OPDRACHTGEVER: WATERSCHAP LIMBURG

Technische Uitgangspunten Notitie 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-045, versie v3

INHOUDS-OPGAVE

1 INLEIDING 6
1.1 Aanleiding 6
1.2 Doel van dit document 6
1.3 Context en scope 7
1.4 Dijkversterking als onderdeel van stedenbouwkundige ontwikkeling 7
1.5 Leeswijzer 9

2 HET VOORKEURSALTERNATIEF 10
2.1 Verholen gronddijk zonder constructie 12
2.2 Verholen constructie met talud aan de buitendijkse zijde. 12
2.3 Flexibele coupure met zelfsluitend systeem 13

3 ALGEMENE TECHNISCHE UITGANGSPUNTEN 14
3.1 Ontwerpinstrumentarium 14
3.2 Normering 14
3.3 Faalkansverdeling 14
3.4 Faalkanseis per faalmechanisme 15
3.5 Ontwerplevensduur 16
3.6 Uitbreidbaarheid 16
3.7 Buitendijks versterken en/of aanleg van nieuwe keringen 16
3.8 Grondbalans 16
3.9 Huidige geometrie 17

4 ONTWERPOPGAVE EN DIJKVAKINDELING 18
4.1 Ontwerpopgave 18
4.2 Dijkvakindeling 18

5 BELASTINGEN 20
5.1 Belastingsituaties 20
5.2 Verkeersbelasting 20
5.3 Overige belastingen 21
5.3.1 Aardbevingen 21
5.3.2 Gewicht toekomstige bebouwing 21
5.3.3 Scheepsbelasting 21
5.3.4 Stootbelasting 21
5.3.5 Ijsbelasting 21

6 (GEO)-HYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN 22
6.1 Hydraulische randvoorwaarden 22
6.1.1 Waterstand bij Norm (WBN) 23
6.1.2 Waterstandsfrequentielijn 23

6.1.3 Hydraulisch Belastingniveau (HBN) 24
6.2 Dagelijkse, gemiddelde en laag- waterstanden 26
6.2.1 Gemiddelde rivierwaterstand 26
6.2.2 Freatische lijn in de dagelijkse situatie 26
6.2.3 Freatische lijn bij strijken stuw 26

7 BODEMOPBOUW EN GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN 27
7.1 Grondonderzoek 27
7.1.1 Beschikbaar onderzoek 27
7.1.2 Nog uit te voeren grondonderzoek 27
7.2 Bodemopbouw 28
7.2.1 Formaties 28
7.2.2 Kleikist ter plaatse van Jachthaven 30
7.2.3 Geotextiel voormalig Shell-terrein 31
7.2.4 Aanvulmateriaal 31
7.3 Grondgedrag 31
7.4 Geotechnische parameters voor macrostabiliteit (D-Stability) 31
7.5 Geotechnische parameters D-Sheetpiling 32
7.6 Geotechnische parameters voor langsconstructies (PLAXIS) 33
7.6.1 Parameters nota van uitgangspunten waterschap Limburg 33
7.6.2 Aanvullende parameters 35
7.7 Geotechnische parameters voor piping en heave 36

8 MACROSTABILITEIT 37
8.1 Software en glijvlakmodel 37
8.2 Schematisering dwarsprofiel 37
8.3 Belastingsituaties 37
8.4 Stabiliteitsfactor 38
8.5 Freatische lijn 38
8.6 Stijghoogtelijn 39
8.6.1 Schematisering 39
8.6.2 Opbarsten 39
8.7 Indringingslengte 39

9 PIPING 40
9.1 Horizontale vs verticale kwelweg 40
9.1.1 Sellmeijer 40
9.1.2 Lane 40
9.2 Scope Verkenningsfase 41

10 ONTWERP LANGSCONSTRUCTIES 42
10.1 Normen 42

10.2 Stabiliteitsfactor 42
10.3 Hoogte constructie 42
10.4 Restprofiel 43
10.5 Levensduur en Corrosie 43
10.6 Toetsingen 43
10.6.1 Geotechnische stabiliteit (GEO1) 43
10.6.2 Vervormingen 44
10.6.3 Constructieve sterkte (STR) 44
10.6.4 Scenario's 44
10.7 Fasering 45
10.8 Inbrengbaarheid damwanden 45

11 UITGANGSPUNTEN ZETTINGEN 46
11.1 Bodemdaling en zettingsvloeiing 46
11.2 Zettingen 46
11.2.1 Modellering in D-Settlement 46
11.2.2 Zettingsparameters 46

12 NWO'S 47
12.1 Bomen 47
12.2 Kabels en Leidingen 47
12.3 Bebouwing 48

13 UITGANGSPUNTEN VERWIJDEREN BESTAANDE WATERKERING 49
13.1 Situatie 49
13.2 Harde waterkering 49
13.3 Groene waterkering 50

14 UITGANGSPUNTEN BEHEER 52

15 REFERENTIES 53
15.1 Normen, richtlijnen, handreikingen, etc. 53
15.2 Interne documenten planuitwerkingsfase Roerdelta 53
15.3 Beschikbaar grondonderzoek 53
15.4 Waterschap Limburg gerelateerde ontwerp- en uitgangspuntendocumenten 53
15.5 Overige 54

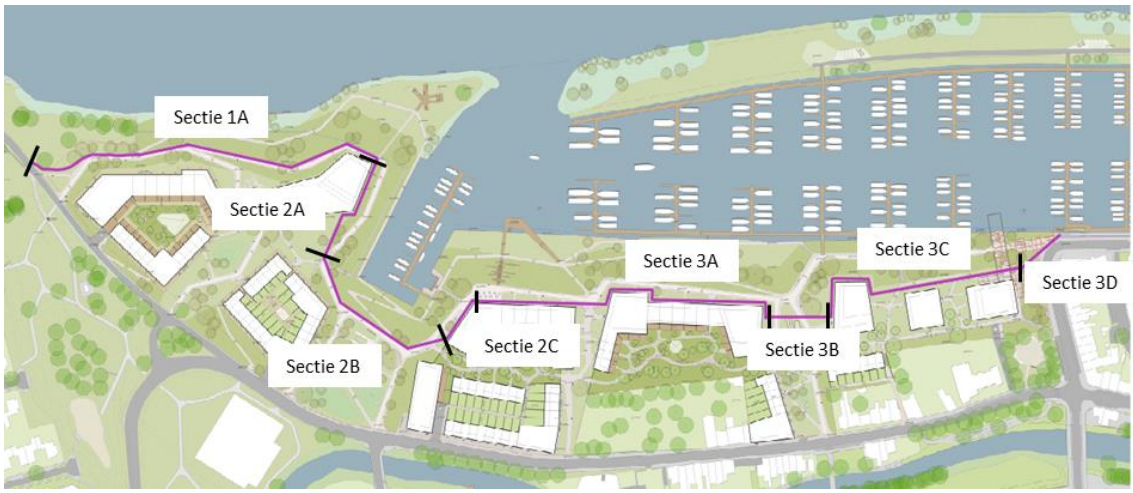
1 INLEIDING

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 [31] en is weergegeven in Figuur 1-1.

Door gemeente Roermond en 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), zie paragraaf 1.4.



Figuur 1-1: Tracé van de waterkering in het VKA (paarse lijn) [31]

Dit document is onderdeel van de Planuitwerkingsfase van dijkversterking Roerdelta.

1.2 DOEL VAN DIT DOCUMENT

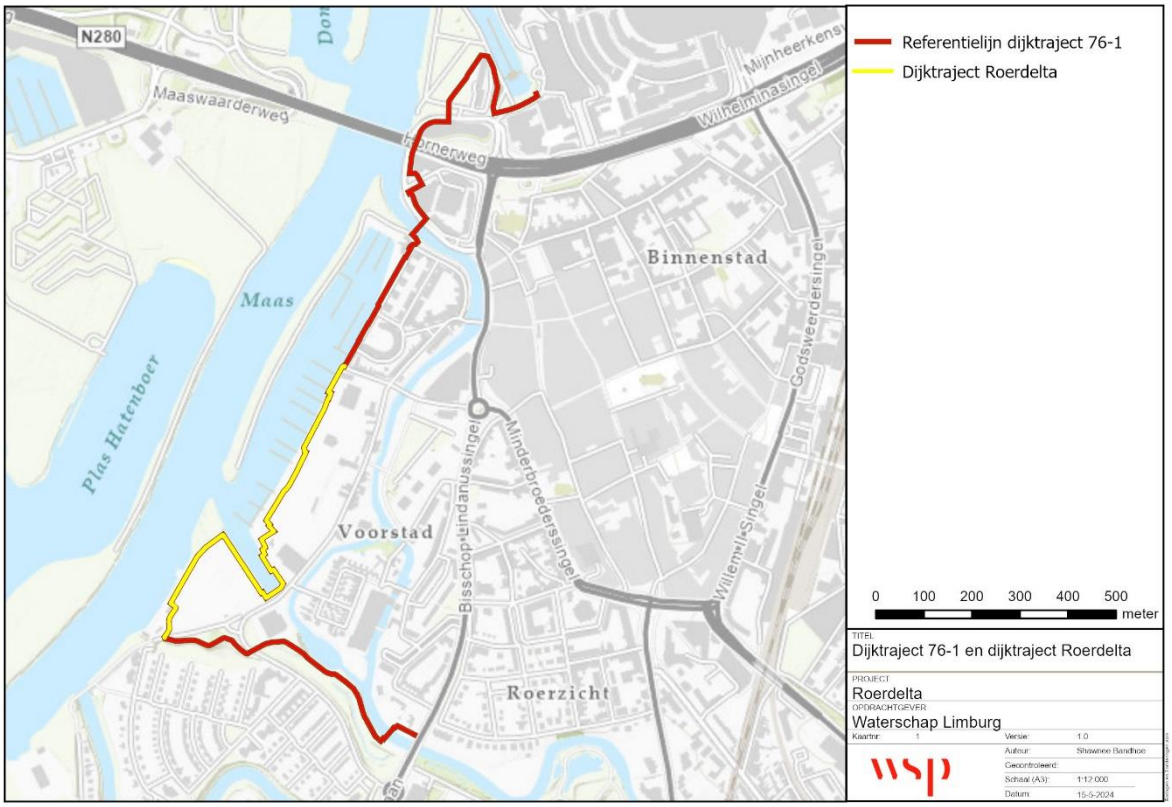
Het doel van dit document is het vastleggen van de technische uitgangspunten die worden gehanteerd tijdens de nadere uitwerking van het ontwerp in de Planuitwerkingsfase.

1.3 CONTEXT EN SCOPE

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 in tijd naar voren te halen en als dijkversterking Roerdelta aan te melden bij het HWBP-NL. Het dijktraject Roerdelta staat op het HWBP-NL 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.

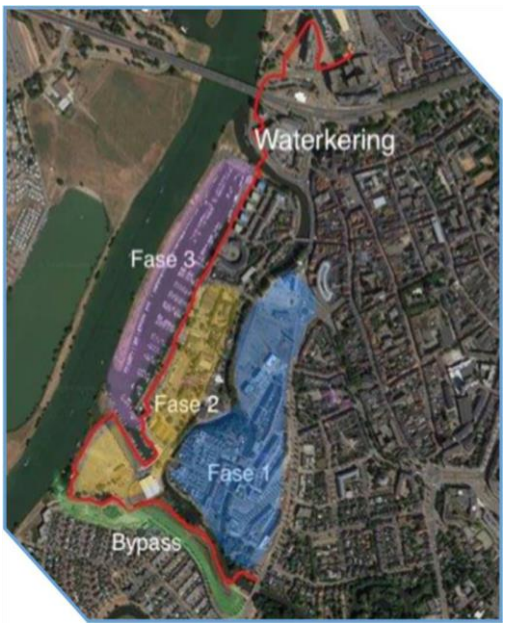


Figuur 1-2: Overzichtskaart van dijktraject 76-1 Roermond en dijktraject Roerdelta

1.4 DIJKVERSTERKING ALS ONDERDEEL VAN STEDENBOUWKUNDIGE ONTWIKKELING

In hetzelfde gebied speelt de gebiedsontwikkeling Roerdelta (zie Figuur 1-3). De gemeente Roermond heeft de ambitie om met de gebiedsontwikkeling Roerdelta fase 2 en 3 de stad te verbinden met het water. De gemeente heeft de stedenbouwkundige ontwikkeling in het gebied (fase 2) vormgegeven in een samenwerking met projectontwikkelaar 'De Roerdelta Ontwikkelingsmaatschappij BV' (RDOM), voor de bouw van woningen en inrichting van het openbaar gebied. Fase 3 betreft de (her)ontwikkeling van de jachthaven.

Door de ontwikkelingen geïntegreerd aan te vliegen kan de waterkering als integraal onderdeel van de gebiedsontwikkeling worden meegenomen. Als de dijkversterking pas plaatsvindt nadat de gebiedsontwikkeling heeft plaatsgevonden, zoals oorspronkelijk geprogrammeerd, moet deze ingepast worden in een nieuwe stedenbouwkundige situatie. Dit komt een optimale benadering van het gebied en van het inpassen van de waterkering niet ten goede. Door een integrale aanpak ontstaat een unieke kans om de hoogwateropgave van het waterschap en de ruimtelijke ambities van gemeente en projectontwikkelaar op elkaar af te stemmen. Vandaar dat de gemeente Roermond en het waterschap hebben afgesproken om de plannen op elkaar af te stemmen. Medio december 2022 ondertekenden zij een samenwerkingsovereenkomst (SOK) waarin afspraken zijn vastgelegd over de samenwerking en de financiering van het project.

