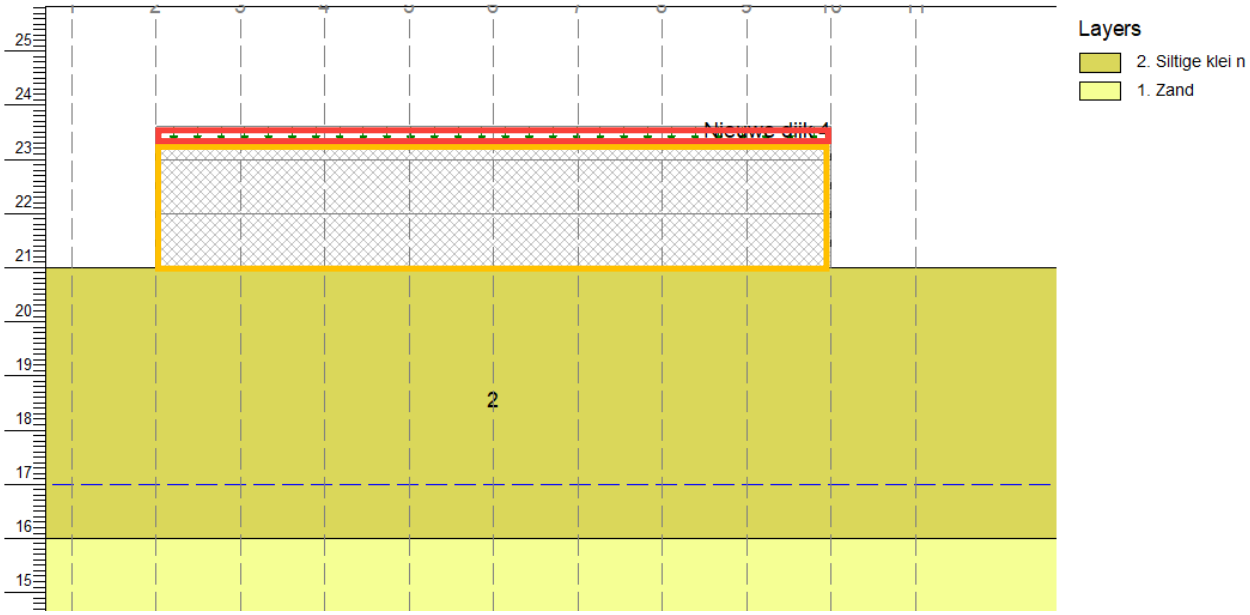
8.2.1 SHELL-TERREIN

Vanwege de geroerde bodemopbouw zijn de zettingen met verschillende bodemscenario's beschouwd. Voor de deklaag van het Shell-terrein overal conservatief de grondlaag 'siltige klei' aangehouden met de POP-waarde behorend bij naast de dijk. Hierbij wordt een bovengrens van de te verwachten zettingen gevonden. De grondlaag 'klei zandig' is naar verwachting een wat betere weergave van de werkelijke samenstelling van de deklaag. Er is ook een scenario toegevoegd met deze grondlaag over een extra dikke deklaag om inzicht in het onderlinge verschil te krijgen.

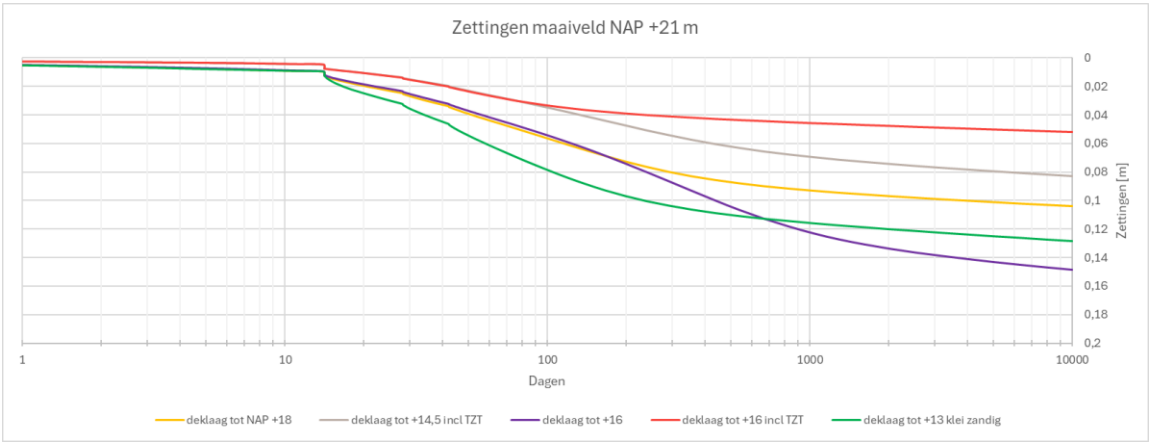
Scenario's

1. Onderkant deklaag op NAP +14,5 m en tussenzandlaag van mv tot NAP +18,0 m.
2. Onderkant deklaag op NAP +18,0 m.
3. Onderkant deklaag op NAP +16,0 m.
4. Onderkant deklaag op NAP +16,0 m en tussenzandlaag van mv tot NAP +18,0 m.
5. Onderkant deklaag tot NAP +13,0 m bestaande uit klei zandig.

Voor het dijklichaam is er vanaf het maaiveldniveau van NAP +21,0 m in ophoogslagen van 1 m opgehoogd tot een niveau van NAP +23,3 m. Hierdoor is er een overhoogte van 0,15 m aanwezig voor zettingscompensatie. Hier bovenop is de leeflaag (rood) van 0,3 m voorzien met gewicht van 16,0/18,0 kN/m^3. Voor iedere ophoogslag is 2 weken tijd ingeschat zodat het aangebracht en verdicht kan worden. De ophoging van het dijklichaam (oranje) bevat een volumegewicht van 19,5/20,1 kN/m^3. De ophoging is als een bovenbelasting op het huidige maaiveld gemodelleerd, zie Figuur 8-2 voor de bodemopbouw conform scenario 3. De zettingsverlopen van de verschillende scenario's zijn weergegeven in Figuur 8-3.



Figuur 8-2: Modellering zettingen Shell-terrein scenario 3



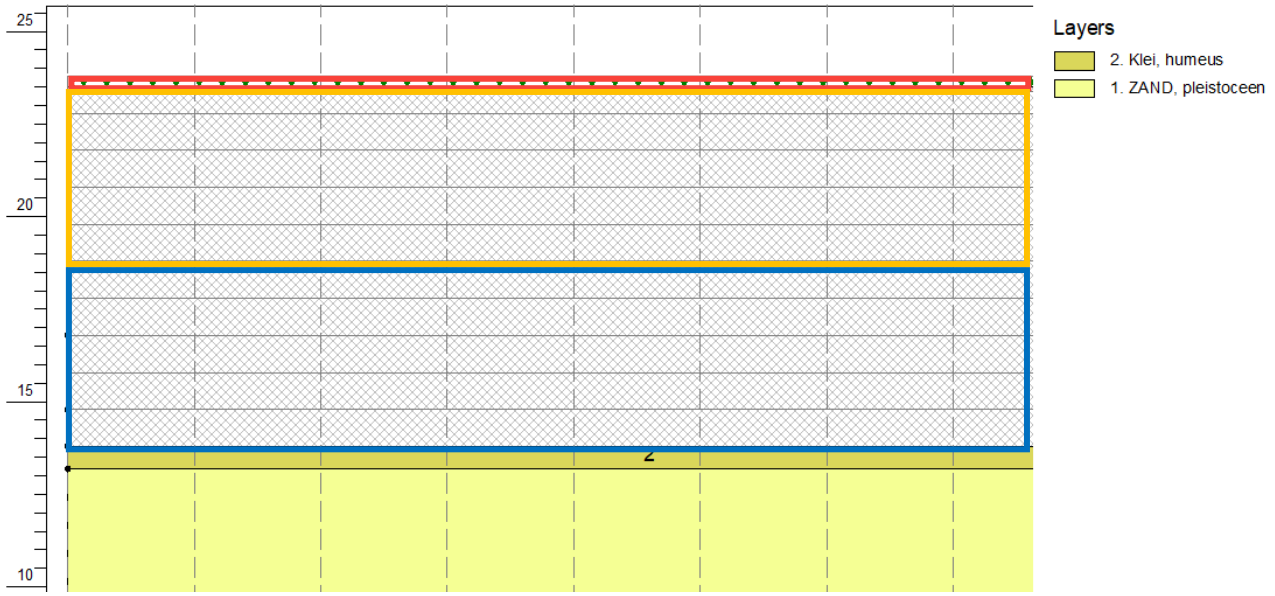
Figuur 8-3: Zettingsverlopen scenario's deklaag Shell-terrein

Hieruit volgt dat er bij het slechtste scenario's na ongeveer 90 dagen vanaf start werkzaamheden wordt voldaan aan de restzettingseis van 0,1 m.

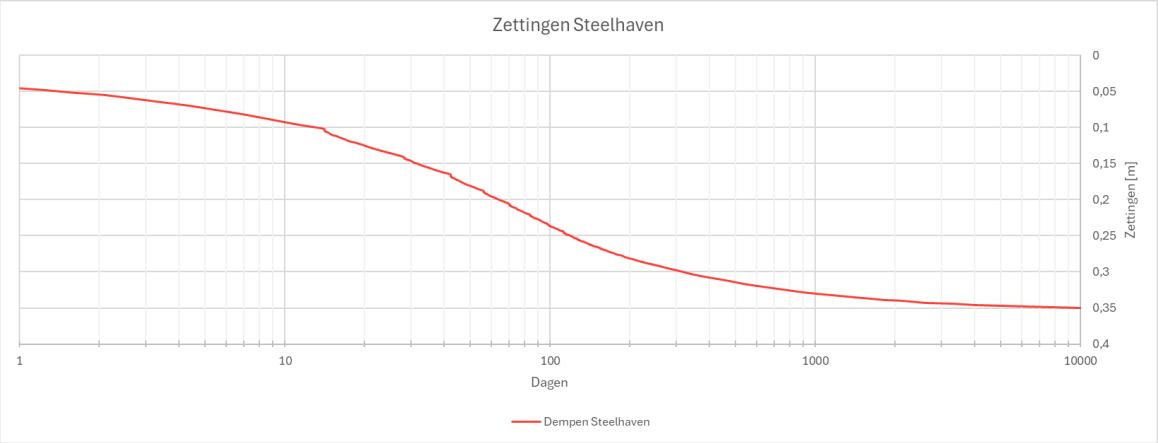
8.2.2 STEELHAVEN

Voor deze berekening zijn de uitgangspunten uit de analyse over het dempen van de Steelhaven gehanteerd [28]. De berekening van variant 3/4 is als basis voor deze analyse aangehouden. Hierbij is gebruik gemaakt van de sterkteparameters van rekenmodel NEN-Bjerrum [28] voor een betere parameter inschatting van de grondlaag 'klei humeus'.

De aanname is dat de sliblaag eerst van de havenbodem wordt verwijderd en het bodemniveau van NAP +13,8 m bedraagt [31]. Dit is een lokaal dieper gelegen punt en is conservatief om voor deze analyse aan te houden. Eventuele voorbelasting op de bodem vanuit de verwijderde sliblaag wordt niet meegenomen. Voor de demping van de Steelhaven zijn de ophoogslagen ingeschat van 1 m per 14 dagen. Voor het zand dat voor de demping is gebruikt (blauw) heeft een volumegewicht van 18,0/19,0 kN/m^3. De demping is in 5 ophoogslagen van 1 m tot NAP +18,8 m doorgezet tot ongeveer het nieuwe maaiveldniveau. Het zand zal onder water verdicht moeten worden en de nieuwe damwand halverwege de Steelhaven dient als opsluiting van de aanvulling. Voor de opbouw van het dijklichaam (oranje) is een volumegewicht van 19,5/20,1 kN/m^3 gehanteerd met een kruinniveau van NAP +23,5 m inclusief 0,35 m voor zettingscompensatie. Hier bovenop is de leeflaag (rood) van 0,3 m met gewicht van 16,0/18,0 kN/m^3 aangebracht.