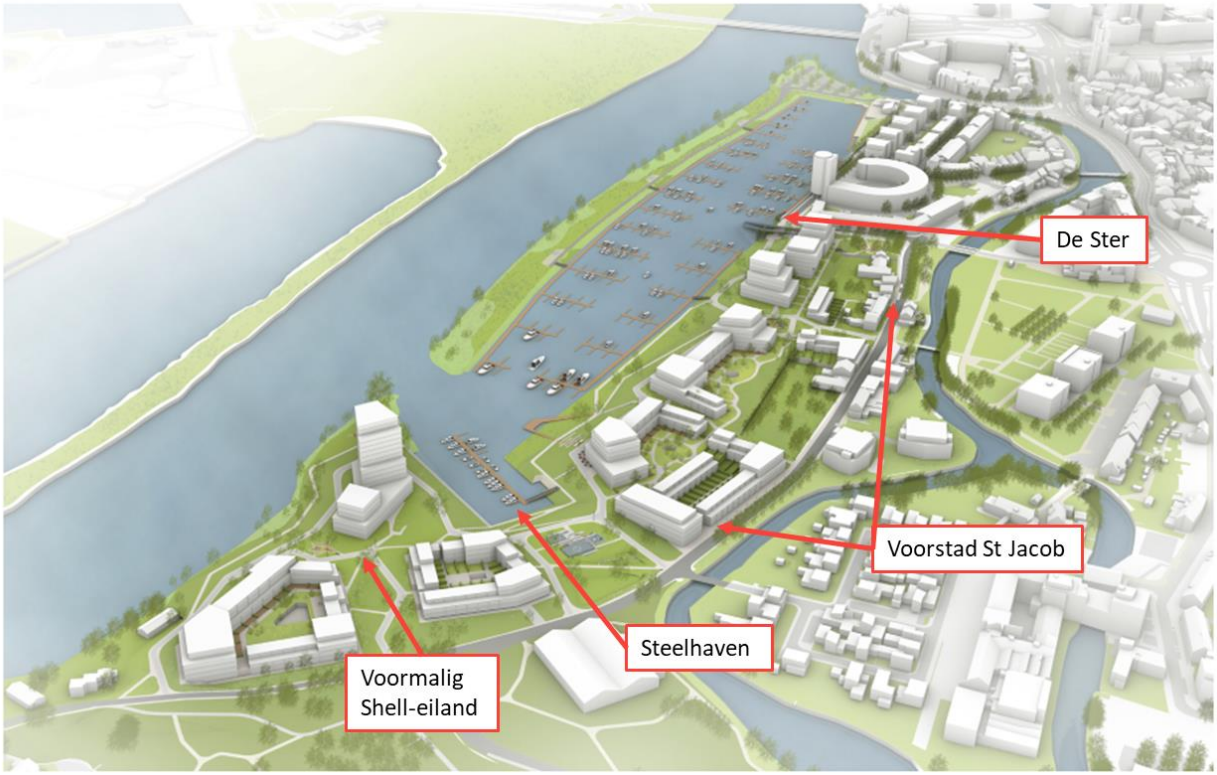


Figuur 1-3: Fasering gebiedsontwikkeling Roerdelta.

Op 15 december 2022 heeft de gemeenteraad unaniem ingestemd met het uitwerken van een scenario als vertrekpunt voor een integraal stedenbouwkundig plan voor fase 2 en 3.
De belangrijkste opgave hierin is het realiseren van ca. 400 nieuwe woningen. De voor deze opgave belangrijkste keuzes die de basis vormen voor de verdere uitwerking zijn:

- Een groene dijk, geïntegreerd in het landschap, met een hoogwaardige groene inrichting.
- (Gedeeltelijk) dempen van de Steelhaven.
- Optimaliseren van parkeren op de kop van de landtong.
- Mogelijkheden onderzoeken van deelmobiliteit en parkeren buiten plangebied.
- Optimaliseren van haven t.b.v. exploitatie.
- Binnenstad en de Maas beter met elkaar verbinden en water beleefbaar en publiek toegankelijk maken.

In de periode januari 2023 t/m april 2024 hebben de samenwerkingspartners (gemeente, waterschap en projectontwikkelaar) samengewerkt aan deze uitwerking. Dit heeft geleid tot een stedenbouwkundig plan dat op 25 april 2024 door de gemeenteraad is vastgesteld. In Figuur 1-4 is een impressie uit het stedenbouwkundig plan weergegeven.



Figuur 1-4: Vogelvluchtimpressie van het Stedenbouwkundig Plan Roerdelta

1.5 LEESWIJZER

In hoofdstuk 2 is een toelichting gegeven op het Voorkeursalternatief. Hoofdstuk 3 beschrijft de algemene technische uitgangspunten. In hoofdstuk 4 is de ontwerpopgave en de dijkvakindeling weergegeven. In hoofdstuk 5 zijn de uitgangspunten ten aanzien van belastingen bepaald. Hoofdstuk 6 beschrijft de (geo-)hydrologische uitgangspunten en hoofdstuk 7 de bodemopbouw en geotechnische uitgangspunten. In hoofdstuk 8 staan de uitgangspunten voor macrostabiliteit beschreven en in hoofdstuk 9 de uitgangspunten voor piping. Hoofdstuk 10 beschrijft de uitgangspunten voor het ontwerpen van langsconstructies en in hoofdstuk 11 zijn de uitgangspunten ten aanzien van zettingen gegeven. Hoofdstuk 12 behandelt de uitgangspunten ten aanzien van NWO's. In hoofdstuk 13 zijn de uitgangspunten voor verwijderen bestaande waterkering beschreven. Hoofdstuk 14 beschrijft de uitgangspunten vanuit Beheer en tot slot zijn in hoofdstuk 15 de gerefereerde documenten (referentielijst) opgenomen.

2 HET VOORKEURSALTERNATIEF

Het voorkeursalternatief voor dijkversterking Roerdelta betreft het integrale ontwerp waarin de dijkversterking is opgenomen als onderdeel van een integrale gebiedsontwikkeling en is ingepast in het stedenbouwkundig plan dat hieraan ten grondslag ligt. Het tracé van het voorkeursalternatief (VKA) van de waterkering is weergegeven in Figuur 2-1.



Figuur 2-1: Tracé van de waterkering in het VKA (paarse lijn) [31].

Langs een groot deel van het traject verandert de ligging van de nieuwe waterkering ten opzichte van de bestaande situatie. Zowel stroomafwaarts en stroomopwaarts van de Steelhaven wordt de nieuwe verholen kering binnenwaarts van de bestaande kering gerealiseerd. Ter hoogte van de Steelhaven wordt de haven deels gedempt en wordt de nieuwe kering in buitenwaartse richting verplaatst. Voor een gedetailleerde onderbouwing van de wijzigingen in de ligging van de waterkering wordt verwezen naar de "Nota Voorkeursalternatief dijkversterking Roerdelta" [31].

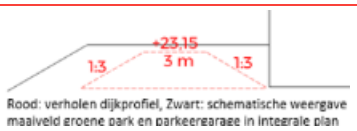
De waterkering is binnen het nieuw op te hogen woongebied ingepast met:

- Kruinhoogte NAP +23,15 m die, vanwege doelmatigheid, minimaal een levensduur van 100 jaar biedt. In de VKA-fase is gekozen voor een levensduur van 100 jaar, zodat voorkomen wordt dat over 50 jaar nogmaals werkzaamheden in het dan volledig ingerichte woongebied moeten plaatsvinden;
- Over de verholen kering komt een leeflaag van minimaal 1,0 m dik om het openbaar park in te kunnen richten volgens ambities uit stedenbouwkundig plan. De uiteindelijke inrichting van het openbaar park wordt door de projectontwikkelaar en gemeente in een latere fase bepaald, waarbij het waterschap een toetsende rol heeft als vergunningverlener om te controleren dat de voorgestelde inrichting geen negatieve effecten heeft op het technische profiel van de waterkering.
- Materialisatie van de verholen kering (gronddijk) is conform standaardprofiel WL uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28]. Uit de grondbalans van het integrale plan volgt dat WL alle grondstromen van buitenaf aanvoert en dat vervuilde grond die vrijkomt bij aanleg waterkering niet door WL wordt afgevoerd (RDOM gebruikt deze bij ophogingen binnen projectgebied).

Binnen het project dijkversterking Roerdelta worden drie type keringen toegepast:

1. *Verholen gronddijk zonder constructie → Vak 1A en 2B*
   Volledige verholen grondkering met 1:3 taluds als daar ruimte voor is.

Tabel 2-1: Volledig verholen grondkering

OPTIE		TOELICHTING	PRINCIPEDOORSNEDE
#1:	Gronddijk zonder constructie. Bij voldoende ruimte in openbaar park	Het verholen dijkprofiel bestaat hier volledig uit grond met een kruinbreedte van 3 m en 1:3 taluds	

2. *Verholen gronddijk met constructie → Vak 2A, 2C, 3A, 3B en 3C*
   Damwand binnendijkse zijde als er te weinig ruimte is voor een 1:3 binnentalud tussen dijk en bebouwing. De damwand is hier opgenomen vanwege de beheereis om functie bebouwing en waterkering fysiek gescheiden te houden en is daarnaast (mogelijk) nodig voor de tijdelijke situatie na aanleg waterkering en voordat woningbouw start (dit kan meerdere jaren tot zelfs >10 jaar zijn).

Tabel 2-2: Verholen grondkering met constructie

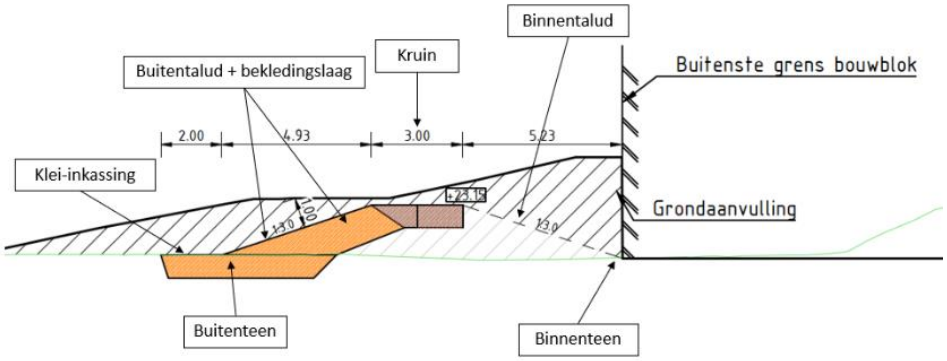
OPTIE		TOELICHTING	PRINCIPEDOORSNEDE
#2	Constructie met talud buitenzijde. Bij minder ruimte in openbaar park.	Het verholen dijkprofiel bestaat hier aan de buitenzijde uit een 1:3 talud. Er is te weinig ruimte voor een binnentalud waardoor een verticale constructie de functie van het binnentalud overneemt en de verholen waterkering stabiel houdt. De kruinbreedte van de verholen kering is hier 1 meter en de damwand is functioneel gescheiden van de wand van de parkeergarage of bouwblok en met een tussenafstand van 1,5 meter.	

3. *Flexibele coupure De Ster → Vak 3D*
   - Aan de noordzijde van het projectgebied (De Ster) wordt de primaire kering middels een flexibele coupure aangesloten op de noordelijk gelegen aanwezige keermuur.
   - In de Verkenningsfase zijn voor de coupure 3 varianten nader uitgewerkt, waarbij variant 3 is opgenomen in het VKA: coupure met lengte van 14 m (minimale maat om functionele toegang te bieden voor hulpdiensten);
   - Er is gekozen voor een zelfsluitend systeem (bij start PU-fase onderbouwd met een faalkansanalyse [19]);

De gekozen type keringen wijken af van het standaard dijkprofiel van Waterschap Limburg en worden daarom in de paragrafen hieronder kort toegelicht.

2.1 VERHOLEN GRONDDIJK ZONDER 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 gebiedseigen materiaal 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 2-2).

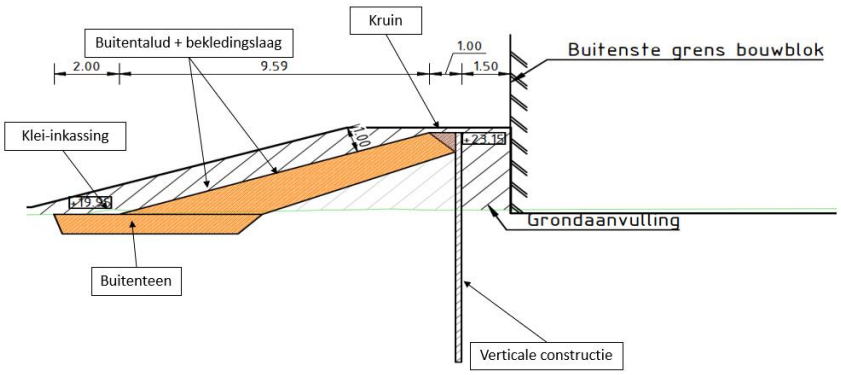


Figuur 2-2: Ontwerpprofiel van verholen kering.