Figuur 8-4: Modellering zettingsberekening Steelhaven



Figuur 8-5: Zettingsverloop dempen Steelhaven

Na ongeveer 105 dagen wordt voldaan aan de restzettingseis van 0,1 m.

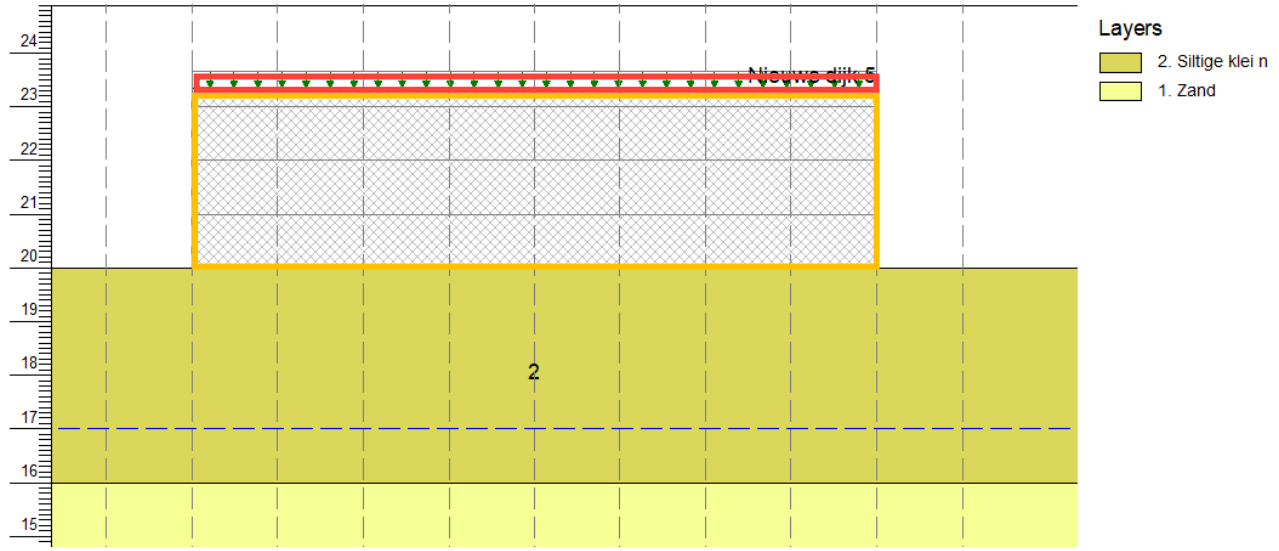
8.2.3 JACHTHAVENTERREIN

Vanwege de geroerde bodemopbouw zijn de zettingen met verschillende bodemscenario's beschouwd. Voor de deklaag van het Jachthaventerrein is als basis overal conservatief de grondlaag 'siltige klei' aangehouden met de POP-waarde behorend bij naast de dijk. Hierbij wordt een bovengrens van de te verwachten zettingen gevonden. De grondlaag 'klei zandig' is naar verwachting een wat betere weergave van de werkelijke samenstelling van de deklaag. Er is ook een scenario toegevoegd met deze grondlaag over een extra dikke deklaag om inzicht in het onderlinge verschil te krijgen.

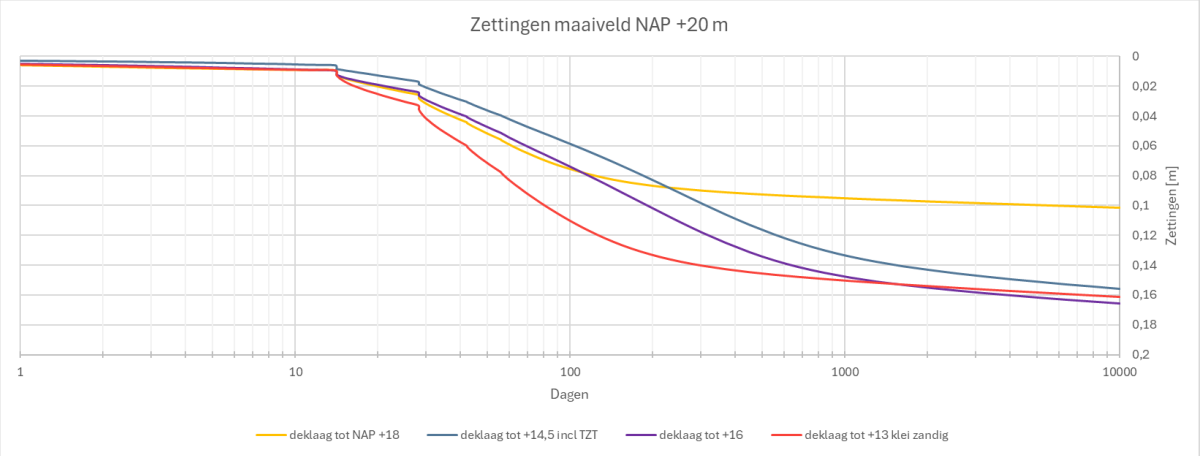
Scenario's

1. Onderkant deklaag tot NAP +16,0 m
2. Onderkant deklaag tot NAP +18,0 m
3. Onderkant deklaag tot NAP +14,5 m een tussenzandlaag van mv tot NAP +19,0 m
4. Onderkant deklaag tot NAP +13,0 m bestaande uit klei zandig.

Voor het dijklichaam is er vanaf het maaiveldniveau van NAP +20,0 m in ophoogslagen van 1 m opgehoogd tot een niveau van NAP +23,35 m. Hierdoor is er een overhoogte van 0,2 m aanwezig voor zettingscompensatie. Hier boven is de leeflaag (rood) van 0,3 m met gewicht van 16,0/18,0 kN/m^3 aangebracht. Voor iedere ophoogslag is 2 weken tijd uitgetrokken zodat het aangebracht en verdicht kan worden. De ophoging van het dijklichaam (oranje) bevat een volumegewicht van 19,5/20,1 kN/m^3.



Figuur 8-6: Modellering zettingen Jachthaventerrein scenario 1



Figuur 8-7: Zettingsverlopen scenario's deklaag Jachthaventerrein

Hieruit volgt dat er bij deze scenario's na ongeveer 70 dagen wordt voldaan aan de restzettingseis van 0,1 m. Voor scenario 4 waarbij 'klei zandig' wordt aangehouden treden de zettingen eerder op waardoor eerder aan de restzettingseis wordt voldaan.

8.3 SAMENVATTING

Voor alle locaties en scenario's geldt een bovengrens van ongeveer 100 dagen wachten totdat wordt voldaan aan de restzettingseis. Wanneer een kortere periode gewenst is kan aanvullend onderzoek naar de werkelijke scenario's worden uitgevoerd. Er is rekening gehouden met een overhoogte van 0,15-0,2 m voor de gebieden met alleen de opbouw van een nieuw dijklichaam en 0,35 m voor het gebied waarbij ook de Steelhaven gedempt moet worden. Er is in de zettingsanalyse uitgegaan van goed verdichte ophooglagen, er is geen rekening gehouden met klink.

9 AANSLUITING NOORDZIJDE (COUPURE)

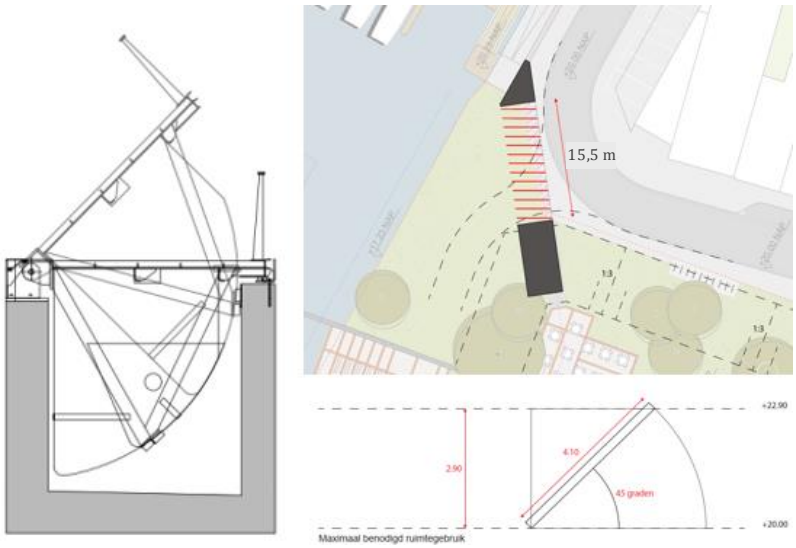
9.1 FLEXIBELE COUPURE MET ZELFSLUITEND SYSTEEM

Aan de noordzijde van het projectgebied is een entree voorzien vanuit de stad naar het openbaar park vanaf de weg De Ster.

In de faalkansanalyse flexibele coupure De Ster [20] zijn verschillende varianten voor de coupure onderzocht. Hierbij is aangetoond dat alleen een coupure met een zelfsluitend systeem bij een drempelniveau van NAP +20,0 m (gelijk aan het huidige maaiveldniveau) voldoende zekerheid biedt om aan de faalkansanalyse te voldoen. Volgens de overstroomdefinitie uit de Waterwet geldt dat er bij 20 cm water op straat sprake is van een overstroming. Voor het open keerpeil is zodoende NAP +20,2 m aangehouden. De benodigde kruinhoogte bedraagt NAP +22,90 m, dit behoort bij het HBN van zichtjaar 2125.

Voor de flexibele coupure met een zelfsluitend systeem zijn 2 varianten mogelijk: een klepkering en een verticale kering. Er wordt voorafgaand aan de aanbesteding nog geen keuze gemaakt tussen de twee systemen. Voor deze fase is er daarom voor gekozen om uit te gaan van de breedste variant – de klepkering – omdat deze het grootste ruimtebeslag heeft. In Figuur 9-1 is het principe van de klepkering weergegeven (links). Daarnaast zijn rechts een bovenaanzicht en het voorlopige ontwerp van de coupure gepresenteerd.

Voor de opening van de coupure geldt dat de minimale breedte om een functionele toegang voor het maatgevende voertuig (hulpdiensten) te kunnen bieden 14 meter is. Vanuit ruimtelijke kwaliteit heeft de Gemeente Roermond verzocht een bredere opening van 15,5 meter te realiseren, zodat de zichtrelatie tussen de stad en de Maas beter is.



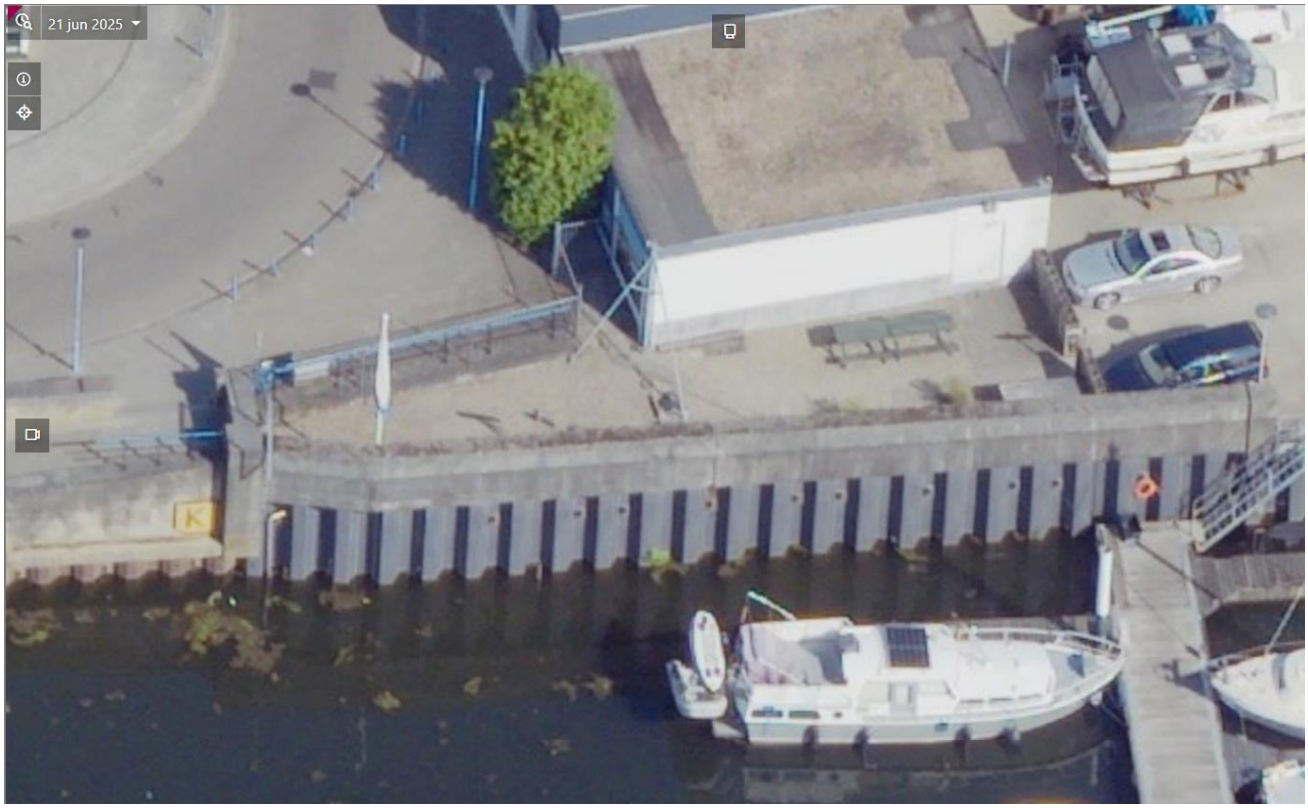
Figuur 9-1: Principe van de zelfsluitende klepkering (links), bovenaanzicht t.p.v. aansluiting met De Ster (rechtsboven) en ontwerpdimensies zoals hoogte en breedte van de klepkering (rechtsonder) [23].

Om te voorkomen dat de flexibele coupure in gesloten toestand door verkeer van de weg De Ster kan worden aangereden dient de binnenzijde te worden voorzien van aanrijbeveiliging.

In dijksectie 3D wordt het principe van een flexibele coupure met zelfsluitend systeem toegepast.

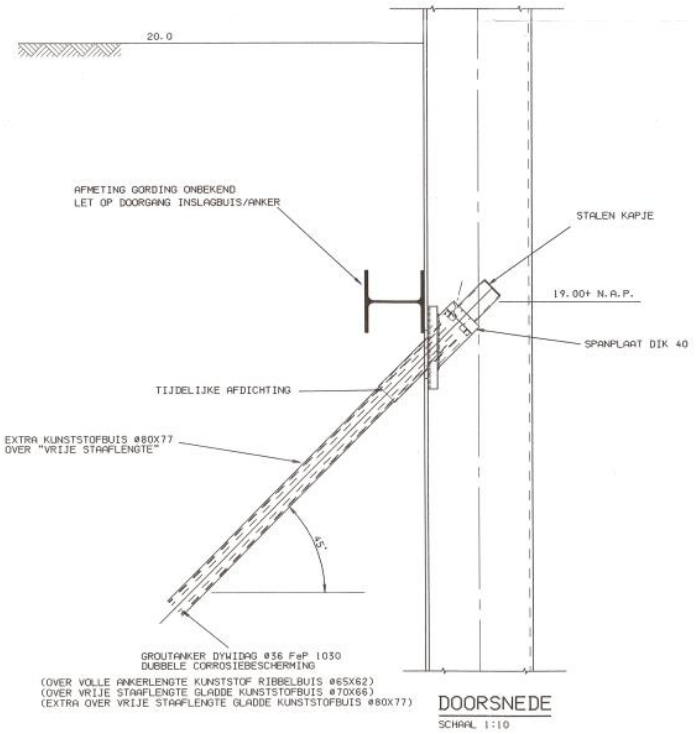
9.2 BESTAANDE CONSTRUCTIE

Ter hoogte van de toekomstige coupure (zie Figuur 9-1) is momenteel sprake van een buitendijkse kademuur (zie Figuur 9-2).



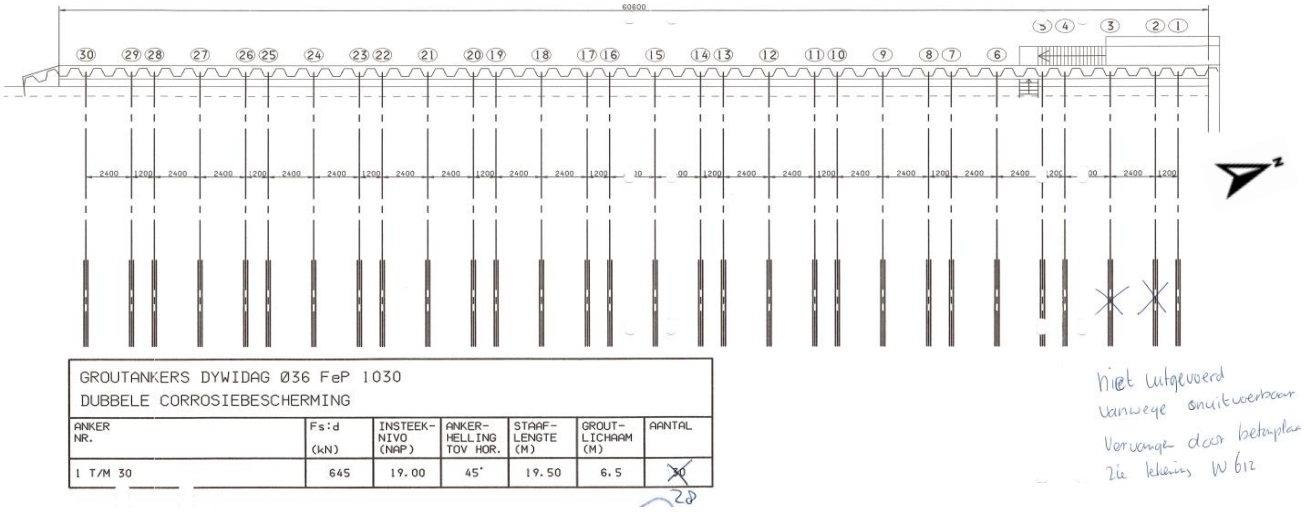
Figuur 9-2: Huidige constructie ter hoogte van de coupure

Een Larssen 605 plank is toegepast als damwand voor de huidige kademuur ter hoogte van de coupure [41]. Volgens de uitvoeringstekening [41] is de bovenkant van de betonsloof op de damwand destijds op een hoogte van NAP +21,0 m aangebracht en is de damwand 14 m lang. Echter is uit onderzoek van ECG [47] gebleken dat de onderkant van de damwand ter hoogte van de coupure zich op NAP +9,9 m bevindt. De ankers zijn aangebracht op NAP +19,0 m en hebben een hoek van 45 graden (zie Figuur 9-3). De lengte van de ankers bedraagt 19,5 m [42], waardoor de onderzijde van de ankers zich rond NAP +5,0 m bevinden.

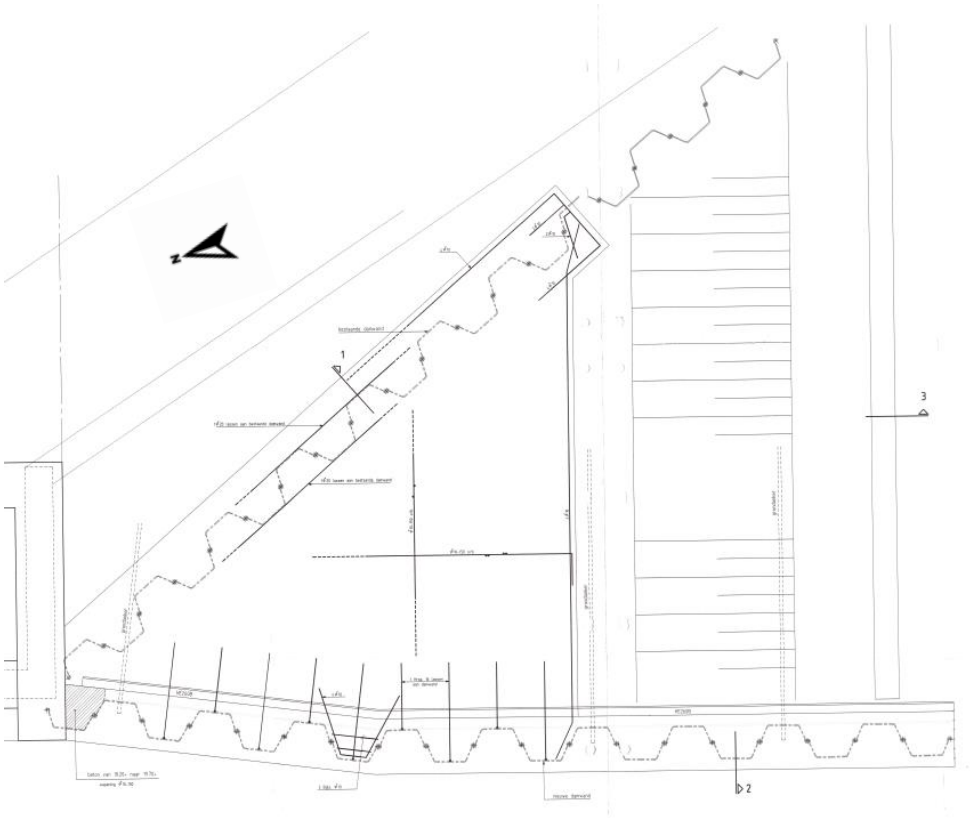


Figuur 9-3: Dwarsdoorsnede revisietekening kademuur ter hoogte van de coupure [42]

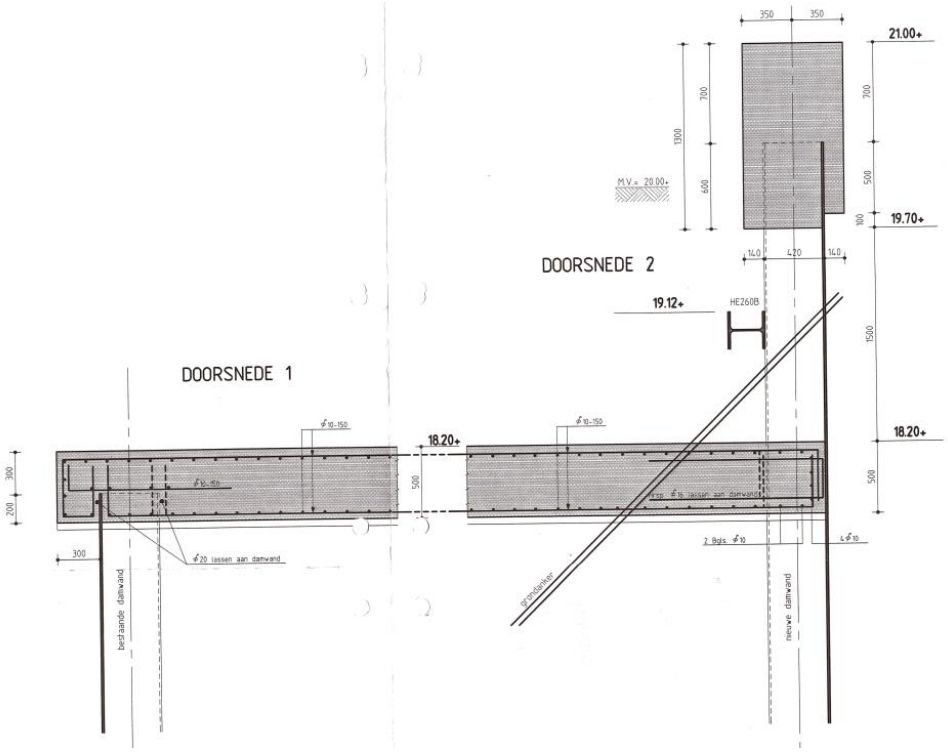
In Figuur 9-4 is een bovenaanzicht van de verankering gegeven. Hierin valt op dat twee ankers aan de rechterzijde in de figuur niet zijn uitgevoerd in verband met de uitvoerbaarheid. Hierdoor is op deze locatie een betonplaat uitgevoerd (zie Figuur 9-5 en Figuur 9-6). Deze betonplaat vormt een aandachtspunt voor de realisatie van de coupure. Daarnaast is een diagonale damwand in het bovenaanzicht in Figuur 9-5 te zien, die mogelijk ook een aandachtspunt vormt voor de realisatie van de coupure.