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

2.2 VERHOLEN CONSTRUCTIE MET TALUD AAN DE BUITENDIJKSE ZIJDE.

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 2-3. Er wordt een afstand (obstakelvrije ruimte) van minimaal 1,5 m tussen de verticale constructie en de bebouwing aangehouden.



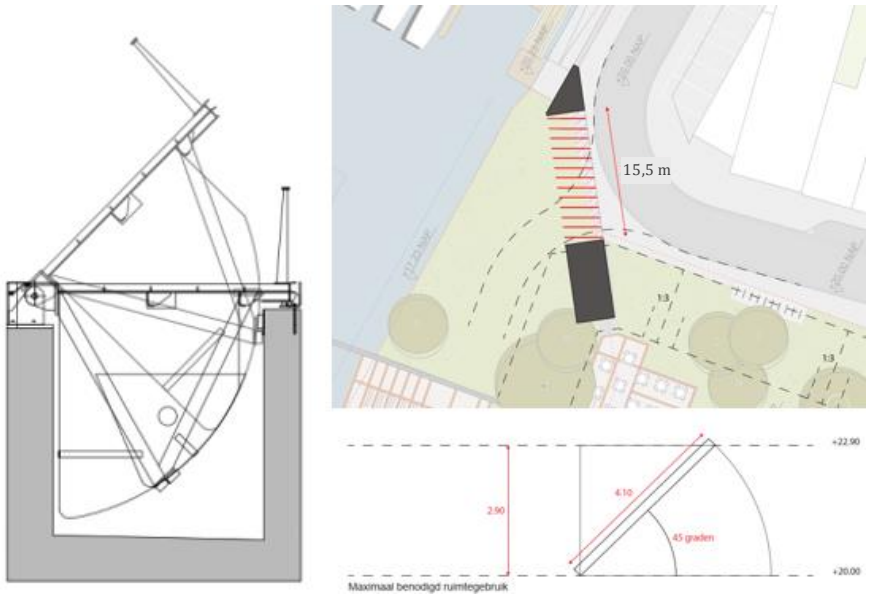
Figuur 2-3: Ontwerpprofiel verholen kering met verticale constructie.

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

2.3 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. Deze entree wordt voorgegeven middels een flexibele coupure met een zelfsluitend systeem. Hiervoor zijn twee varianten mogelijk: een klepkering en een verticale kering.

In de planuitwerkingsfase wordt het ontwerp van de flexibele coupure verder uitgewerkt en wordt een esthetisch programma van eisen opgesteld voor de aanbesteding. 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 2-4 is het principe van de klepkering weergegeven (links). Daarnaast zijn rechts een bovenaanzicht en het voorlopige ontwerp van de coupure gepresenteerd.



Figuur 2-4: 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) [22].

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

3 ALGEMENE TECHNISCHE UITGANGSPUNTEN

3.1 ONTWERPINSTRUMENTARIUM

Het ontwerpinstrumentarium OI2014v4 [1] vormt de basis voor het ontwerp. Dit ontwerpinstrumentarium beschrijft de laatste stand van zaken met betrekking tot de toepassing van de overstromingskans bij het ontwerpen van dijkversterkingen. Daarnaast zijn de schematiseringshandleidingen van het WBI 2017 [2] beschikbaar.

Naast het ontwerp en beoordelingsinstrumentarium worden ook de KPR-factsheets en de laatste kennisontwikkelingen gebruikt. Verdere ontwikkelingen kunnen mede aanleiding zijn om de technische uitgangspunten te updaten.

3.2 NORMERING

Deeltraject Roerdelta is onderdeel van dijktraject 76-1 en loopt van de overgang van de bypass Roeroverlaat naar het oude Shell terrein tot en met de Ster, zie Figuur 1-2. In de Waterwet zijn voor normtraject 76-1 de volgende overstromingskansnormen opgenomen:

- Signaleringswaarde: 1/300 per jaar;
- Ondergrenswaarde: 1/100 per jaar.

Er wordt ontworpen op de ondergrenswaarde van de norm. De ondergrens is de overstromingskans die hoort bij het minimale beschermingsniveau dat de kering moet bieden.

3.3 FAALKANSVERDELING

In het ontwerp wordt de overstromingskansbenadering toegepast waarbij de maximaal toelaatbare faalkans wordt vertaald naar een faalkans op doorsnedeniveau per faalmechanisme. Hierbij wordt verdisconteerd dat:

- Een dijk kan falen door verschillende faalmechanismen;
- De overstromingskans van een dijktraject groter is naarmate het traject langer is (lengte-effect).

Voor de faalkansbegroting tussen de verschillende faalmechanismen wordt de default faalkansbegroting conform het OI2014v4 aangehouden, zie Tabel 3-1.

Tabel 3-1: Standaard faalkansbegroting

TYPE WATERKERING	FAALMECHANISME	FAALKANSRUIMTE (STANDAARD)
DIJK	Overloop en golfoverslag	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
KUNSTWERK	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
OVERIG		0,30
TOTAAL		1,0

Voor dijkversterking Roerdelta wordt, gezien de specifieke aard van de versterkingsmaatregelen, niet afgeweken van de standaard faalkansbegroting. Met dit uitgangspunt blijft het mogelijk om bij de toekomstige versterking van de rest van normtraject 76-1 alsnog een herverdeling van de faalkansruimte toe te passen.

3.4 FAALKANSEIS PER FAALMECHANISME

De faalkanseis op doorsnedeniveau is afhankelijk van de norm, de faalkansruimte en de trajectlengte. Door de verlegging van de waterkering verandert de trajectlengte in de nieuwe situatie. Conform [28] dient de nieuwe trajectlengte te worden gehanteerd voor de analyses. De huidige trajectlengte van 76-1 bedraagt 2790 m waarvan de oorspronkelijke projectlengte 1042 m bedraagt. De projectlengte is verkort naar 910 m[1] [20] waardoor de nieuwe trajectlengte 2658 m bedraagt.

In Tabel 3-2 wordt de faalkanseis op doorsnedeniveau weergegeven voor de verschillende faalmechanismen. De ondergrenswaarde wordt voor het ontwerp gehanteerd, zie de laatste kolom.

Tabel 3-2: Faalkanseis op doorsnedeniveau voor de ondergrenswaarde

Type waterkering	Faalmechanisme	ω [-]	Lengte effect (N_{dsn}) [-]	Faalkanseis op doorsnedeniveau ($P_{eis,dsn}$) Ondergrens 1 : 100 [1/jaar]	
Dijklichaam	Hoogte (GEKB)	0,24	1	$2{,}40 \cdot 10^{-3}$	1 : 417
	Piping (STPH)	0,24	9,1	$2{,}67 \cdot 10^{-4}$	1 : 3.744
	Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	0,04	2,78	$1{,}45 \cdot 10^{-4}$	1 : 6.892
	Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)*	0,04	2,78	$1{,}45 \cdot 10^{-3}$	1 : 689
	Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	0,05	1	$5{,}00 \cdot 10^{-4}$	1 : 2.000
Kunstwerk	Hoogte kunstwerk (HTKW)	0,24	1	$2{,}40 \cdot 10^{-3}$	1 : 417
	Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)	0,04	5,5**	$7{,}27 \cdot 10^{-5}$	1 : 13.750
	Sterkte en Stabiliteit (STKW)	0,02	3	$6{,}67 \cdot 10^{-5}$	1 : 15.000
	Piping Kunstwerk (PKW)	0,02	n.v.t.	n.v.t.	

* Voor de kans op falen van stabiliteit buitenwaarts STBU wordt de faalkanseis ten opzichte van STBI vermenigvuldigd met 10 (betreft een voorwaardelijke kans i.v.m. indirect mechanisme).
** Gebaseerd op nieuwe aantal kunstwerken na realisatie Roerdelta. Zie onderbouwing in notitie [19].

[1] De projectlengte op de tekening [20] wordt nog aangepast.

3.5 ONTWERPLEVENSDUUR

Op basis van de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] van Waterschap Limburg geldt in beginsel een ontwerplevensduur van 50 jaar voor een dijkversterkingsontwerp en 100 jaar voor constructies.

Door het waterschap is aan het begin van de verkenningsfase van dijkversterking Roerdelta een hoogtemaat van NAP +23,15 m bepaald als minimale ontwerphoogte in het stedenbouwkundig plan. Uiteindelijk zijn de toekomstige maaiveldhoogtes in het integrale plan (omdat de parkeergarages en woningen vanaf het bestaande maaiveld opgebouwd worden) zelfs nog iets hoger. Met een ontwerphoogte van minimaal NAP +23,15 m kan een waterkering gerealiseerd worden met een levensduur die, op basis van de huidige hydraulische randvoorwaarden en klimaatscenario's, minimaal tot zichtjaar 2125 (levensduur 100 jaar) voldoende hoogte biedt.

Voor het ontwerp van zowel de groene keringen als constructies in de dijkversterking zal voor dijkversterking Roerdelta daarom een ontwerplevensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125) worden gehanteerd. Deze ontwerplevensduur van 100 jaar geldt ook voor de zelfsluitende coupure.

3.6 UITBREIDBAARHEID

Gezien de ruime ontwerplevensduur (>100 jaar) die met dijkversterking Roerdelta wordt behaald, is met de interne organisatie afgesproken dat uitbreidbaarheid van het ontwerp geen doorslaggevend criterium is binnen het project. Hieraan worden geen specifieke eisen gesteld.

3.7 BUITENDIJKS VERSTERKEN EN/OF AANLEG VAN NIEUWE KERINGEN

Voor het buitendijks versterken van bestaande keringen wordt normaal gesproken de "Redeneerlijn buitendijks (rivierwaarts) versterken" toegepast. Deze redeneerlijn is in het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma opgesteld. Specifiek voor dijkversterking Roerdelta is deze redeneerlijn lastig toepasbaar, omdat er sprake is van een integrale gebiedsontwikkeling waarbij de waterkering over het algemeen in binnenwaartse richting wordt verplaatst, maar op enkele locaties ook iets buitenwaarts verschuift. In het hele plan is er sprake van de aanleg van een nieuwe kering en het vervallen van de bestaande kering.

Na diverse afstemmingsoverleggen tussen het waterschap, de projectontwikkelaar, gemeente Roermond en RWS heeft RWS medio december 2024 aangegeven dat zij, gezien de redeneerlijn buitendijks versterken en de Beleidsregels grote rivieren, kunnen instemmen met de positie van de kering; er wordt immers met het totale integrale plan ca. 6.800 m^3 ruimte voor de rivier gecreëerd.

De locaties waar versterking in buitendijkse richting plaatsvindt, hoeven niet separaat aan de redeneerlijn buitendijks versterken te voldoen, maar het integrale plan is in zijn geheel door RWS akkoord bevonden.

3.8 GRONDBALANS

De waterkering krijgt een nieuw tracé waardoor er veel grondverzet nodig is. Uit de grondbalans van het integrale project blijkt dat de grond voor de verholen waterkering bestaat uit nieuw aangeleverde grond van buiten het projectgebied.

3.9 HUIDIGE GEOMETRIE

Voor de huidige maaiveldniveaus wordt het AHN [37] gehanteerd.

In de PU-fase wordt, in afstemming met WL, door de projectontwikkelaar een kaart met beschrijving opgesteld van het eindresultaat van de fase bouwrijp maken. Dit is de nulsituatie bij start dijkversterking.

4 ONTWERPOPGAVE EN DIJKVAKINDELING

4.1 ONTWERPOPGAVE

De kruinhoogte van NAP +23,15 m is in de verkenningsfase [30] vastgesteld en daarmee wordt voldaan het faalmechanisme 'Gras Erosie Kruin en Binnentalud' (GEKB). Voor 'Gras Erosie Buitentalud' (GEBU) wordt voldaan wanneer er minimaal 1 m dikke erosiebestendige kleibekleding op het buitentalud wordt toegepast [30], hieraan wordt voldaan in het ontwerp [21]. Aan het mechanisme 'Hoogte kunstwerk' (HTKW) ten behoeve van de coupure wordt voldaan wanneer een hoogte van NAP +22,90 m, zoals in het ontwerp [21] wordt aangehouden. Voor 'Betrouwbaarheid sluiting' (BSKW) is in [19] aangetoond dat wordt voldaan. Faalmechanisme 'Graserosie buitentalud' (GABU) wordt goedgekeurd omdat de golfhoogte kleiner is dan de deklaagdikte van het buitentalud.

De faalmechanismen 'Piping' (STPH), 'Macrostabiliteit binnenwaarts' (STBI), 'Macrostabiliteit buitenwaarts' (STBU) zijn onder andere afhankelijk van de bodemopbouw van de deklaag. Deze is door het beperkte huidige grondonderzoek nog niet voldoende in beeld. Het aanvullend grondonderzoek is hiervoor noodzakelijk. Het overslagdebiet is hoger dan 0,1 l/s/m waardoor 'Gras erosie binnentalud' (GABI) maatgevend is en Microstabiliteit binnentalud (STMI) niet beschouwd hoeft te worden. GABI dient nog wel in de PU-fase te worden beschouwd. Voor de flexibele coupure geldt dat in de PU-fase de faalmechanismen 'Sterkte en stabiliteit (STKW) en 'Piping kunstwerk' (PKW) nog nader worden onderzocht.