Figuur 9-4: Bovenaanzicht revisietekening kademuur ter hoogte van de coupure [42]



Figuur 9-5: Bovenaanzichtrevisietekening aansluiting einde kade [43] aan de linkerzijde in Figuur 9-2



Figuur 9-6: Dwarsdoorsnede aansluiting einde kade [43] aan de linkerzijde in Figuur 9-2

In 2007 heeft een verhoging van de kade plaatsgevonden. Hierdoor bevindt de bovenkant van het betonwerk van de kade zich momenteel op NAP +21,65 m [48].

In Figuur 9-7 is te zien dat waarschijnlijk vier van de bestaande ankers zich onder de toekomstige coupure bevinden. Afhankelijk van de diepte waarop de onderkant van de coupure wordt gerealiseerd, dient te worden beschouwd hoeveel ankers dienen te worden verwijderd. Dit zal gevolgen hebben voor de stabiliteit van de kademuur.



Figuur 9-7: Verankering ter hoogte van de coupure

In de Nota langsconstructies nulvariant [18] is de stabiliteit van de kademuur beschouwd voor de nulvariant. In berekening HK 5B uit [18] ter hoogte van de coupure is de berekening aangepast door de verankering te verwijderen om te bepalen in hoeverre de stabiliteit van de kademuur afhankelijk is van de verankering. Nadat de verankering was verwijderd, bleek dat de stabiliteit van de kademuur erg gevoelig is voor de aanwezigheid van de verankering. Een mogelijke oplossing is om een lokale ontlastsleuf toe te passen in combinatie met een berm aan de voorzijde van de kademuur.

Er zal voor de tijdelijke situatie tussen het verwijderen van de verankering en de realisatie van de coupure een oplossing moeten worden bedacht voor de stabiliteit van de kademuur. Daarnaast dient ook voor de eindsituatie een oplossing te worden bedacht om de stabiliteit van de kademuur te kunnen waarborgen. Dit zou mogelijk kunnen in de eindsituatie middels legankers tussen de kademuur en de constructie van de coupure. Dit dient in de volgende fase nader te worden onderzocht.

9.3 STERKTE EN STABILITEIT COUPURE (STKW)

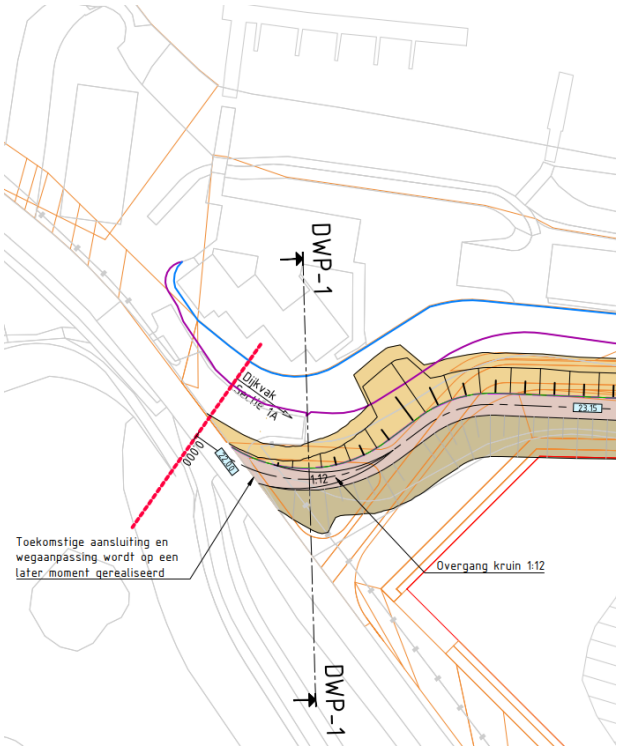
De sterkte en stabiliteit van de coupure dient in de volgende fase te worden beschouwd als het ontwerp van de coupure verder wordt uitgewerkt.

9.4 PIPING KUNSTWERK COUPURE (PKW)

De vereiste onderkant van de damwand onder de coupure is bepaald aan de hand van de rekenregel van Lane in paragraaf 5.2.1. De damwanden dienen minimaal tot NAP +12,0 m te worden doorgezet voor het faalmechanisme piping kunstwerk (PKW).

10 AANSLUITING ZUIDDZIJDE

Aan de zuidzijde wordt de verholen kering (dijkvak 1A) aangesloten op de weg Voorstad St. Jacob. Het kruispunt en toegangsweg naar de Scouting vallen buiten de scope van het project Roerdelta. Deze zullen op een later moment bij de dijkversterking van het resterende dijktraject van 76-1 worden meegenomen. De nieuwe verholen waterkering van dijkvak 1A krijgt een kruinhoogte van NAP +23,15 m en ligt hoger dan het huidige kruispunt. Vanaf het kruispunt wordt met een talud van 1:12 de aansluiting met de nieuwe verholen waterkering gemaakt, zie Figuur 10-1, waarbij het uitgangspunt is dat de ophogingen op het terrein van het Maaseiland blijven, waardoor de bestaande objecten rond het kruispunt bij de voorstad St. Jacob (weg voorstad St. Jacob, kabels en leidingen, bomen, oprit scouting, dijk langs Roeroverlaat) niet aangepast hoeven te worden.



Figuur 10-1: Ontwerp aansluiting zuidzijde met aangepaste toegang scouting [29]

11 BESTAANDE WATERKERING

De eigenschappen van de bestaande waterkering zijn op basis van archieftekeningen verzameld. Een uitgebreide beschrijving is in een aparte memo opgenomen [30]. In dit hoofdstuk is een samenvatting gegeven. In Figuur 11-1 is de vakindeling weergegeven en in Tabel 11-1 een samenvatting van de eigenschappen.



Figuur 11-1: Dijkvakindeling bestaande waterkering conform WBI beoordeling

Tabel 11-1: Eigenschappen bestaande waterkering

DIJKVAK	BK DEKSLOOF [M NAP]	DAMWAND WATERKERING	DAMWAND BESCHOEIING	VERANKERING	L-WAND
HK4A1	+21,65 m	AZ18 Lengte: 5,8 m OK: NAP +14,70 m BK: NAP +20,50 m	nvt	nvt	nvt
HK4A2	+21,65 m	AZ18/PZC18 Lengte: 5,8 m OK: NAP +14,70 m BK: NAP +20,50 m	nvt	Hoogte: NAP +20,0 m Hoek: 40/45 graden Lengte: 16,5 m Lengte grout: 5,4 m	nvt
HK4B	+21,65 m	AZ18 Lengte: 6,0 m OK: NAP +14,1 m BK: NAP +20,1 m	Corus 1N Lengte: 6,3 m OK: NAP +12 m BK: NAP +18,3 m	nvt	nvt
HK4C	+21,65 m	PZC18 Lengte: 7,30 m OK: NAP +14,0 m BK: NAP +21,3 m	Gedeelte: PZC18 Lengte: 4,50 m OK: NAP +13,0 m BK: NAP +17,5 m Gedeelte onbekend	nvt	nvt

DIJKVAK	BK DEKSLOOF [M NAP]	DAMWAND WATERKERING	DAMWAND BESCHOEIING	VERANKERING	L-WAND
HK4D	+21,65 m	PZC18 Lengte: 7,30 m OK: NAP +14,0 m BK: NAP +21,3 m	Ingeschat: PZC18 Lengte: 6,50 m OK: NAP +11,0 m Bovenzijde: NAP +17,5 m	Ingeschat: Hoogte: NAP +17 m Hoek: onbekend Lengte: onbekend Lengte grout: onbekend	nvt
HK4E1	+21,65 m	PZC18 Lengte: 7,30 m OK: NAP +14,0 m BK: NAP +21,3 m	Onbekend	nvt	nvt
HK4E2	+21,80 m	PZC18 Lengte: 2,90 m OK: NAP +16,25 m BK: NAP +19,15 m	nvt	nvt	Ja
GK5	Groene waterkering				
HK5A	+21,65 m	Larssen LX20 Lengte: 6,0 m OK: NAP +13,85 m BK: NAP +19,85 m	Onbekend	nvt	nvt
HK5B	+21,65 m	Larssen 605 Lengte: 9,95 m OK: NAP +9,90 m BK: NAP +19,85 m	nvt	Dywidag Ø36 FeP 1030 Hoogte: NAP +19,0/+18,60 m Hoek: 45 graden Lengte: 19,5 m Lengte grout: 6,5 m	nvt

12 NWO'S: KABELS EN LEIDINGEN

In het projectgebied bevinden zich verschillende kabels en leidingen. In een knelpuntenanalyse zijn deze geïdentificeerd en gecategoriseerd naar prioriteit [25]. Aan de noord- en zuidzijde van het projectgebied zijn er mogelijke conflicten met de aanleg van de nieuwe waterkering. Voor het overige gedeelte komen de kabels en leidingen te vervallen en zijn deze conflicten er niet meer.

Voor de noordzijde zal een middenspanning electrakabel (cyaan) verplaatst moeten worden ten behoeve van de groene kering. Ter plaatse van de coupure zal een laagspanning electrakabel (paars) en datakabel (groen) verplaatst moeten worden, Figuur 12-1. Deze verleggingen worden door de gemeente Roermond geregeld voorafgaand aan de dijkversterking.



Figuur 12-1: Noordzijde projectgebied conflict kabels en leidingen

Aan de zuidzijde van het projectgebied bevinden zich in de berm van de rijbaan meerdere kabels en leidingen bij de aansluiting op de naastgelegen kering en de Voorstad St. Jacob. Het ontwerp wordt hier zodanig ingepast op het terrein van het Maaseiland zodat er geen kabels en leidingen verlegd hoeven te worden.

NB: in een eerdere fase van het project was er nog sprake van het ophogen van de weg Voorstad St. Jacob en het verleggen van de kabels en leidingen op deze aansluiting. Bij het afronden van het referentieontwerp, definitief projectbesluit en het aanbestedingsdossier is besloten de aanpassingen aan de weg, afrit naar scoutingclub en de verlegging van de kabels en leidingen buiten de scope van dijkversterking Roerdelta te laten. Deze worden bij de dijkversterking van het resterende deel van normtraject 76-1 (kering langs Roeroverlaat) meegenomen.

In het overige gedeelte bevinden zich afwateringsriolen van het waterschap (paars) die het overtollige water door de huidige waterkering afvoeren naar de Maas, Figuur 12-2. Deze zullen waar nodig gelijktijdig met de huidige waterkering worden verwijderd. Deze vormen geen conflict met de aanleg van de nieuwe kering.



Figuur 12-2: Afwateringriolen in oranje door huidige waterkering

Zowel nieuwe leidingen als leidingen die blijven liggen dienen getoetst te worden aan de NEN 3650-3651 op basis van het nieuwe ontwerp.

13 INBRENGBAARHEID DAMWANDEN

13.1 INLEIDING

Uit het grondonderzoek in het projectgebied blijkt dat er een grindlaag aanwezig is met zeer hoge conuswaarden (30 MPa en hoger). In de TUN [27] is in eerste instantie gekeken naar de grafieken voor schadevrij inbrengen uit de CUR 166 [15]. De grafieken hierin tonen echter niet dergelijke sonderingen met zulke hoge sondeerwaarden. Om die reden is verder onderzoek gedaan naar de inbrengbaarheid, hierbij is een damwandproef gevonden die is uitgevoerd voor de A73 bij Swalmen. Hier wordt kort ingegaan op de resultaten en wordt geconcludeerd of de inbrengbaarheid voor het voorliggende ontwerp een risico betreft of niet. Verder is het goed om te benoemen dat er vanuit een bron binnen het Waterschap Limburg is aangegeven dat (een deel van) de damwanden in het projectgebied destijds (realisatie ca. 1997) zijn uitgevoerd in een (cement)bentonietsleuf.

13.2 DAMWANDPROEF A73 RESULTATEN

Er zijn voor deze proef meerdere damwanden ingebracht op verschillende manieren. Zie onderstaand figuur voor het overzicht van de proef met betrekking tot de damwandplanken.