Tabel 4-1: Samenvatting relevante faalmechanismen in relatie tot ontwerp

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

4.2 DIJKVAKINDELING

Voor de dijkvakindeling is net als in het VKA onderscheid gemaakt op basis van het type waterkering en de positie ten opzichte van de Maas. Aangezien het huidige grondonderzoek beperkt is, is hier voor de vakindeling geen rekening mee gehouden.

Hoewel voor dijkvak 1A de geometrie vergelijkbaar is, volgt er op basis van het huidige grondonderzoek enige variatie in bodemopbouw. De positie van de overgangen hiertussen is niet duidelijk waardoor het dijkvak niet verfijnd is. Er is gekozen om voor dit dijkvak middels een bandbreedteanalyse scenario's met verschillende bodemopbouwen te onderzoeken. De dijkvakken 2C en 3A bevatten beide een langsconstructie maar zijn vanwege een afwijkende dijknormaal opgesplitst. Voor de metrering langs de waterkering is gebruik gemaakt van de tekening met het vergunningsontwerp [20]. De vakindeling is weergegeven in Figuur 4-1 en Tabel 4-2.



Figuur 4-1: Metrering nieuwe tracé waterkering [20]

Tabel 4-2: Dijkvakindeling

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	355	410	55
2C	Langsconstructie	410	470	60
3A	Langsconstructie	470	680	210
3B	Langsconstructie	680	715	35
3C	Langsconstructie	715	870	155
3D	Flexibele coupure	870	905	35

5 BELASTINGEN

5.1 BELASTINGSITUATIES

Voor het ontwerp van een dijk zijn verschillende belastingen relevant. De hydraulische belasting, met in het bijzonder de waterstanden en golfbelastingen, is hierbij bepalend. Daarnaast spelen belastingen door verkeer en overige factoren een rol. De belastingsituaties worden beschreven per faalmechanisme of ontwerpaspect. Hierbij worden zowel de Uiterste Grenstoestand (UGT) als de Bruikbaarheid Grenstoestand (BGT) beschouwd. De BGT is de toestand waarbij andere functies dan 'waterkeren' nog net niet falen. Voor deze andere functies gelden faalkanseisen die vaker voorkomen dan de norm, dus bij een lagere belasting dan de belasting die geldt bij de norm.

FAALMECHANISME	BELASTINGSITUATIES
HOOGTEOPGAVE (GEKB/HTKW)	• Hydraulisch belastingniveau (HBN) behorend bij een bepaald kritiek overslagdebiet
GRASEROSIE (GEBU)	• Waterstand bij de faalkanseis per doorsnede • Significante golfhoogte bij de norm
AFSCHUIVING BEKLEDING (GABU EN GABI)	• De bekleding dient beoordeeld te worden op afschuiving bij een overslag van q = 5 l/s/m (binnentalud) of vallend water (buitentalud).
MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS (STBI)	• WBN met verkeersbelasting, zie paragraaf 5.2. • BGT-situatie (WBN – 0,5 m) met verkeersbelasting (niet maatgevend)
MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS (STBU)	• Val na hoogwater • Strijken stuw
PIPING (STPH)	• Waterstand bij norm in de rivier (WBN) • Waterstand binnendijks gelijk aan maaiveldniveau

5.2 VERKEERSBELASTING

De wijze waarop de verkeersbelasting dient te worden meegenomen is beschreven in paragraaf 3.4.2.3 van de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] waarbij onderscheid is gemaakt in een UGT (uiterste grenstoestand) en BGT (bruikbaarheidstoestand) situatie. Dit uitgangspunt geldt voor een groene dijk, maar is niet specifiek uitgewerkt voor harde constructies.

Gezien de toekomstige hoogteligging van het terrein (ruimschoots boven WBN) wordt voor dijkversterking Roerdelta voor alle verholen keringen (volledig in grond en met constructie) uitgegaan van een verkeersbelasting van 13 kN/m² over 2,5 m breedte tijdens WBN (UGT-situatie), omdat de terreinen ook tijdens WBN nog begaanbaar zijn door zware onderhoudsvoertuigen en kunnen dienen als evacuatieroute. Hierdoor is deze belastingsituatie altijd maatgevend boven de BGT-situatie (WBN – 0,5 m) met verkeersbelasting.

Voor de zelfsluitende coupure wordt rekening gehouden met een verkeersbelasting van belastingklasse Groep 4: D-400 in open toestand. In gesloten toestand is de coupure niet overrijdbaar, waardoor er geen sprake is van een verkeersbelasting op de coupure.

Hierbij geldt een spreiding van 2:1 ofwel 26° en een aanpassing van de wateroverspanning in zandlagen 100%, in zandige klei (in de dijk of deklaag) 30% en in ongedraineerd reagerende lagen (siltige klei of veen) 10%.

5.3 OVERIGE BELASTINGEN

5.3.1 AARDBEVINGEN

Belastingen door aardbevingen zijn vanwege de bodemopbouw in dit gebied niet van toepassing [28].

5.3.2 GEWICHT TOEKOMSTIGE BEBOUWING

Daar waar de bebouwing dicht op de waterkering staat, bevindt zich een damwand waardoor er een functiescheiding ontstaat. De belasting vanuit de bebouwing heeft daarmee geen effect op de waterkering. Daarnaast zullen de gebouwen ook op palen worden gefundeerd waardoor de belastingen naar de ondergrond worden afgedragen en niet naar de verholen waterkering.

5.3.3 SCHEEPSBELASTING

Niet van toepassing door het principe van de verholen kering.

5.3.4 STOOTBELASTING

Voor de flexibele coupure wordt bij maatgevende omstandigheden rekening gehouden met een stootbelasting van een boomstam. De boomstam heeft een lengte van 8 m, diameter van 40 cm en gewicht van 800 kg. Een stroomsnelheid van 1,5 m/s tijdens hoogwater met zichtjaar 2125 wordt aangehouden [35]. De invalshoek van de boomstam op de flexibele coupure bedraagt 30 graden.

5.3.5 IJSBELASTING

De kans op samenvallen van een hoge rivierwaterafvoer en ijsvorming is verwaarloosbaar klein [36]. Ijsbelasting wordt niet meegenomen.

6 (GEO)-HYDROLOGISCHE UITGANGSPUNTEN

6.1 HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald volgens de standaard uitgangspunten uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] met de vigerende HRD (HOB-model met Netto waterstandseffecten).

In de Verkenningsfase zijn de hydraulische randvoorwaarden (en de hoogteopgave voor GEKB en HTKW) voor het ontwerp reeds bepaald. Voor een volledige onderbouwing van deze berekeningen wordt dan ook verwezen naar de Nota Scope en Uitgangspunten [32] uit de Verkenningsfase. De uitgangspunten voor deze hydraulische berekeningen zijn ongewijzigd, waardoor deze nog steeds geldig zijn voor het ontwerp in de PU-fase.

Voor de volledigheid zijn de resultaten in deze nota nogmaals opgenomen. De ligging van de relevante uitvoerlocaties uit de HRD-database zijn weergegeven in Figuur 6-1.



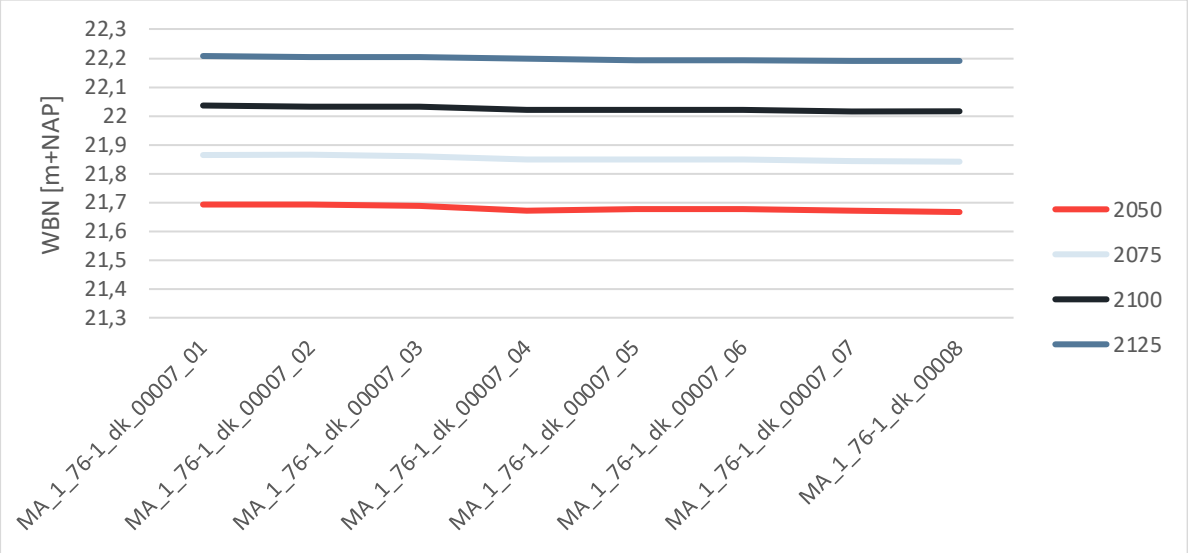
Figuur 6-1: Ligging uitvoerlocaties voor dijkversterking Roerdelta

6.1.1 WATERSTAND BIJ NORM (WBN)

In Tabel 6-1 en Figuur 6-2 zijn de resultaten te zien van de WBN-berekeningen per uitvoerlocatie.

Tabel 6-1: Het WBN per uitvoerlocatie bij een terugkeertijd T=100 jaar

Uitvoerlocatie	2050 [m NAP]	2075 [m NAP]	2100 [m NAP]	2125 [m NAP]
MA_1_76-1_dk_00007_01	21,70	21,87	22,04	22,21
MA_1_76-1_dk_00007_02	21,70	21,87	22,04	22,21
MA_1_76-1_dk_00007_03	21,69	21,86	22,03	22,21
MA_1_76-1_dk_00007_04	21,67	21,85	22,03	22,20
MA_1_76-1_dk_00007_05	21,68	21,85	22,03	22,20
MA_1_76-1_dk_00007_06	21,68	21,85	22,03	22,20
MA_1_76-1_dk_00007_07	21,67	21,85	22,02	22,19
MA_1_76-1_dk_00008	21,67	21,85	22,02	22,19



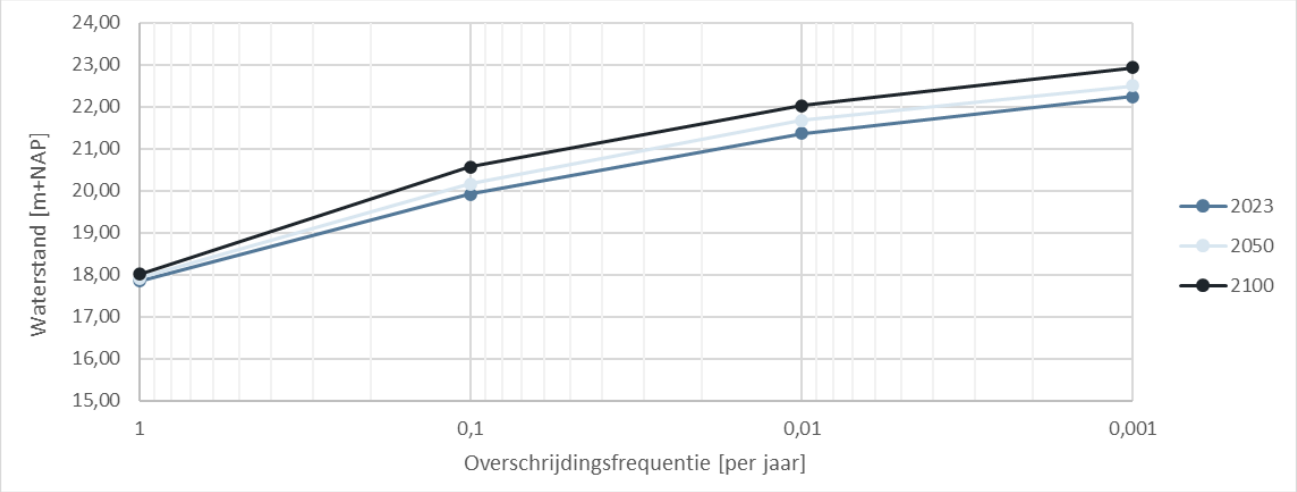
Figuur 6-2: WBN per uitvoerlocatie (terugkeertijd T=100 jaar).

6.1.2 WATERSTANDSFREQUENTIELIJN

In Tabel 6-2 en Figuur 6-3 zijn de resultaten weergegeven van de waterstandsfrequentielijn voor de zichtjaren 2023, 2050 en 2100. Evenals het WBN, zijn de waterstanden voor de waterstandsfrequentielijn profiel onafhankelijk. In Tabel 6-1 is ook te zien dat de verschillen tussen de uitvoerlocaties minimaal zijn (<0,03 m). Daarom zijn de waterstanden voor de waterstandsfrequentielijn alleen berekend voor de representatieve uitvoerlocatie MA_1_76-1_dk_00007_04.