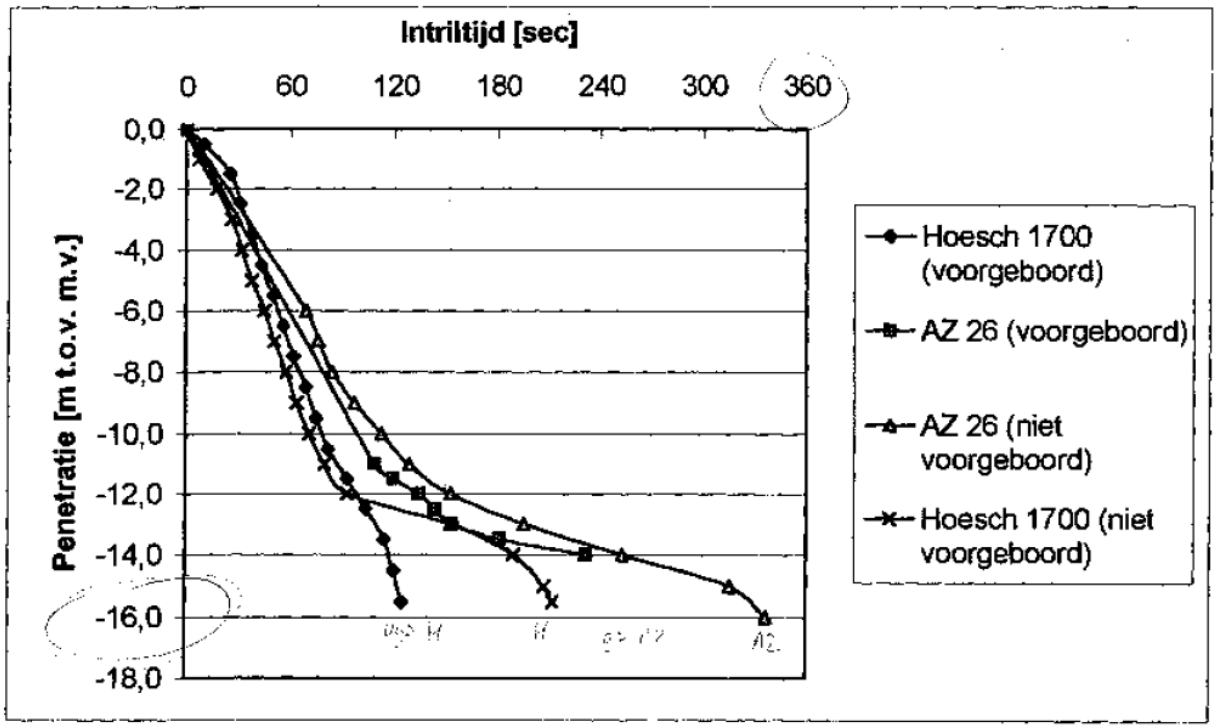
plank nr.	Type Plank	Voormalig Plank nr.*	lengte [m]	Aantal voor-boringen	Wijze van Voorboren	Methode Inbrengen	type blok	Slotverklikkers type	Slotverklikkers aantal
1	AZ26	-	17.0	3	Gewoeld	Heien	S-70	VSF	1
2	AZ26	-	17.0	3	Gewoeld	Heien	S-70	VSF	1
3	AZ26	-	17.0	2	Gewoeld	Heien	S-70	VSF	1
4	AZ26	-	17.0	2	Gewoeld	Heien	S-70	-	
5	L605/L35	-	17.0	2	1 gewoeld 1 gevuld	Trillen	1412 V	VSF	2
6	AZ26	-	17.0	1	Gevuld	Heien	S-70	-	
7	AZ26	-	17.0	0	-	Heien	S-70	VSF	1
8	AZ26	-	17.0	0	-	Heien	S-70	VSF	1
9	AZ26	-	17.0	0	-	Heien	S-70	VSF	1
10	Hoesch 1700	-	15.0	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
11	Hoesch 1700	-	15.0	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
12	Hoesch 1700	-	16.5	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
13	Hoesch 1700	-	17.5	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
14	AZ26	4	17.0	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
15	AZ26	3	17.0	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	VSF	1
16	AZ26	6	14.6	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	-	
17	AZ26	8	17.0	2	Gevuld	Trillen	2330 VM	VSF	1
18	AZ26	8 en 17	17.0	0	-	Trillen	2330 VM	Pen	1
19	AZ26	4 en 14	17.0	0	-	Trillen	2330 VM	Pen	1
20	Hoesch 1700	10	15.0	0	-	Trillen	2330 VM	-	
21	Hoesch 1700	11	15.0	0	-	Trillen	2330 VM	Pen	1
22	Hoesch 1700	12	16.5	0	-	Trillen	2330 VM	Pen	1

Tabel 3.2: Gegevens damplanken.

Figuur 13-1 Overzicht proef damwandplanken A73 Swalmen [54]

Alle damplanken zijn met een hoogfrequent trilblok (Dieseko 2330 VM) ingetrild (behalve nummer 5, welke met ene laagfrequent blok ICE 1412 V is aangebracht).

Belangrijk resultaat uit de proef is onderstaande figuur. Hierin is duidelijk te zien dat de damwand tot een niveau van -12 m NAP relatief geleidelijk de grond ingebracht is. Pas op grotere dieptes wordt het trillen moeilijker.

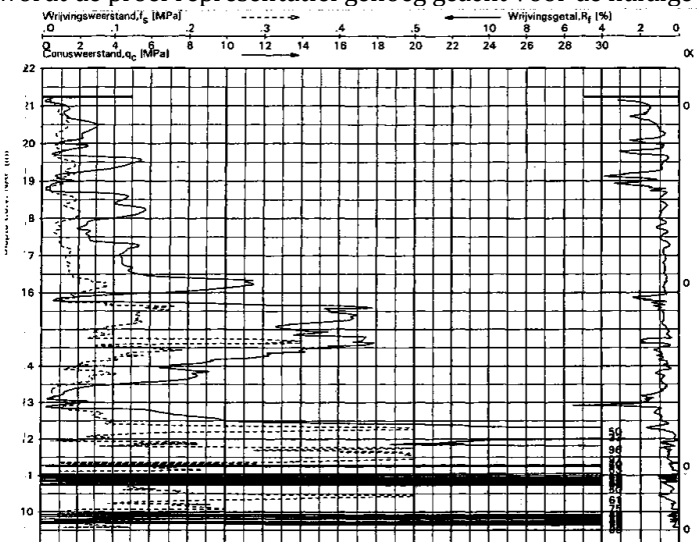


Figuur 5.8: Intriltijd uitgezet tegen de penetratie.

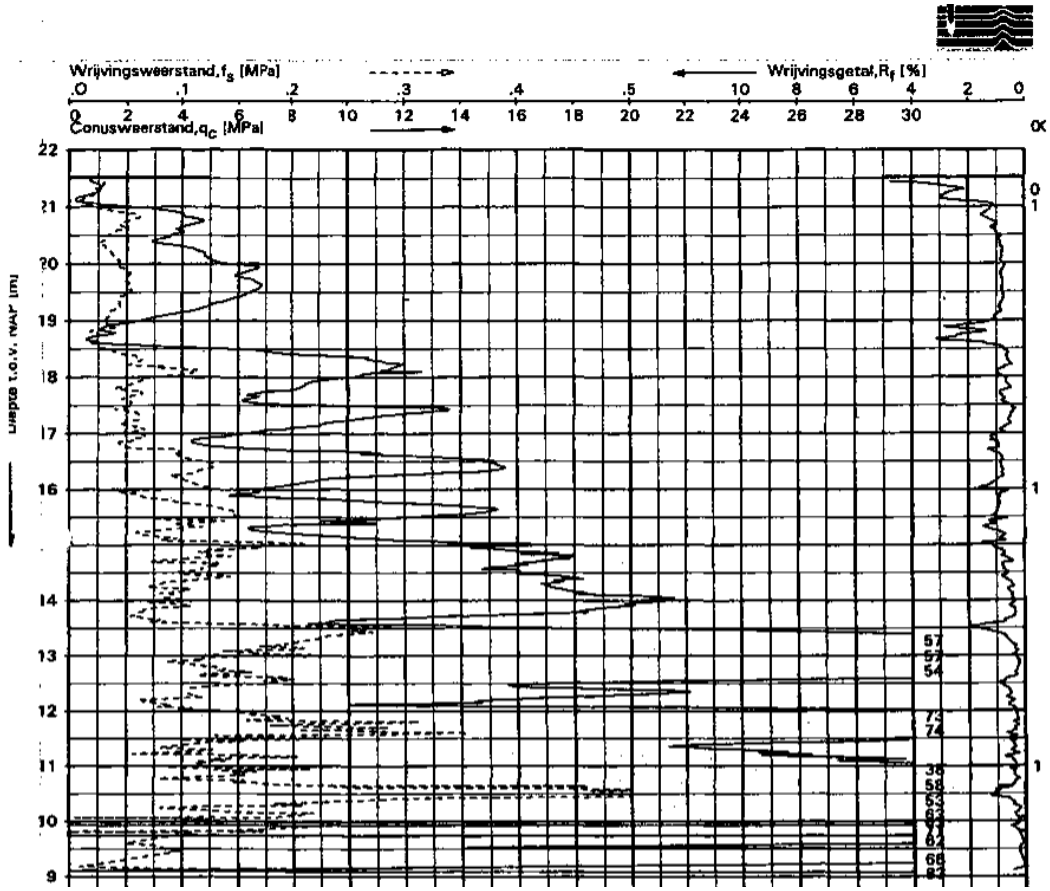
Figuur 13-2 Intrilingtijd vs. diepte [54]

13.3 GRONDONDERZOEK PROEF VS. PROJECT

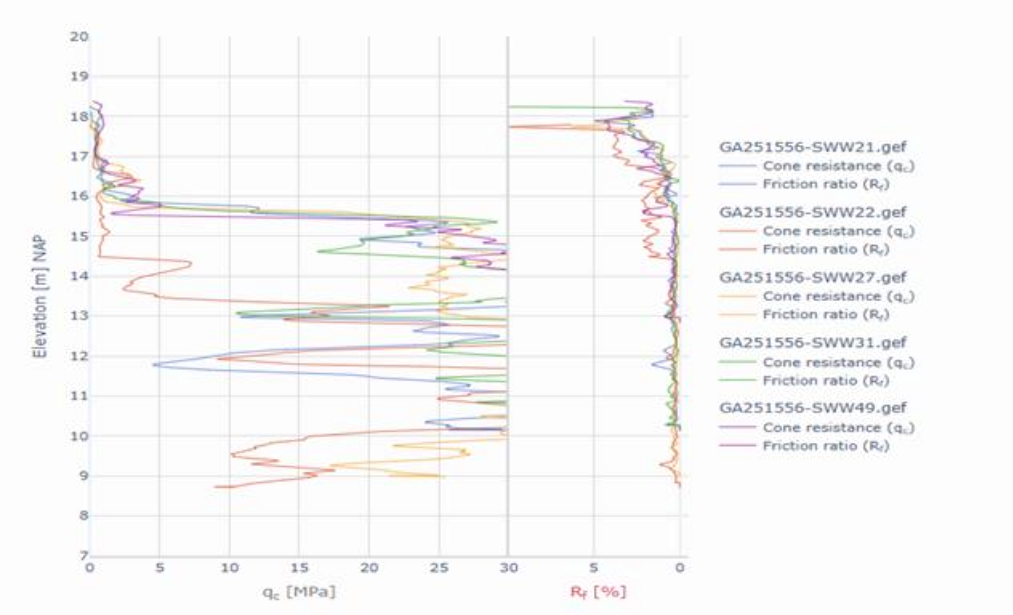
Op basis van de sonderingen welke zijn gerapporteerd in [54] kan worden gesteld dat de harde grindlaag bij de proeflocatie vergelijkbaar of zelfs “harder” is dan in het projectgebied van voorliggend ontwerp. Om die reden wordt de proef representatief genoeg geacht voor de huidige fase.



Figuur 13-3 Sondering t.p.v. proef A73 [54]



Figuur 13-4 Sondering t.p.v. proef A73 [54]



Figuur 13-5 Sonderingen projectgebied

13.4 CONCLUSIES PROEF

Uit de uitgebreide rapportage van de proef zijn een aantal belangrijke conclusies af te leiden welke ook voor het voorliggende ontwerp zijn overgenomen.

- Het heeft de voorkeur om de planken te trillen i.p.v. te heien in verband met schade, de getrilde planken vertoonde minder schade.
- Bij het trillen wordt aangeraden om minstens AZ24 type damwandplanken toe te passen
    - In de proef zijn zowel AZ26 als Hoesch planken ingebracht. Op basis hiervan is de inschatting in het referentieontwerp gemaakt dat AZ24 type damwandplanken inbrengbaar zijn. Het toepassen van lichtere profielen zou mogelijk ook kunnen, echter dient dit ook op de projectlocatie te worden aangetoond dat dit schadevrij kan worden gedaan.
- Voor het trillen wordt aangeraden om met een hoogfrequent trilblok te werken met een variabel moment, liefst vergelijkbaar met de proef.
- Bij het zetten van de damwand is het geleiden van de vibrator aan te bevelen.
- In de proef zijn ook obstakels vastgesteld, bij het stuiten op een obstakel gelden de volgende aanbevelingen:
    - Verzwaarde onderrand om het obstakel weg te duwen
    - H-profiel aanbrengen om het obstakel te verbrijzelen (voorheien)
    - Spiegelen damwandplank
- Het meenemen van een bentonietsleuf voor het aanbrengen van de damwanden wordt in de kostenraming van het referentieontwerp meegenomen voor 30% van de te installeren damwandplanken, om het risico van damwandplanken die niet op diepte komen of obstakels die niet kunnen worden verwijderd met de aangegeven oplossingen voldoende in te calculeren.

14 UITVOERINGSPLAN

In dit hoofdstuk wordt de uitvoering van dijkversterking Roerdelta op hoofdlijnen toegelicht. Hierbij is als uitgangspunt gehanteerd dat het projectgebied bouwrijp wordt gemaakt door RDOM en dat Gemeente Roermond de herinrichting van de jachthaven verzorgt. Daarnaast wordt voor de werkzaamheden en demarcatie ten behoeve van de te slopen waterkeringen verwezen naar Ontwerpnota sloop bestaande waterkering Roerdelta [30].

De fasering is hieronder op hoofdlijnen weergegeven en wordt in dit hoofdstuk nader toegelicht.

1. Herinrichting Jachthaven door Gemeente Roermond
2. Bouwrijp maken door RDOM
3. Werkzaamheden Steelhaven
4. Dijkversterking en realisatie coupure
5. Slopen bestaande waterkering
6. Woningbouw en inrichting van het openbaar park
7. Aansluiting zuidzijde

1. Herinrichting Jachthaven

De jachthaven wordt door Gemeente Roermond heringericht conform ref [56]. Hierbij geldt dat werkzaamheden aan de waterkant in principe buiten het vaarseizoen dienen plaats te vinden en dat steigers bereikbaar dienen te blijven. Deze werkzaamheden vinden voorafgaand aan de dijkversterking plaats.

2. Bouwrijp maken

RDOM is verantwoordelijk voor het bouwrijp maken van het gebied, conform tekening [57]. Deze werkzaamheden vinden voorafgaand aan de dijkversterking plaats.

3. Werkzaamheden Steelhaven

Nadat de herinrichting van de Jachthaven heeft plaatsgevonden en het projectgebied bouwrijp is gemaakt door de projectontwikkelaar, wordt het projectgebied overgedragen aan de aannemer van de dijkversterking. Aangenomen wordt dat wordt begonnen bij de Steelhaven. Het vervuilde slib op de bodem van de Steelhaven wordt verwijderd en verwerkt zoals beschreven in het Raamsaneringsplan [55]. Het verwijderde slib dient in depot te drogen. Alvorens het dijklichaam bij de Steelhaven kan worden aangebracht, dient de kopse damwand te worden aangebracht (zie Figuur 6-9) en vervolgens kan de demping van de Steelhaven plaatsvinden. Door te beginnen met de werkzaamheden bij de Steelhaven, kan vervolgens het aanbrengen van het dijklichaam zo veel mogelijk in een fase voor het gehele projectgebied plaatsvinden.

Het aanbrengen van de damwand bij de Steelhaven kan gebeuren met een demping van de Steelhaven tot boven waterstand tot NAP +17,0 m. Vervolgens kunnen de groutankers op NAP +17,1 m worden aangebracht. Hierna kan verder worden aangevuld tot bovenzijde damwand onder oplopend talud van 1:3 naar maaiveldniveau van NAP +19,0 m (zie Figuur 6-7). De damwand betreft profiel AZ24-700 en heeft een lengte van 6,8 m met onderzijde op NAP +11,0 m. Voor verdere informatie over de damwand en de groutankers wordt verwezen naar paragraaf 6.1.4. Voor de demping van de Steelhaven is in de zettingsberekeningen uitgegaan van ophoogslagen van 1 m per 14 dagen. Uitgegaan is van 5 ophoogslagen tot ongeveer het nieuwe maaiveldniveau voor het aanbrengen van het dijksmateriaal. Voor het zand ten behoeve van de demping van de Steelhaven is een volumegewicht van 18,0/19,0 kN/m^3 aangehouden (zie paragraaf 8.2.2).

4. Dijkversterking en realisatie coupure

In deze fase wordt het terrein bij de overgang tussen dijkvak 1A en 2A opgehoogd, de groene kering gerealiseerd, de langsconstructies aangebracht en de coupure gerealiseerd. Voor de dijkvakindeling met de verschillende typen keringen wordt verwezen naar hoofdstuk 2.

Het huidige binnendijkse maaiveldniveau ter plaatse van de overgang tussen dijkvak 1A en 2A is lokaal wat lager dan het omliggende terrein. Dit gedeelte dient te worden opgehoogd tot hetzelfde niveau als het omliggende terrein op circa NAP +21,0 m (zie Figuur 15-1).

Op de locaties waar een langsconstructie wordt gerealiseerd, is aangenomen dat aan beide zijden van de langsconstructies grond wordt aangebracht en daarna de langsconstructies worden gerealiseerd (zie Figuur 6-12). Vervolgens dient de grond binnendijks van de langsconstructies nog te worden verwijderd. Daarnaast zijn ook gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd, waarbij het dijklichaam tot ongeveer halverwege de ontwerphoogte van de kruin vanaf het bestaande maaiveldniveau wordt aangebracht (zie Figuur 6-31). Vervolgens is in de gevoeligheidsberekeningen aangenomen dat de langsconstructie wordt aangebracht en daarna de grond binnendijks wordt verwijderd en het dijklichaam volledig wordt gerealiseerd door gebruik te maken van de grond die binnendijks wordt verwijderd (zie Figuur 6-32). Er zijn geen significante verschillen in de resultaten met beide beschouwde faseringen. Hierdoor kunnen de langsconstructies met een gesloten grondbalans worden uitgevoerd, waarbij de langsconstructie wordt gerealiseerd wanneer het dijklichaam tot ongeveer halverwege de ontwerphoogte van de kruin vanaf het bestaande maaiveldniveau wordt aangebracht. De definitieve fasering van de langsconstructie dient in de volgende fase door de aannemer te worden vastgesteld. Voor een overzicht van de langsconstructies wordt verwezen naar paragraaf 6.2.8. Verder wordt voor de inbrengbaarheid van de damwanden verwezen naar hoofdstuk 13.

Voor de flexibele coupure geldt dat een deel van de verankering van de bestaande kademuur dient te worden verwijderd ten behoeve van de realisatie van de kademuur (zie paragraaf 9.2). Uit een berekening blijkt dat de stabiliteit van de kademuur erg gevoelig is voor de aanwezigheid van de verankering. Hierom is voor de tijdelijke situatie tussen het verwijderen van de verankering en de realisatie van de flexibele coupure een oplossing benodigd voor de stabiliteit van de kademuur. Dit geldt tevens ook voor de eindsituatie, waarvoor bijvoorbeeld legankers zouden kunnen worden toegepast tussen de kademuur en de constructie van de coupure. Voor de tijdelijke situatie is een mogelijke oplossing om een lokale ontlastsleuf toe te passen in combinatie met een berm aan de voorzijde van de kademuur. In de volgende fase dient de stabiliteit omtrent de flexibele coupure nader te worden onderzocht.

5. Slopen bestaande waterkering

Nadat de dijkversterking is afgerond, kan worden gestart met het slopen van de bestaande waterkering. Echter gelden hierop enkele uitzonderingen, omdat op sommige locaties de dijkversterking niet kan worden gerealiseerd alvorens werkzaamheden omtrent de huidige waterkering plaats vinden. Voor de werkzaamheden die benodigd zijn voor de te slopen waterkeringen, wordt verwezen naar Ontwerpnota sloop bestaande waterkering Roerdelta [30]. Hierin is ook een verdeling gemaakt tussen sloopwerkzaamheden die binnen dijkversterking Roerdelta worden uitgevoerd en een deel van de sloopwerkzaamheden waarvoor WL financiering regelt, zodat RDOM dit kan uitvoeren gelijktijdig met het grondverzet buiten dijks van de verholen kering ten behoeven van de aanleg van het openbaar park.

Op locaties waar een deel van de bestaande waterkering eerst gesloopt moet worden voordat de nieuwe waterkering gerealiseerd kan worden, zal de aannemer eventuele tijdelijke maatregelen moeten treffen om de waterveiligheid tijdens de realisatiefase te waarborgen. Mogelijk kan dit ook met een goed noodplan met beheersmaatregelen als er hoogwater optreedt tijdens de realisatiefase worden ondervangen.

6. Woningbouw en inrichting van het openbaar park

Na de realisatie van de dijkversterking wordt het bouwterrein opgeleverd en weer overgedragen aan de projectontwikkelaar. In een zettingsanalyse in deze ontwerpnota is beschouwd met welke restzettingen na de

dijkversterking nog rekening dient te worden gehouden alvorens met de realisatie van de woningbouw en inrichting van het openbaar park kan worden gestart. Zie hoofdstuk 8 voor meer informatie omtrent de zettingen.

De verantwoordelijkheid voor de uitvoering van het grondwerk ten behoeve van het aanbrengen van de bebouwing, het realiseren van de bebouwing, aanbrengen leeflaag en inrichting van het openbaar park ligt bij RDOM.

7. Aansluiting zuidzijde

De aansluitende weg Voorstad St. Jacob dient opgehoogd te worden, zodat deze dezelfde hoogte krijgt als de verholen waterkering in dijkvak 1A. Hierdoor moeten ook de aansluitende infrastructuur mee aangepast worden, zoals toegelicht in hoofdstuk 10. Op deze locatie is sprake van een groot aantal kabels en leidingen in de berm van de weg en ligt de ontsluiting van de waterscouting. Ook de aansluitende dijk van normtraject 76-1 (langs de Roeroverlaat) sluit hier aan op de weg Voorstad St. Jacob. RDOM en WL hebben een gezamenlijke verantwoordelijkheid voor deze locatie, omdat ophoging hier zowel nodig is voor de dijkversterking van normtraject 76-1 als voor de ontsluiting van het openbaar park vanaf de weg Voorstad St. Jacob.
De aanpassingen aan deze aansluiting aan de zuidzijde op het zuidelijke deel van normtraject 76-1 wordt opgepakt met de dijkversterking van het zuidelijke deel van normtraject 76-1 dat geen onderdeel uitmaakt van dijkversterking Roerdelta (zie Figuur 1-2 voor een overzichtskaart van dijktraject 76-1 Roermond en dijktraject Roerdelta). De verwachting is dat deze volgende dijkversterking in tijd ongeveer zal samenvallen met het moment dat RDOM dit deelgebied gaat realiseren.

15 CONCLUSIE EN AANBEVELINGEN

15.1 ONTWERP

15.1.1 DAMWANDEN

Het voorliggende ontwerp beschouwt het dijktraject Roerdelta, het traject is hierbij opgedeeld in verschillende dijkvakken. Zoals hieronder weergegeven. In Tabel 15-1 zijn ook de langsconstructies weergegeven.