Tabel 6-2: De waterstand bij verschillende overschrijdingsfrequenties voor de zichtjaren 2023, 2050 en 2100 voor uitvoerlocatie MA_1_76-1_dk_00007_04.

	Zichtjaar		
Overschrijdingsfrequentie [jaar]	**WBN 2023 [m NAP]**	**WBN 2050 [m NAP]**	**WBN 2100 [m NAP]**
1	17,85	17,92	18,01
0,1	19,92	20,17	20,57
0,01	21,37	21,67	22,03
0,001	22,25	22,50	22,93



Figuur 6-3: De waterstandsfrequentielijn voor de zichtjaren 2023, 2050 en 2100 voor uitvoerlocatie MA_1_76-1_dk_00007_04.

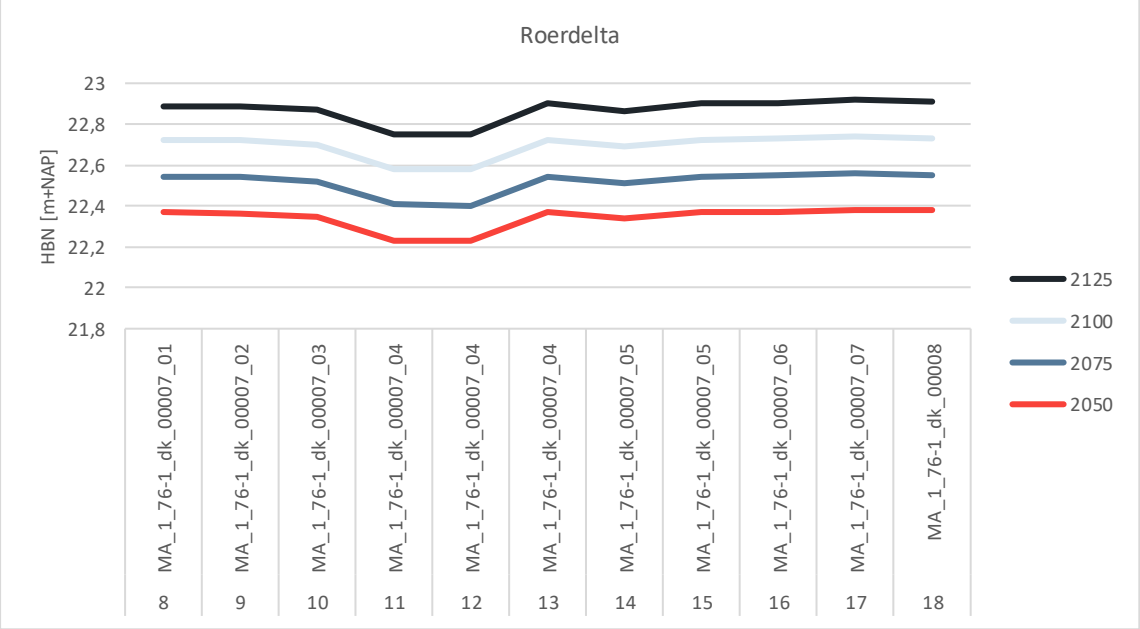
6.1.3 HYDRAULISCH BELASTINGNIVEAU (HBN)

In Tabel 6-3 en Figuur 6-4 zijn de resultaten weergegeven van de HBN-berekeningen van het Voorkeursalternatief (Roerdelta ontwerp). Deze resultaten behoren bij de berekeningen met een terugkeertijd van 417 jaar (zie Tabel 3-2) en een overslagdebiet van 5 l/s/m. De resultaten met overslagdebiet van 1 l/s/m zijn weergegeven in Tabel 6-4 en Figuur 6-5.

De HBN's voor 2125 zijn lager dan de kruinhoogte van NAP +23,15 m, zoals door WL is gecommuniceerd aan de projectontwikkelaar. Deze kruinhoogte volstaat en is het uitgangspunt in het VKA en voor de verder uitwerking van het ontwerp in de PU-fase als onderdeel van de stedenbouwkundige ontwikkeling.

Tabel 6-3: De resultaten van de HBN-berekeningen van het VKA ontwerp. Dit zijn de resultaten met een terugkeertijd van 417 jaar en een overslagdebiet van 5 l/s/m.

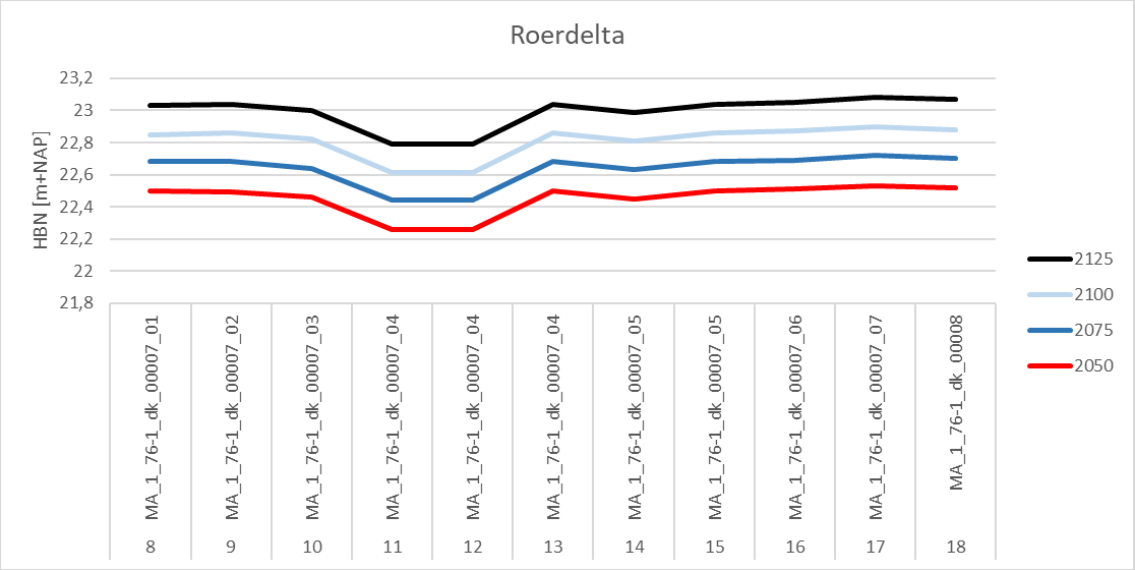
Profiel	**Uitvoerlocatie**	**HBN 2050 [m+NAP]**	**HBN 2075 [m+NAP]**	**HBN 2100 [m+NAP]**	**HBN 2125 [m+NAP]**
008	MA_1_76-1_dk_00007_01	22,37	22,54	22,72	22,89
009	MA_1_76-1_dk_00007_02	22,36	22,54	22,72	22,89
010	MA_1_76-1_dk_00007_03	22,35	22,52	22,70	22,87
011	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,23	22,41	22,58	22,75
012	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,23	22,40	22,58	22,75
013	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,37	22,54	22,72	22,90
014	MA_1_76-1_dk_00007_05	22,34	22,51	22,69	22,86
015	MA_1_76-1_dk_00007_05	22,37	22,54	22,72	22,90
016	MA_1_76-1_dk_00007_06	22,37	22,55	22,73	22,90
017	MA_1_76-1_dk_00007_07	22,38	22,56	22,74	22,92
018	MA_1_76-1_dk_00008	22,38	22,55	22,73	22,91



Figuur 6-4: VKA ontwerp 5 l/s/m en een faalkans van 1/417.

Tabel 6-4: De resultaten van de HBN-berekeningen van het VKA ontwerp. Dit zijn de resultaten met een terugkeertijd van 417 jaar en een overslagdebiet van 1 l/s/m.

Profiel	**Uitvoerlocatie**	**HBN 2050 [m+NAP]**	**HBN 2075 [m+NAP]**	**HBN 2100 [m+NAP]**	**HBN 2125 [m+NAP]**
008	MA_1_76-1_dk_00007_01	22,50	22,68	22,85	23,03
009	MA_1_76-1_dk_00007_02	22,49	22,68	22,86	23,04
010	MA_1_76-1_dk_00007_03	22,46	22,64	22,82	23,00
011	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,26	22,44	22,61	22,79
012	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,26	22,44	22,61	22,79
013	MA_1_76-1_dk_00007_04	22,50	22,68	22,86	23,04
014	MA_1_76-1_dk_00007_05	22,45	22,63	22,81	22,99
015	MA_1_76-1_dk_00007_05	22,50	22,68	22,86	23,04
016	MA_1_76-1_dk_00007_06	22,51	22,69	22,87	23,05
017	MA_1_76-1_dk_00007_07	22,53	22,72	22,90	23,08
018	MA_1_76-1_dk_00008	22,52	22,70	22,88	23,07



Figuur 6-5: VKA ontwerp 1 l/s/m en een faalkans van 1/417.

6.2 DAGELIJKSE, GEMIDDELDE EN LAAG-WATERSTANDEN

6.2.1 GEMIDDELDE RIVIERWATERSTAND

De gemiddelde rivierwaterstand is gelijk aan het stuwpeil en bedraagt NAP +16,7 m [28].

6.2.2 FREATISCHE LIJN IN DE DAGELIJKSE SITUATIE

De dagelijkse freatische grondwaterstand bevindt zich op NAP +17,0 m [23], dit is lager dan het bestaande maaiveldniveau en ligt daarmee ook onder het dijklichaam. Aangenomen wordt dat de dagelijkse freatische lineair verloopt van de gemiddelde rivierwaterstand van NAP +16,7 m naar de dagelijkse freatische grondwaterstand van NAP +17,0 m ter hoogte van de buitenkruin.

6.2.3 FREATISCHE LIJN BIJ STRIJKEN STUW

De maatgevende buitenwaterstand bij de belastingsituatie strijken stuw betreft het stuwpeil benedenstrooms van de te strijken stuw. Voor Roerdelta betekent dit een stuwpeil van NAP +14,0 m op basis van de stuw bij Belfeld [28]. Gelet op de bodemhoogte van de haven La Bonne Aventure op basis van peilingen uit 2018 in Bodemhoogten [42], zal de haven deels droog komen te staan bij het strijken van de stuw bij Roermond.

Over de te hanteren grondwaterstand bij de belastingsituatie wordt in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] geen handvatten gegeven. Voorafgaand aan het strijken van een stuw in verband met ijsgang zou sprake kunnen zijn van een hoogwater situatie. Hierdoor is ervoor gekozen om de 1x per jaar hoogwaterstand als grondwaterstand te modelleren. Voor zichtjaar 2125 betreft de 1x per jaar hoogwaterstand NAP +18,06 m op basis van lineair extrapoleren van de gegevens in Tabel 6-2.

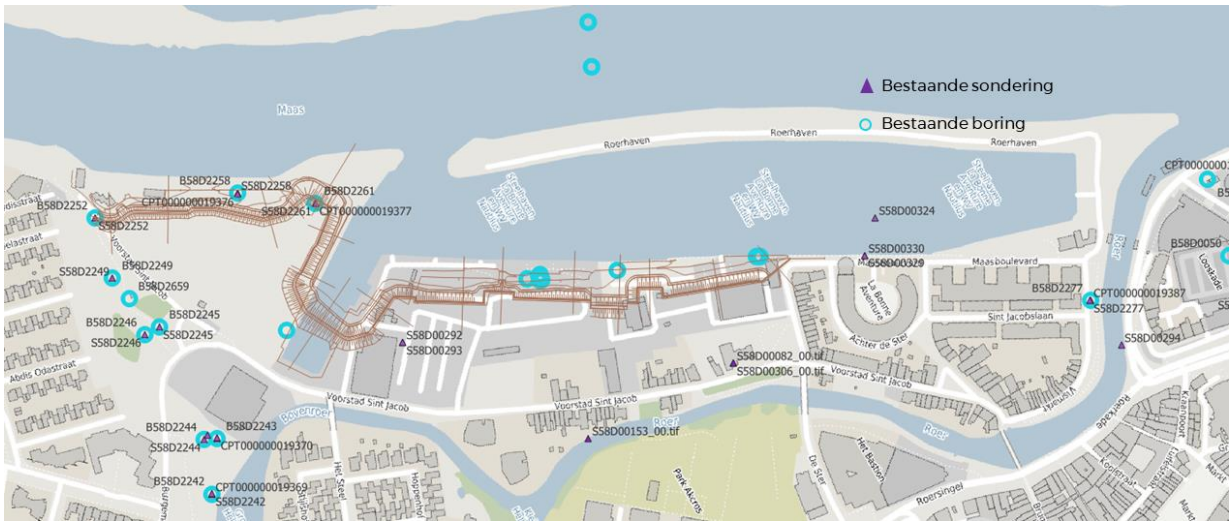
Ter hoogte van de buitenteen wordt de buitenwaterstand op NAP +14,0 m geschematiseerd en ter hoogte van de buitenkruin op NAP +18,06 m. Aangenomen wordt dat de grondwaterstand tussen de buitenteen en buitenkruin lineair verloopt en dat binnendijks van de buitenkruin de grondwaterstand niet afneemt.