Tabel 15-1: Overzicht langsconstructies per dijkvak

DIJKVAK	TYPE KERING	VAN METRERING [M]	TOT METRERING [M]	LENGTE [M]	PIPING MAATREGEL	STABILITEIT MAATREGEL	TYPE SCHERM	PPN [M NAP]
1A	Groene kering	0	250	250	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
2A	Langsconstructie	250	355	105	Pipingscherm	Langsconstructie	AZ24-700	+11,5
2B	Groene kering[4]	355	410	55	Pipingscherm[1]	Langsconstructie[2]	AZ24-700[3]	+11
2C	Langsconstructie	410	470	60	Pipingscherm[1]	Langsconstructie	AZ24-700	+11,5
3A	Langsconstructie	470	680	210	Pipingscherm[1]	Langsconstructie	AZ24-700	+11,5
3B	Langsconstructie	680	715	35	Pipingscherm[1]	Langsconstructie	AZ24-700	+10,5
3C	Langsconstructie	715	870	155	Pipingscherm[1]	Langsconstructie	AZ24-700	+11
3D	Coupure	870	905	35	Pipingscherm[1]	Langsconstructie	AZ24-700	+12

[1] De langsconstructie is ook benut als pipingscherm en voldoet.
[2] Voor het dempen van de Steelhaven wordt ook een langsconstructie geplaatst (kade buitendijkse zijde) die tevens een functie als pipingscherm heeft.
[3] Dit betreft een verankerde damwand.
[4] Inclusief demping Steelhaven.

In de fasering van de damwandberekeningen is rekening gehouden met het verwijderen van tijdelijk aangebrachte grond binnendijks tegen de damwand na de installatie van de damwand. Er is op basis van het huidige ontwerp dus geen noodzaak tot een tijdelijk grondtalud als stabiliserende maatregel binnendijks voor de tijdelijke situatie voordat de woningbouw is gerealiseerd.

15.1.2 VERANKERING

Zoals benoemd is bij het dempen van de Steelhaven (dijkvak 2B) een verankerde damwand nodig. De verankering betreft:

H.o.h. afstand groutankers:	2,8 m
Groutankers:	Ø70,0x17,5 mm
Ankerhoek	30 graden met horizontaal
Lengte groutankers:	13 m
Lengte groutlichaam:	4 m

15.1.3 DEMPEN STEELHAVEN

Om aan de restzettingseis te voldoen zijn verschillende scenario's onderzocht die verschillen in bodemopbouw. De ongunstigste scenario's laten zien dat er na een periode van ongeveer 100 dagen kan worden voldaan aan de restzettingseis van 0,1 m.

15.1.4 COUPURE

Ter plaatse van Dijkvak 3D wordt een coupure gerealiseerd. Dit vanwege de begaanbaarheid van het terrein en de aansluiting op het bestaande wegennet. Het ontwerp van de coupure zal aansluiten op de damwandconstructie (pipingscherm). De bovenbouw hiervan dient in de volgende fase verder te werken uitgewerkt. Om clashes met de bestaande verankering te voorkomen (voor het inbrengen van de damwanden) dient de verankering deels te worden verwijderd. Er dienen maatregelen te worden genomen om de kademuur stabiel te krijgen in de tijdelijke fase door middel van een ontlastsleuf aan de achterzijde en een berm aan de voorzijde van de kade.

15.1.5 NIET-WATERKERENDE OBJECTEN (NWO'S)

Er bevinden zich wat kabels en leidingen aan de noord- en zuidzijde van het project, deze raakvlakken dienen te worden meegenomen in het ontwerp. In het projectgebied zelf wordt het hele gebied bouwrijp gemaakt waarbij geen raakvlakken zijn met NWO's.

15.1.6 INBRENGBAARHEID DAMWANDEN

Op basis van een proef m.b.t. inbrengbaarheid bij de A73 zijn de volgende conclusies getrokken voor de inbrengbaarheid van de damwanden.

- Het heeft de voorkeur om de planken te trillen i.p.v. te heien in verband met schade, de getrilde planken vertoonde minder schade.
- Bij het trillen wordt aangeraden om minstens AZ24 type damwandplanken toe te passen.
- Specifieke eisen aan het blok en de uitvoeringswijze, zie paragraaf 13.4.
- Maatregelen bij tegenkomen van obstakels, zie paragraaf 13.4.
- Het meenemen van een bentonietsleuf voor het aanbrengen van de damwanden wordt in de kostenraming van het referentieontwerp meegenomen voor 30% van de te installeren damwandplanken, om het risico van damwandplanken die niet op diepte komen of obstakels die niet kunnen worden verwijderd met de aangegeven oplossingen voldoende in te calculeren.

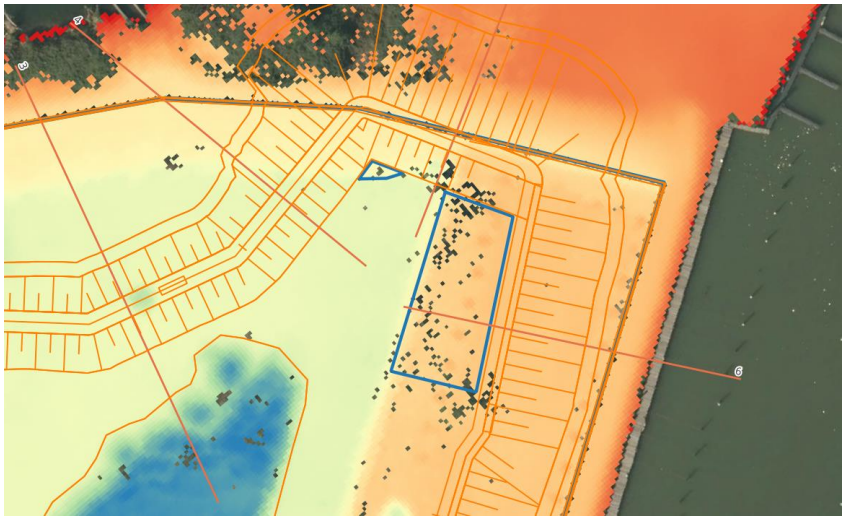
15.2 WIJZIGINGEN TOV VERGUNNINGEN ONTWERP

Algemeen:

- De damwanden van de langsconstructies dienen tot een dieper niveau te worden doorgezet in vergelijking met het vergunningenontwerp.
- Het ontwerp is nu onderbouwd met berekeningen, hiermee zijn de dimensies van de benodigde constructies bepaald.
- Er is nauwkeuriger gekeken naar de bestaande constructies en de raakvlakken hiermee.
- De aansluiting van de dijk op de Voorstad St. Jacob (dijkvak 1A) is aangepast, zodat de weg en de objecten eromheen (bomen, K+L, etc.) niet binnen dijkversterking Roerdelta worden aangepast (de verholen kering wordt op het terrein van het Maaseiland afgewerkt)

Dijkvak 1A

Het binnendijkse maaiveld ter plaatse van de overgang tussen dijkvak 1A en 2A is momenteel lokaal wat lager en dient ten behoeve van STPH en GABI voor dijkvak 1A, over een afstand van 25 m vanuit de binnenteen, direct te worden opgehoogd tot ongeveer NAP +21,0 m zoals het omliggende terrein, zie Figuur 15-1.



Figuur 15-1: Lokale ophoging binnendijks maaiveld tot NAP +21,0 m (blauw kader)

Dijkvak 2B

Voor STPH is voor dijkvak 2B een aanvullende pipingmaatregel nodig. Het heeft de voorkeur om de kade met een kleilaag van minimaal 1 m te verbinden met de waterkering. Om in de tijdelijke situatie voor GABI te voldoen bij dijkvak 2B is een directe maaiveldverhoging tot NAP +21 m benodigd. In de grondbalans lijkt hiervoor een goede mogelijkheid door (een gedeelte van) de af te graven bestaande groene dijk hier tijdelijk in depot te brengen. Een alternatieve oplossing om te voldoen aan GABI is om voor de tijdelijke situatie een binnentaludbekleding te ontwerpen.

Verder geldt dat er nu ook gerekend is aan de benodigde damwand bij het dempen van de Steelhaven. Het benodigde damwandprofiel is bepaald en er is vastgesteld dat een verankering noodzakelijk is.

Dijkvak 3B

Dijkvak 3B heeft een beperkte lengte van 35 m en is van een groene kering aangepast naar langsconstructie om te kunnen voldoen aan de faalmechanismen piping en GABI.

Dijkvak 3D
Voor de coupure is onderzocht wat er nodig is om de constructie aan te brengen, er is gebleken dat de bestaande constructies deels in de weg staan. Om de damwand onder de coupure aan te brengen dienen er ankers te worden verwijderd en moeten er tijdelijke maatregelen worden genomen voor de stabiliteit van de kademuur.

15.3 AANDACHTSPUNTEN

Dijkvak 2B
Het dempen van de Steelhaven is nu doorgerend in D-Sheet piling, waarbij het benodigde damwandprofiel en de verankering is bepaald bij een horizontale havenbodem. Mogelijk zit er nog ruimte in het optimaliseren van de constructie door een talud aan de voorzijde van de damwand mee te nemen als dit is in te passen in combinatie met de functie van de haven.

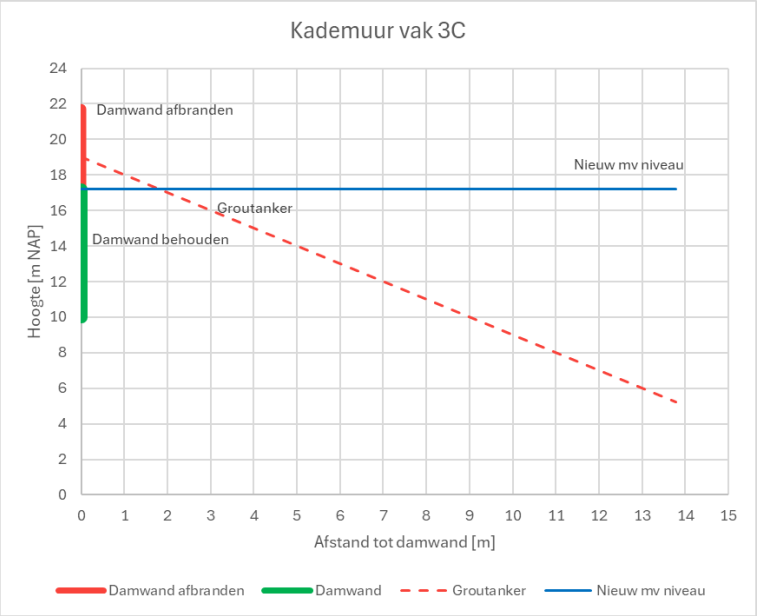
Dijkvak 3B
Er is hier nu bewust, vanwege de korte lengte van de strekking van 35 meter, gekozen om de langsconstructie door te zetten als maatregel voor GABI en piping. Rekentechnisch kan het wellicht nog wel worden onderbouwd om de langsconstructie hier te laten vervallen en een maatregel in grond te treffen.

Eisen aan nieuw materiaal dijklichaam
In het ontwerp is nu uitgegaan van bepaalde sterkteparameters en volumieke gewichten. Het toepassen van een materiaal met andere parameters heeft impact op het ontwerp en behoeft dus de aandacht.

Damwanden
De gekozen damwandprofielen zijn nu met name gekozen met het oog op inbrengbaarheid. Het beproeven van de inbrengbaarheid kan resulteren in een optimalisatie van de damwandprofielen.

Tijdelijke maatregelen coupure
Voor het kunnen plaatsen van de coupure dient de verankering te worden verwijderd. Dit heeft impact op de stabiliteit van de huidige kadeconstructie. Om deze stabiel te houden in de tijdelijke situatie zijn er ter plaatse van de coupure maatregelen nodig. Indicatieve berekeningen laten zien dat een ontlastsleuf en berm een mogelijke oplossing zijn.

Raakvlak slopen en handhaven waterkering
In het beoogde ontwerp zijn er voorstellen gedaan om het maaiveld te verlagen en een deel van de bestaande damwanden af te branden. Op sommige locaties zijn deze damwanden verankerd en zit de verankering boven het afbrandniveau (zie Figuur 15-2). Dit heeft impact op de stabiliteit en dient te worden uitgezocht.



Figuur 15-2: Schets nieuwe maaiveldniveaus en afbranden bestaande damwand + verankering

Zakkende grond op ankers bij dempen Steelhaven
Het dempen van de Steelhaven en het aanbrengen van de verankering in de damwand zal mogelijk resulteren in zakkende grond op de ankers. Dit effect is nu niet meegenomen. In de vervolgfase dient dit te worden uitgezocht, een mogelijke oplossing om dit effect te mitigeren is het verwijderen van de samendrukbare laag over de eerste meters bij de damwand.