7 BODEMOPBOUW EN GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN

7.1 GRONDONDERZOEK

7.1.1 BESCHIKBAAR ONDERZOEK

In Figuur 7-1 is een overzicht van het reeds uitgevoerd grondonderzoek binnen het projectgebied. Hierin is de zien dat het beschikbaar grondonderzoek redelijk beperkt is. Het beschikbare grondonderzoek is volledig in Dinoloket terug te vinden [26].

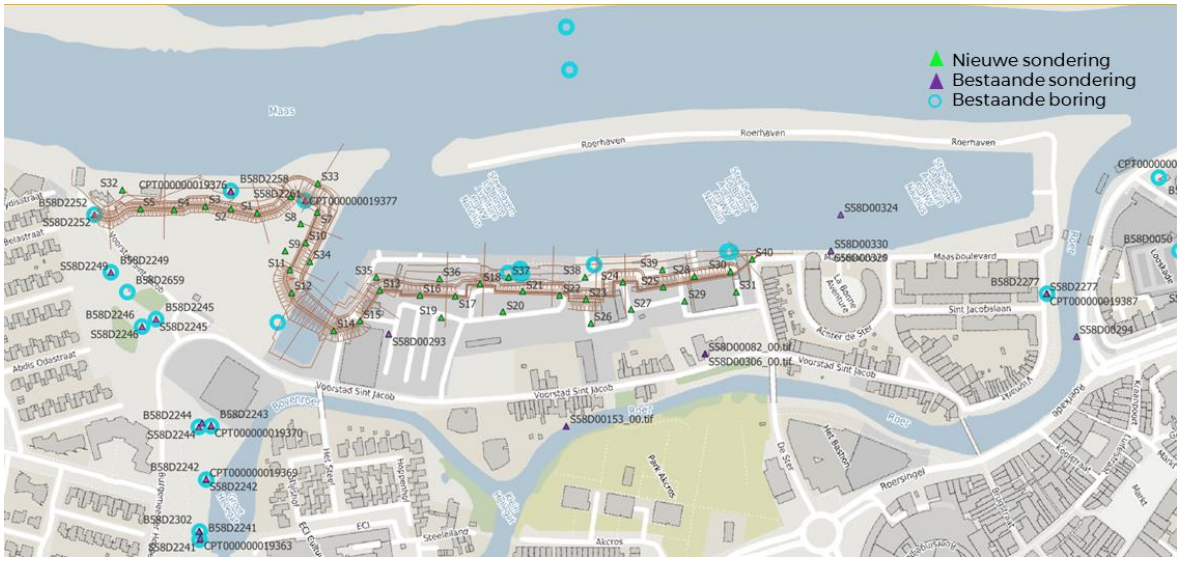


Figuur 7-1: Projectlocatie waarin concept ontwerp en bestaand grondonderzoek is weergegeven.

7.1.2 NOG UIT TE VOEREN GRONDONDERZOEK

Bij de aanvang van de Planuitwerkingsfase is aanvullend grondonderzoek uitgevraagd, zie Figuur 7-2. Voor een gedetailleerd overzicht van het uitgevraagd onderzoek wordt verwezen naar de memo “Plan geotechnisch onderzoek” [18].
Het aanvullend uitgevraagd terreinonderzoek bestaat uit het uitvoeren van:

- 50 sonderingen (vanaf land) tot een diepte van NAP +10 m (en minsten 1 m in zandlaag)
- 5 boringen (locatie afhankelijk van sonderingen) met labonderzoek



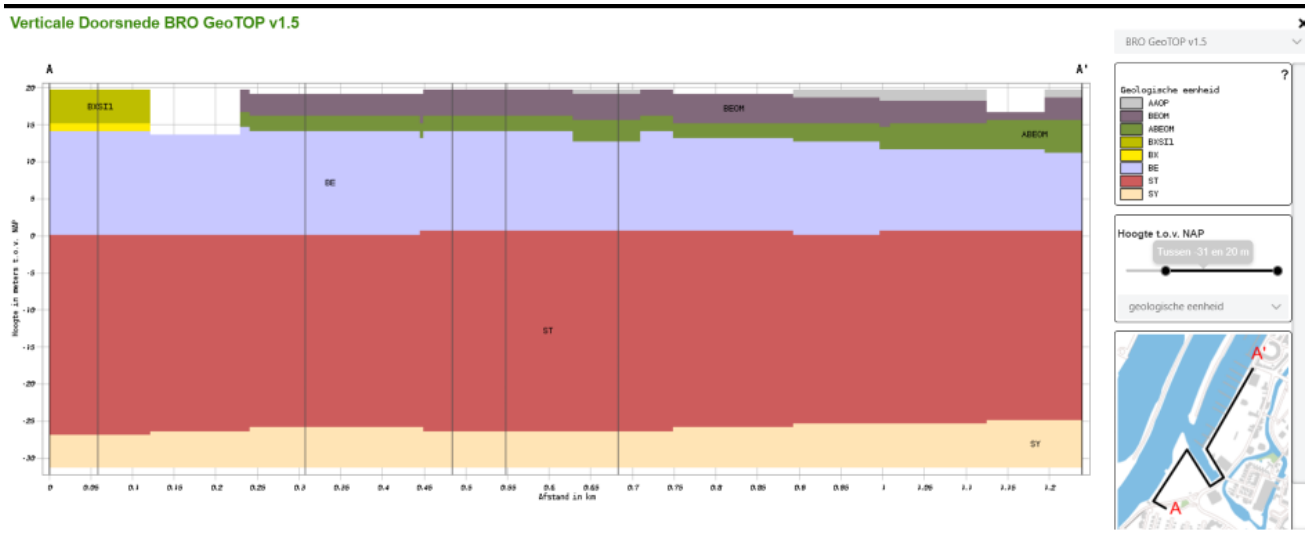
Figuur 7-2: Beoogde locaties sonderingen en boringen (en aanwezigheid bestaand grondonderzoek) [18].

N.B. Zodra het aanvullend grondonderzoek gereed is zal beoordeeld worden of dat parameterwaardes aangepast dienen te worden.

7.2 BODEMOPBOUW

7.2.1 FORMATIES

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is gekozen om uit te gaan van een globale bodemopbouw volgens GeoTOP. In Figuur 7-3 is de geologische ondergrond direct onder het maaiveld binnen het projectgebied weergegeven. Hierin zijn verschillende formaties/laagpakketten te onderscheiden. De samenstelling en dikte van deze lagen wordt in Tabel 7-1 beschreven. De doorlatendheden van de zandige lagen is opgegeven in [28].



Figuur 7-3: Dwarsprofiel uit GeoTOP v1.5 (tot -30 m) langs het project gebied [26].

Tabel 7-1: Schematisering geologie volgens GeoTOP v1.5 [26] [28]

Bodem	Formatie		Niveau bovenzijde [m + NAP]	Dikte [m]	Doorlatendheid (k_h) [m/dag]	Omschrijving
Deklaag	Antropogeen	AAOP	19-21	1 á 2	15 á 20***	Antropogene afzetting
	Boxtel*/ Boxtel* – Laagpakket van Singraven	BXSI1, BX	19-21	5 á 7	1 á 3***	BXSI1 – Klei, siltig tot zandig, humeus; veen, kleiig, zeer fijn tot zeer grof zand BX - zeer tot matig fijn zand, lokaal kleiig, grindig of humeus; leem, lokaal zandig; klei siltig tot zandig; humeus; veen, kleiig.
	Beegden – Laagpakket van Oost-Maarland	BEOM, ABEOM	19-21	5 á 7	1 á 3***	aan de top en 1 tot 3 m leemlaag, sterkzandig, fijn tot zeer grof grind met lokaal stenen
Watervoerend pakket	Boxtel*	BX	18/15	0 á 2	10 á 15	Zeer tot matig fijn zand, siltig
	Beegden	BE	15 /(13 noordelijke deel)	13 á 15	75 á 175	Matig tot uiterst grof zand, grindhoudend
	Sterksel	ST	0	27	25 á 65	Matig tot uiterst grof zand, grindhoudend
	Stamproy / Kiezelooliet	SY	-27	73	10 á 15	Uiterst fijn tot zeer grof zand, leemlagen en kleilagen

* Formatie van Boxtel is alleen aanwezig in het zuidelijke deel van het traject bij het Shell terrein.

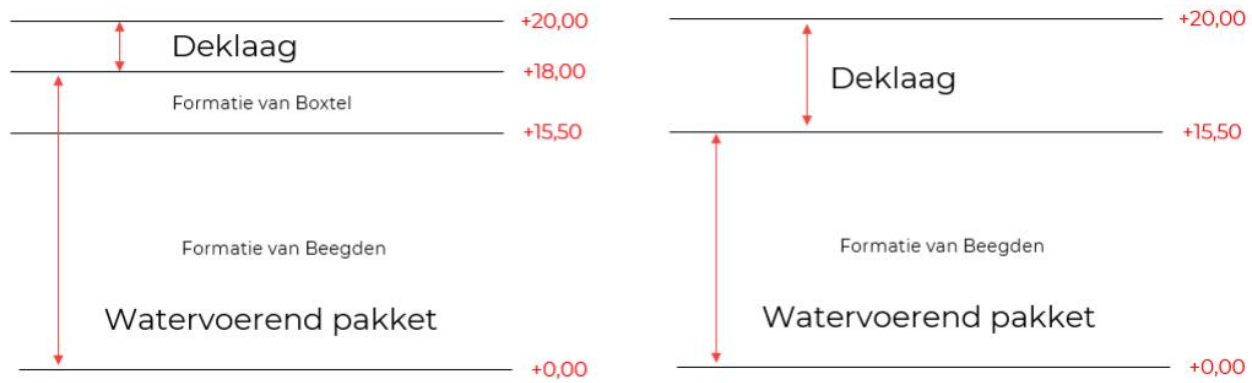
** De Formatie van Beegden – Laagpakket van Oost-Maarland is aanwezig in het noordelijke deel van het traject.

*** Inschatting o.b.v. GeoTOP v1.5, BRO REGIS II v2.2.1 [26] en expert judgement.

Er zijn meerdere zandformaties in dit gebied aanwezig. Conform de NvU van waterschap Limburg [28] dient voor de bepaling van het watervoerend pakket eerst een equivalente doorlatendheid (gewogen gemiddelde) van de zandformaties te worden bepaald. Wanneer de bovenste formatie een hogere doorlatendheid heeft dan de equivalente doorlatendheid dient alleen de bovenste formatie tot het watervoerend pakket te worden gerekend. Door verschillen in doorlatendheid zal de stroming hoofdzakelijk door de bovenste formatie lopen. Voor Roerdelta betekent dit dat het watervoerend pakket maar tot onderzijde van formatie Beegden doorloopt. Dit vanwege de relatieve hoge doorlatendheid van deze laag in vergelijking met onderliggende lagen. Ook is de formatie van Beegden redelijk dik (13 a 15 m).

In de Nota van uitgangspunten ontwerp zijn geen uitgangspunten gegeven ten aanzien van de verticale doorlatendheid van de deklaag. De verticale doorlatendheid is benodigd voor het bepalen van het stijghoogteverloop. Een hoge verticale doorlatendheid is conservatief voor het voorland en een lage verticale doorlatendheid is conservatief voor het achterland (dit leidt namelijk tot een hogere stijghoogte). De doorlatendheid van het achterland heeft het grootste effect op het stijghoogteverloop, vanwege de relatief beperkte voorland lengtes. Aangenomen wordt dat er geen verschil is in de verticale doorlatendheid tussen het voorland en het achterland. Voor zandige klei wordt een verticale doorlatendheid van 1 m/dag aangehouden en voor de andere kleilagen wordt een doorlatendheid van 0,1 m/dag aangehouden.

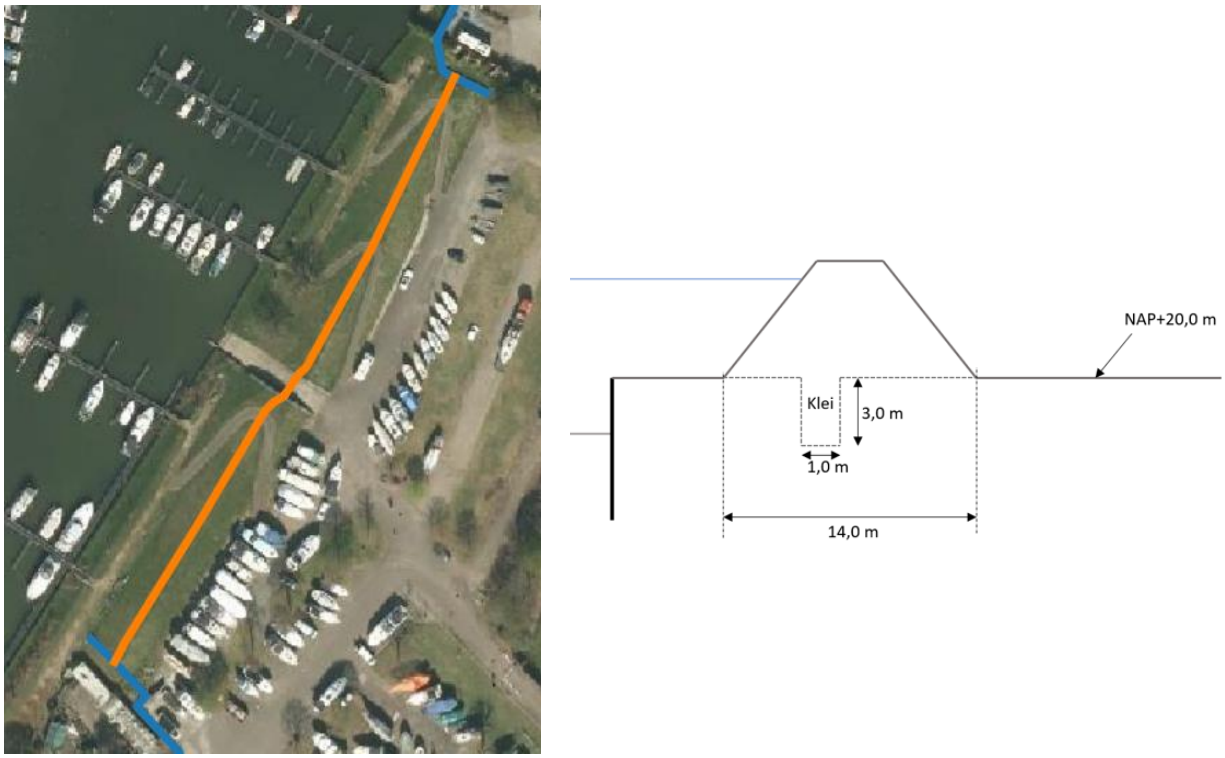
Op basis van REGIS en GeoTOP zijn er binnen het projectgebied globaal twee verschillende bodemopbouwen aanwezig. In Figuur 7-4 zijn de twee verschillende schematisaties weergegeven. Voor een aanvullende onderbouwing hiervan wordt verwezen naar de Nota Aanscherping Veiligheidsopgave [30].



Figuur 7-4: Links: ter plaatse van de aansluiting van het Shell eiland op de Voorstad Sint Jacobs, Rechts: overige gedeelte van het traject.

7.2.2 KLEIKIST TER PLAATSE VAN JACHTHAVEN

Ten behoeve van de WBI-beoordeling op piping in 2020 [33] is onderzoek gedaan naar de deklaag ter plaatse van de groene kering bij de jachthaven. Hieruit kwam naar voren dat dit terrein in het verleden een vuilstort is geweest en de bodemopbouw daarmee heel inhomogeen is. Er kan zodoende geen rekening worden gehouden met een doorlopende deklaagdikte. Bij de aanleg van de huidige groene kering is hier voor piping mee rekening gehouden door de aanleg van een kleikist tot NAP +17,0 m, Figuur 7-5. De aanwezigheid van de kleikist is bevestigd met aanvullend grondonderzoek in 2020 [27].



Figuur 7-5: Kleikist ter plaatse van de huidige groene kering bij de jachthaven

Vanwege de verplaatsing van de waterkering bevindt de kleikist zich in de nieuwe situatie niet meer onder de waterkering en heeft daarmee in de nieuwe situatie geen functie meer.

7.2.3 GEOTEXTIEL VOORMALIG SHELL-TERREIN

Vanwege de verontreinigingen ter plaatse van het voormalige Shell-terrein is een geotextiel aangebracht met daar bovenop een leeflaag van 1 m. Het geotextiel is niet waterdicht maar heeft een signalerende werking zodat op tijd kan worden gestopt met graven. De grondwaterstroming kan nog steeds optreden.

7.2.4 AANVULMATERIAAL

Voor het materiaal in de verholen dijk wordt 'klei dijk' aangenomen in de berekeningen. Daarnaast wordt voor het dempen van de Steelhaven schoon zand aangehouden. Tenslotte wordt voor de overige grondaanvullingen 'klei siltig' aangenomen.

7.3 GRONDGEDRAG

Conform WBI2017/OI2014v4 [1] wordt er onderscheid gemaakt in gedraineerd en ongedraineerd gedrag van de grondsoorten.

Voor de grondsoorten met een hoge doorlatendheid en slecht doorlatende grondsoorten boven de dagelijkse grondwaterstand zal conform de CSSM-theorie gedraineerd gerekend worden met c'-phi' parameters bij hoge rekpercentages. Door het toepassen van hoge rekpercentages is cohesie niet van belang en wordt hiervoor 0 kPa gehanteerd. In de PLAXIS-berekeningen kan wel met een beperkte cohesie van maximaal 2 kPa worden gerekend ter voorkoming van numerieke stabiliteit [28].

In de D-Stability berekeningen wordt verondersteld dat er geen volumeverandering optreedt, waardoor er wordt uitgegaan van non-associatief grondgedrag met een dilatantiehoek van 0 graden. In de PLAXIS-berekeningen wordt er wel gerekend met een dilatantiehoek bij het HS-model.

Voor slecht doorlatende grondsoorten onder de dagelijkse grondwaterstand zal ongedraineerd conform het SHANSEP-model worden gerekend met sterkteparameters S en m. Hierbij wordt ook de Pre Overburden Pressure (POP) meegenomen.

Het opbarsten of opdrijven van de deklaag wordt beschouwd conform Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [5]. Bij opbarsten van de deklaag worden de sterkteparameters gereduceerd, S = 0 of phi' = 0 [28].

7.4 GEOTECHNISCHE PARAMETERS VOOR MACROSTABILITEIT (D-STABILITY)

Onderstaande tabel met volumegewicht en sterkte voor de grondlagen is overgenomen uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28], alleen voor de laag "Klei" zijn volumieke gewichten toegevoegd. Alleen de aanwezige grondlagen binnen het project gebied zijn opgenomen.

Tabel 7-2: Sterkteparameters macrostabiliteit [28]

GRONDLAAG	FORMATIE	γ_{NAT} [KN/M³]	γ_{SAT} [KN/M³]	S_{KAR} [-]	M_{KAR} [-]	POP_{KAR} [-]	$\Phi'_{KAR, CSSM}$ [°]
ZAND DIJK	Antropogeen	19,5	20,1	-	-	-	29,0
KLEI DIJK	Antropogeen	19,5	20,1	-	-	-	30,5
KLEI ZANDIG	Holoceen	19,5	20,1	-	-	-	30,5
KLEI SILTIG	Antropogeen	17,8	18,6	0,24	0,89	*12*[3]	29,9[2]
KLEI[1]	Beegden	*17,0*[1]	*18,0*[1]	-	-	*12*[4]	29,9
LOKALE BEEKDALAFZETTINGEN OF OPGEVULDE MAASMEANDERS (ORGANISCHE KLEI)	Holoceen	14,0	14,0	0,22	0,80	10	-
ZAND FIJN FLUCIATIEL	Holoceen	18,0	20,0	-	-	-	32,4
ZAND FIJN EOLISCH	Boxtel	17,0	19,0	-	-	-	28,6
ZAND GROF	Beegden	18,5	20,5	-	-	-	32,0

[1] In de NvU [25] is voor het volumiek gewicht geen waarde gegeven, in het interpretatierapport [34] waarin de Nvu [25] naar verwezen wordt staat een range, van deze range zijn de ondergrenswaarden aangenomen.
[2] standaard phi uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5].
[3] POP gekozen op basis van ondergrenswaarde uit het interpretatierapport [34] waarnaar in de NVU [25] wordt verwezen.
[4] Bij gebrek aan proeven wordt een vrij hoge POP waarde gesuggereerd in de NVU [25]. Deze waarde rijmt ook niet met het interpretatierapport [34]. De waarde is nu overgenomen, hierbij wordt wel aangegeven dat hier in het ontwerp voorzichtig mee om moet worden gegaan. Indien het nieuwe grondonderzoek een lagere waarde geeft dient dit aangepast te worden in het ontwerp, de verwachting is echter dat deze voorzichtige waarde aangetoond kan worden.

7.5 GEOTECHNISCHE PARAMETERS D-SHEETPILING

De parameters voor het ontwerp van damwanden middels D-Sheetpiling is door het waterschap Limburg voorgeschreven in [29] en weergegeven in Tabel 7-3.

Tabel 7-3: Sterkteparameters D-Sheetpiling

GRONDLAAG	YDR [KN/M3]	YNAT [KN/M3]	PHI [°]	DELTA [°]	K1	K2	K3
ZAND DIJK	19,5	20,1	27,5	13,7	4.000	2.000	800
KLEI DIJK	19,5	20,1	27,5	13,7	4.000	2.000	800
KLEI SILTIG	17,8	18,6	22,5	11,25	4.000	2.000	800
ZAND BOXTEL	17,0	19,0	30,0	20,0	12.000	6.000	3.000
ZAND BEEGDEN	18,5	20,5	32,5	21,67	40.000	20.000	10.000

7.6 GEOTECHNISCHE PARAMETERS VOOR LANGSCONSTRUCTIES (PLAXIS)

7.6.1 PARAMETERS NOTA VAN UITGANGSPUNTEN WATERSCHAP LIMBURG

MATERIAALMODELLEN PLAXIS

In Plaxis wordt volgens het POVM Eindige Elementen [9] onderscheid gemaakt in de gedraineerde en ongedraineerde fases. Voor de verschillende grondlagen is hieronder aangegeven wat het bijbehorende materiaalmodel in Plaxis is per scenario.

Tabel 7-4 Materiaalmodellen gedraineerd en ongedraineerd

GRONDLAAG	GEDRAINEERD	ONGEDRAINEERD
ZAND DIJK	n.v.t. [1]	n.v.t. [1]
KLEI DIJK	SSC	SSC[2]
KLEI ZANDIG	SSC	SSC[2]
KLEI SILTIG	SSC	SHANSEP
KLEI[1]	SSC	SSC[2]
ZAND FIJN FLUCIATIEL	HS	HS
ZAND FIJN EOLISCH	HS	HS
ZAND GROF	HS	HS

[1] Bij gebrek aan parameters in de NvU [30] kan dit materiaal niet in Plaxis worden meegenomen.
[2] Bij gebrek aan Shansep parameters voor deze materialen wordt in de ongedraineerde fase ook gerekend met het SSC-materiaalmodel.

In de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] zijn geotechnische parameters gegeven die worden gehanteerd in de berekeningen van de langsconstructies in PLAXIS. De volumieke gewichten, sterkteparameters en POP's in Tabel 7-2 in de voorgaande paragraaf worden ook in de PLAXIS-berekeningen gehanteerd.

Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] is het toegestaan om te rekenen met een cohesie van maximaal 2 kPa voor oppervlakkige lagen en 0,5 kPa voor zandlagen ter voorkoming van numerieke instabiliteit.

HARDENING SOIL MATERIALEN

Onderstaande tabel geeft de verwachtingswaarde voor de stijfheidsparameters weer voor de HS-materialen, deze zijn afkomstig uit de NVU [28].

Tabel 7-5: Verwachtingswaarden geotechnische parameters Hardening Soil model

GRONDLAAG	E_{50} [KPA]	E_{OED} [KPA]	E_{UR} [KPA]	M [-]
ZAND FIJN (FLUCIATIEL BEEGDEN OF HOLOCEEN)	15.000	15.000	45.000	0,5
ZAND FIJN (EOLISCH BOXTEL)	30.000	30.000	90.000	0,5
ZAND GROF (BEEGDEN)	15.000	15.000	45.000	0,5

Voor het modelleren in Plaxis moeten deze parameters worden omgezet in laag- en hoog karakteristieke waarden. Voor langsconstructies met verankerde damwanden kan worden volstaan met alleen de laag karakteristieke waarden, voor onverankerde damwanden dient rekening te worden gehouden met hoog karakteristieke waarden cf. PPE [9].

Aan de hand van de verwachtingswaarden en variatiecoëfficiënten voor de HS-parameters zijn karakteristieke waarden bepaald op basis van een lognormale verdeling. Deze zijn weergegeven in Tabel 7-8.

Tabel 7-6: Karakteristieke geotechnische parameters Hardening Soil model (afgeleid vanuit verwachtingswaarden)

	E_{50} [KPA]	E_{OED} [KPA]	E_{UR} [KPA]	M [-]	E_{50} [KPA]	E_{OED} [KPA]	E_{UR} [KPA]
GROND-LAAG	Laag karakteristieke waarden[1]				Hoog karakteristieke waarden[1]		
ZAND FIJN (FLUCIATIEL BEEGDEN OF HOLOCEEN)	10.000	10.000	30.000	0,42	22.500	22.500	67.500
ZAND FIJN (EOLISCH BOXTEL)	20.000	20.000	60.000	0,42	45.000	45.000	135.000
ZAND GROF (BEEGDEN)	10.000	10.000	30.000	0,42	22.500	22.500	67.500

[1] Voor de m-waarden geldt een variatiecoëfficiënt van 0,1 [28]. Daarnaast wordt voor het bepalen van de karakteristieke stijfheidsparameters voor het HS-model de verwachtingswaarden met een factor van 1,5 vermenigvuldigd/ gedeeld conform de PPE [9]. Bij onverankerde constructies dient te worden gerekend met een hoge stijfheid in de constructieve toets voor de grondlagen waar de constructie is ingeklemd. In de andere gevallen dient te worden gerekend met een lage stijfheid [9].