Aansluiting bestaande kade en kering
Aan beide uiteinden van het beschouwde projectgebied moet worden aangesloten op een bestaande waterkering. Dit betreft een harde constructie aan de noordzijde en een bestaande groene kering aan de zuidzijde. De details over deze aansluiting en de raakvlakken die hiermee gemoeid zijn dienen in de vervolgfase uitgezocht te worden.

Grondonderzoek
Gedurende het schrijven van voorliggend document wordt nog grondonderzoek uitgevoerd (sonderingen, boringen en labonderzoek). In de vervolgfase dient te worden geverifieerd of de aangenomen grondparameters en laagopbouw nog dient te worden geüpdatet. De verwachting is dat dit niet tot nieuwe inzichten zal leiden gezien de conservatieve aannames die zijn gedaan.

Waterveiligheid tijdens uitvoering
Voor de realisatie van de nieuwe waterkering dient de oude waterkering grotendeels gesloopt te worden. De mogelijkheid bestaat hierbij dat er (tijdelijke) maatregelen genomen dienen te worden om de waterveiligheid in die periode volledig te kunnen waarborgen.

16 REFERENTIES

16.1 NORMEN, RICHTLIJNEN, HANDREIKINGEN, ETC.

[1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, OI2014v4, februari 2017.
[2] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III – Sterkte en veiligheid, Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016.
[3] Schematiseringshandleiding Piping v4.0, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, mei 2021.
[4] Schematiseringshandleiding Piping bij kunstwerken 3.0, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, mei 2021.
[5] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit v4.0, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, mei 2021.
[6] Schematiseringshandleiding Grasbekleding v6.0, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 31 maart 2022.
[7] Technisch rapport zandmeevoerende wellen, TAW99-26, 20 april 1999.
[8] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004.
[9] POVM Langsconstructies, maart 2020.
[10] POVM Eindige-elementenmethode, maart 2020.
[11] NEN6766:2023 nl februari 2023.
[12] NEN-EN 1993-5+C1:2007/NB:2011
[13] PLAXIS 2D 2024.2 – Material Models Manual 2D, 7 mei 2024.
[14] POVM Kennisdocument Modellering Restprofiel, versie 0.5, december 2020.
[15] CUR166 Damwandconstructies, 6e druk, juli 2012.
[16] Publicatie Heaveschermen, HWBP-De Innovatieversneller | Piping, versie 1.1, 6-8-2025.
[17] Modellering Restprofiel, POV Macrostabiliteit, versie 0.5, december 2020.

16.2 INTERNE DOCUMENTEN PLANUITWERKINGSFASE ROERDELTA

[18] Roerdelta-D-009 Nota langsconstructies nulvariant v2, WSP Kragten, 3 januari 2024.
[19] Roerdelta-D-039-Plan geotechnisch onderzoek v3, WSP-Kragten, 25 september 2025.
[20] Roerdelta-D-038-Faalkansanalyse flexibele coupure De Ster-v3, WSP-Kragten, 18 april 2025.
[21] Roerdelta-T-013-Situatie VO ontwerploop 1 rev3, WSP Kragten, 6 oktober 2025.
[22] Roerdelta-T-014-Dwarsprofielen VO ontwerploop 1 rev3, WSP Kragten, 6 oktober 2025.
[23] A040-20250623-Coupure Roerdelta_studie – Inpassing Coupure Roerdelta, powerpoint presentatie 23 juni 2025.
[24] Roerdelta-D-032-Quickscan geohydrologie v3, WSP Kragten, 8-4-2025.
[25] Roerdelta-D-048-Knelpuntenanalyse kabels en leidingen PU fase, 09-01-2026.
[26] Roerdelta-D-008-Nota Scope en uitgangspunten, Verkenning dijkversterking Roerdelta, v2, 18 september 2023.
[27] Roerdelta-D-045-Technische Uitgangspuntennota Planuitwerking dijkversterking Roerdelta, v3, 28 mei 2026.
[28] Roerdelta-D-046-Variantenstudie dempen Steelhaven, v1, 14 oktober 2025.
[29] Roerdelta-T-019-Situatietekening Referentieontwerp, v1, 15 mei 2026.
[30] Roerdelta-T-055-Ontwerpnota sloop bestaande waterkering Roerdelta, v1.0, 27 mei 2026

16.3 BESCHIKBAAR GRONDONDERZOEK

[31] Bodem- en waterbodemonderzoek, Roerdelta fase 2 en 3, NL25-648800269-133284, Sweco, versie D2, 8-5-2025.
[32] Dinoloket – REGIS II v2.2.1 en GeoTOP v1.5, https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen/kaart.
[33] Grondonderzoek te Roermond en Maastricht, 02P014433-RG-01, Inpijn Blokpoel, 13 maart 2020.
[34] Grondonderzoek Geonius, januari/februari 2026.

16.4 WATERSCHAP LIMBURG GERELATEERDE ONTWERP- EN UITGANGSPUNTENDOCUMENTEN

[35] IO.PROG.29.002 – Nota van uitgangspunten ontwerp – Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei v1.0, Witteveen+Bos en Arcadis, 24 November 2020.
[36] Roerdelta- D-014 Nota Aanscherping Veiligheidsopgave Verkenning Dijkversterking Roerdelta, WSP en Kragten, 3 januari 2024.
[37] WLDOC-455785749-997 – Nota Voorkeursalternatief dijkversterking Roerdelta, Roermond, Eindrapportage verkenningsfase, WSP en Kragten ism Waterschap Limburg, 26 juni 2024.
[38] Nota scope en uitgangspunten – Verkenning dijkversterking Roerdelta, v2.0, WAB024254, Roerdelta-D-008, WSP, 18 september 2023.
[39] Logboek Beoordeling Dijktraject 76-1 Roermond, Stabiliteit piping en heave (STPH), 2018-Z16662, v3, 22 april 2020.
[40] CB.34.004 Interpretatie verdiepend geotechnisch onderzoek Nieuw-Bergen, Steyl, Belfeld, Beesel, Buggenum, Roermond en Heel, Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei v1.0-1, Witteveen+Bos en Arcadis, 2-2-2021.
[41] Uitvoeringstekening: Aanleg Maaskade, keermuren en afsluitkunstwerken Roermond centrum, situatie en profielen coupure hijsbaan Driessen, 632-51807-1, december 1996.
[42] Revisietekening: Verankering Maaskade te Roermond, G2684, NGT, 23-04-1997.
[43] Revisietekening: Aanleg maaskade, keermuren en afsluitkunstwerken Roermond centrum, Driessen - Terre armee, W612, betonplaat op 18,20+, Heidemij advies, juli 1997.
[44] Uitvoeringstekening Aanleg Maaskade, keermuren en afsluitkunstwerken Roermond Centrum, Keerwanden trace C, plattegrond en aanzicht, Heidemij advies, W500, 40062, maart 1997.
[45] Uitvoeringstekening Aanleg Maaskade, keermuren en afsluitkunstwerken Roermond Centrum, Keerwanden trace C, doorsneden, Heidemij advies, W501, 40062, maart 1997.
[46] Uitvoeringstekening Kadeverhoging Roermond, Situatie en dwarsprofielen Maasboulevard blad 01, combinatie GMB Oldenkamp, PDMW 2006-63377, 11-5-2006.
[47] Briefrapportage peilbuizen Roermond, ECG, 212-025-BR-01, 23 juni 2025.
[48] Versterking Maaskaden, Steelhaven, Roermond kadevak 50.770 4-7, revisie damwanden, LB 8176-3.F2-001, GMW en Oldenkamp, 28-4-2010.

16.5 OVERIGE

[49] Actueel Hoogtebestand Nederland – Hoogtegegevens versie 4.0 (AHN4) https://www.ahn.nl/hoogtegegevens, 2023.
[50] SHANSEP NGI-ADP Validatie cases, T. Navas / H.J. Lengkeek, versie 2.0, 1 maart 2017.
[51] HWBP-DIV Gebruikersplatform Macrostabiliteit, https://publicwiki.deltares.nl/spaces/HWBPMacro/pages/217120832/Eindige+Elementen+Methode, geraadpleegd op 19 december 2025.

[52] E-mail: ‘Re: Vraagje Roerdelta’, Rimmer Koopmans, 8 januari 2026.
[53] Falen door macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), KKP-webinar, Adviesteam dijkontwerp, 3 juni 2021.
[54] Damwand en combiwand proef Swalmen, 29-04-1998.
[55] Raamsaneringsplan Roerdelta fase 2, Sweco, versie D1.0, 20 maart 2026
[56] Q9673-002-SK02E, General arrangement RWV nautilus, Roermond marina proposed mooring layout (option B), Walcon, 11 mei 2026.
[57] Roerdelta fase II, opruimingstekening, Mansvelt, tekeningnummer 26.03801, Versie A, 01-04-2026

OVERZICHT BIJLAGE(N)

Bijlage A

— Ontwerptekeningen referentieontwerp

Bijlage B

— Rekenbestanden STBI harde waterkering

Bijlage C

— Rekenbestanden STBI en STBU groene waterkering

Bijlage D

— Rekenbestanden zettingen

Bijlage E

— Rekenbestanden damwand Steelhaven

Bijlage F

— Rekensheets piping

BIJLAGE

A ONTWERPTEKENINGEN REFERENTIEONTWERP

BIJLAGE A – ONTWERPTEKENINGEN REFERENTIEONTWERP

- Roerdelta-T-019-Situatie RO v1.pdf
- Roerdelta-T-020-Dwarsprofielen RO v1.pdf

BIJLAGE

B REKENBESTANDEN STBI EN STBU HARDE WATERKERING

BIJLAGE B – REKENBESTANDEN STBI EN STBU HARDE WATERKERING

In deze bijlage is onder andere de beoordeling van de langsconstructie op constructieve sterkte opgenomen. De vervormingen zijn bij de beoordeling op constructieve sterkte in de spreadsheets op 0 gezet, omdat de beoordeling op vervormingen plaatsvindt aan de hand van de PPL en niet op basis van de CUR166.

De onderstaande bestanden zijn als bijlage van deze rapportage opgenomen ten aanzien van STBI en STBU van de harde waterkering:

- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBI DWP14_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBI DWP14_voorboren_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBU DWP7 STBU_strijken_stuw_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBU DWP7 STBU_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBU DWP7 STBU_voorboren_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBU DWP14 STBU_v1.pdf
- Controle Damwandprofiel EC v6.0 STBU DWP14 STBU_voorboren_v1.pdf
- DWP7_STBU_v0.5_GA_voorboren.2026-05-08_162448.7z
- DWP7_STBU_v0.6.2026-05-08_162619.7z
- DWP7_STBU_v0.6_GA_stijfheid.2026-05-08_162745.7z
- DWP7_STBU_v0.6_strijken_stuw.2026-05-08_162937.7z
- DWP14_STBI_v0.5.2026-05-07_095127.7z
- DWP14_STBI_v0.5_GA_stijfheid.2026-05-07_095310.7z
- DWP14_STBI_v0.5_GA_voorboren.2026-05-07_095441.7z
- DWP14_STBU_v0.6.2026-05-07_095630.7z
- DWP14_STBU_v0.6_GA_voorboren.2026-05-07_095747.7z
- STBI Factsheet PLAXIS.xlsx

De onderstaande rekenbestanden hebben betrekking op de vergelijking tussen D-Stability en Plaxis:

- STBI_DWP2.stix
- Basis_verkeer.2026-04-02_163124.7z
- Zonder_verkeer.2026-04-02_163203.7z

BIJLAGE

C REKENBESTANDEN STBI EN STBU GROENE WATERKERING

BIJLAGE C – REKENBESTANDEN STBI EN STBU GROENE WATERKERING

BIJLAGE

D REKENBESTANDEN ZETTINGEN

BIJLAGE D – REKENBESTANDEN ZETTINGEN

BIJLAGE

E REKENBESTANDEN DAMWAND STEELHAVEN

BIJLAGE E – REKENBESTANDEN DAMWAND STEELHAVEN

BIJLAGE

F

REKENSHEETS PIPING

BIJLAGE F – REKENSHEETS PIPING