SOFT SOIL CREEP MATERIALEN

Hieronder zijn de parameters voor Soft Soil Creep (SSC) opgenomen, de verwachtingswaarden zijn afkomstig uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28]. Er is hierbij onderscheid gemaakt tussen de verwachtingswaarden en de hoog karakteristieke waarden [40]. Hoog karakteristieke waarden voor de stijfheidsparameters voor SSC leidt tot een lage stijfheid, waardoor voor SSC hoog karakteristieke waarden zijn bepaald. Hoge stijfheden (laag karakteristieke waarden voor SSC) hoeven alleen te worden toegepast in de zandlagen, en zijn voor de SSC-materialen dus niet bepaald.

Tabel 7-7: Geotechnische parameters Soft Soil Creep model

	λ^* [-]	κ^* [-]	μ^* [-]	λ^* [-]	κ^* [-]	μ^* [-]
GRONDLAAG	Verwachtingswaarden			Hoog karakteristieke waarden[2]		
KLEI DIJK	0,026	0,005	0,001[1]	0,045	0,0087	0,00175[1]
KLEI ZANDIG (HOLOCEEN)	0,026	0,005	0,001[1]	0,045	0,0087	0,00175[1]
KLEI (BEEGDEN)	0,026	0,005	0,001[1]	0,045	0,0087	0,00175[1]
KLEI SILTIG	0,030	0,006	0,001[1]	0,052	0,0105	0,00175[1]

[1] Voor μ^* bij het SSC-model geldt dat deze nog niet in de huidige versie van de Nota van Uitgangspunten ontwerp is opgenomen en daardoor afkomstig is uit een e-mail [40].
[2] Voor de stijfheidsparameters (λ^* en κ^*) geldt een variatiecoëfficiënt van 0,4 [28], die ook voor μ^* wordt aangehouden. Voor de sterkteparameters (α, G en γ) geldt een variatiecoëfficiënt van 0,1 [28].

SHANSEP NGI-ADP

Voor vier grondsoorten zijn SSC-parameters in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] beschikbaar (zie Tabel 7-7) en maar voor één grondsoort SHANSEP-parameters (zie Tabel 7-8). Hierom wordt enkel voor klei siltig gerekend met het SHANSEP-model na de switch op ongedraineerd rekenen.

Tabel 7-8: Laag karakteristieke waarden voor geotechnische parameters SHANSEP, NGI-ADP model

GRONDLAAG	ALPHA (=S) [-]	M [-]	G/S_U^A [-]	γ_F^C [%]	γ_F^{DSS} [%]	γ_F^E [%]
KLEI SILTIG	0,24	0,89	100	5	7,5	10

7.6.2 AANVULLENDE PARAMETERS

PLAXIS gebruikt als default voor $K_0^{NC} = 1 - \sin(\phi_{CS})$ conform de PPE [9]. Deze vergelijking wordt voor K_0^{NC} binnen Roerdelta aangehouden voor het HS en SSC-model. In Tabel 7-9 is de K_0^{NC} per grondlaag gegeven.

Tabel 7-9: K_0^{NC} per grondlaag

GRONDLAAG	FORMATIE	$\Phi'_{KAR, CSSM}$ [°]	K_0^{NC} [-]
KLEI DIJK	Antropogeen	30,5	0,49
KLEI ZANDIG	Holoceen	30,5	0,49
KLEI SILTIG	Antropogeen	29,9*	0,50
KLEI*	Beegden	29,9*	0,50
ZAND FIJN FLUCIATIEL	Holoceen	32,4	0,46
ZAND FIJN EOLISCH	Boxtel	28,6	0,52
ZAND GROF	Beegden	32,0	0,47

*standaard phi uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [5].

De dilatantiehoek wordt voor de grondlagen met HS-model bepaald door $\Psi = \varphi - 30$ aan de hand van de PLAXIS-manual [12].

Voor SHANSEP wordt voor $s_{u,min}$ gekozen om de default waarde aan te houden. De default waarde van deze parameters is 0 [9]. Daarnaast wordt ook voor de pre-shearing-parameter τ_0/s_u^A de default waarde van 0,7 aangehouden [12]. De overige SHANSEP-parameters zijn bepaald aan de hand van SHANSEP NGI-ADP Validatie cases [38] en weergegeven in Tabel 7-10.

Tabel 7-10: Overige parameters SHANSEP NGI-ADP model [38]

PARAMETER	s_u^P/s_u^A	s_u^{DSS}/s_u^A	ν	ν_u
WAARDE [-]	0,98	0,99	0,20	0,495

Voor klei en veen wordt voor $R_{inter} = 1/2$ aangehouden en voor zand $R_{inter} = 2/3$ op basis van Analyse Macrostabiliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode [16]. Conform het HWBP-DIV Gebruikersplatform Macrostabiliteit [39] past PLAXIS de interface-eigenschappen niet automatisch aan bij de overstap op SHANSEP NGI-APD model. Hierom is er bij de SHANSEP-grondlagen ervoor gekozen om de interface uit te zetten en een dunne laag rondom de damwand te schematiseren met een gereduceerde sterkte van 70% van de oorspronkelijke sterkte op parameter S (alpha in het SHANSEP, NGI-ADP model). De interface eigenschappen voor klei siltig met

SHANSEP worden in PLAXIS willekeurig bepaald, omdat de grondsoort zonder interface eigenschappen niet valide zou zijn in PLAXIS. Aangezien de interfaces van de SHANSEP lagen worden uitgezet, hebben de opgegeven interface eigenschappen voor klei siltig met SHANSEP geen effect op de resultaten.

7.7 GEOTECHNISCHE PARAMETERS VOOR PIPING EN HEAVE

Voor de doorlatendheid is in [28] een bandbreedte gegeven, het gemiddelde waarde hiervan is als basis voor de analyse gehanteerd, Tabel 7-11. Voor Roerdelta zijn geen korreldiameters bekend vanuit het SOS, waterschap of grondonderzoek. Voor de Formatie van Boxtel een $D_{70,gem}$ van 290 µm aangehouden, deze waarde is overgenomen van een HWBP project van het naastgelegen dorp Beesel [25][33]. Voor de Formatie van Beegden wordt in [28] $D_{70,gem}$ = 585 µm aangegeven, dit is een hoge waarde en veiligheidshalve wordt net als in de Verkenningsfase voor deze formatie $D_{70,gem}$ = 325 µm gehanteerd, Tabel 7-12.

Tabel 7-11: Doorlatendheid formaties K

FORMATIE	K_{GEM} [M/DAG]	K_{KAR} [M/DAG]]
HOLOCEEN	17,5	34
BOXTEL	12,5	24
BEEGDEN	125	243
STERKSEL	45	88
STAMPROY / KIEZELOOLIET	12,5	24

Tabel 7-12: Korreldiameter formaties D_{70}

FORMATIE	$D_{70, GEM}$ [μM]	$D_{70, KAR}$ [μM]
HOLOCEEN	325	265
BOXTEL	290	237
BEEGDEN	325	265
STERKSEL	585	477
STAMPROY / KIEZELOOLIET	585	477

In de Verkenningsfase [30] zijn analyses voor piping uitgevoerd. De aangehouden bodemopbouw zal met het aanvullend onderzoek geverifieerd moeten worden. De conclusies zouden daarmee kunnen veranderen.

8 MACROSTABILITEIT

8.1 SOFTWARE EN GLIJVLAKMODEL

De berekeningen voor macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts worden uitgevoerd met de software D-Stability 2025.01 van Deltares. Het glijvlakmodel van Bishop, Liftvan en Spencer worden gehanteerd [28].

Alleen glijvlakken die direct tot falen van de waterkering, en dus tot een overstroming leiden, worden beschouwd. Conform schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [5] wordt uitgegaan van glijvlakken die in de kruin of het buitenste deel van het talud doorsnijdt. Er wordt een minimale cirkeldiepte van 1 m aangehouden.

8.2 SCHEMATISERING DWARSPROFIEL

De schematisering van het dwarsprofiel wordt overgenomen van de ontwerpprofielen die zijn opgesteld voor het vergunningsontwerp [21]. De maatgevende doorsnedes met grootste taludlengte of kortste afstand tot de Steelhaven worden beschouwd.

In de haven La Bonne Aventure geldt een nautische diepte van NAP +14,3 m conform Onderhoudsbaggerwerkzaamheden en aanleg onderwaterdrempel [41]. Daarnaast is er sprake van een baggertolerantie van 0,10 m en onderwatertalud van 1:4 tot nautische diepte [41]. Op basis van peilingen uit 2018 in Bodemhoogten [42] is ter hoogte van de Steelhaven sprake van aanslibbing. Daarnaast lijkt het er op dat voor een deel van de Steelhaven geldt dat deze wel als een vlakke bodem wordt onderhouden op basis van de peilingen. Op basis van Hoeveelheden [43] valt op te maken dat de bodemhoogte langs de kademuur over het algemeen lager is dan wanneer men zou uitgaan van het theoretische 1:4 profiel. Hierom wordt er conservatief voor gekozen om langs de kademuur een bodemhoogte van NAP +14,2 m (=NAP +14,3 – 0,1 m baggertolerantie) te hanteren.

Op een aantal locaties is de bodemhoogte op circa 6 á 7 meter van de kademuur lager dan NAP +14,2 m. Aangenomen wordt dat dit buiten de invloedszone van STBU is, waardoor het hanteren van een onderwaterhelling naar de diepere delen in de berekeningen niet noodzakelijk is. Indien uit de STBU berekeningen blijkt dat sprake is van relatief grote afschuivingen, dan wordt een onderwaterhelling naar de diepere waterbodems meegenomen.

8.3 BELASTINGSITUATIES

Voor STBI (macrostabiliteit binnenwaarts) zijn er verschillende belastingsituaties. Aanzien voor dit project ook bij de UGT-situatie met WBN wordt uitgegaan van een hoge verkeersbelasting van 13 kN/m^2 (zie paragraaf 5.2), is deze situatie maatgevend. De BGT-situatie met ‘WBN-0,5 m’ is daarmee niet meer relevant.

Voor STBI dient conform de schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [5] bij een overslagdebiet van meer dan 1 l/s/m ook rekening te worden gehouden met stabiliteit bij overslag. Uit Tabel 6-4 volgt dat het overslagdebiet bij een kruinhoogte van NAP +23,15 m lager is dan 1 l/s/m waardoor STBI met overslag niet geverifieerd hoeft te worden.

Voor STBU (macrostabiliteit buitenwaarts) is de belastingsituatie ‘Val na Hoogwater’ overal relevant. Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] is het strijken van een stuw mogelijk maatgevend voor schaardijken en langsconstructies. Op de relevante locaties wordt hierom deze belastingsituatie beschouwd.

8.4 STABILITEITSFACTOR

De benodigde stabiliteitsfactor (F_{eis}) wordt opgebouwd uit een vermenigvuldiging van onderstaande factoren:

- Schadefactor (γ_n)
- Modelfactor (γ_d)
- Schematiseringsfactor (γ_b)

De materiaalfactor (γ_m) bij het rekenen volgens CSSM bedraagt 1,0 [5]. De rekenwaarden van de sterkteparameters zijn hierdoor gelijk aan de karakteristieke waarden.

Op basis van de faalkanseisen op doorsnede-niveau die zijn weergegeven in Tabel 3-2 kunnen voor stabiliteit de vereiste stabiliteitsfactoren worden afgeleid. Voor het ontwerp worden de ondergrenswaarden aangehouden. Er wordt uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1,1. Voor Bishop wordt een modelfactor van 1,11 gehanteerd, voor LiftVan 1,06 en voor Spencer 1,07. Voor STBU wordt 10% van de doorsnede-eis van STBI aangehouden.

Tabel 8-1: Vereiste SF voor STBI zonder overslag en STBU per rekenmodel

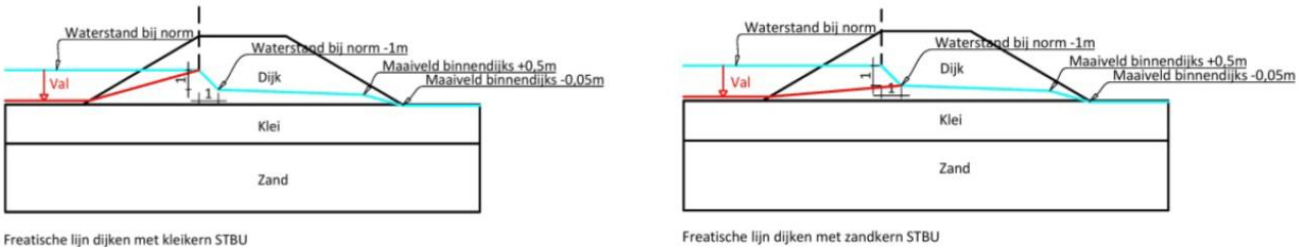
	$P_{EIS;DSN}$	BETA	SCHADEFACTOR	REKENMODEL	SF_{EIS}
STBI	1/6.892	3,62	0,95	Bishop	1,16
				LiftVan	1,11
				Spencer	1,12
STBU	1/689	2,98	0,86	Bishop	1,05
				LiftVan	1,00
				Spencer	1,01

Voor stabiliteit met overslag is geen vereiste stabiliteitsfactor bepaald, omdat deze belastingsituatie niet hoeft te worden beschouwd voor Roerdelta (zie paragraaf 8.3).

Sprake is van gereduceerde veiligheidsfactoren voor de belastingsituatie strijken stuw, aangezien het een calamiteit betreft [28]. In de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] wordt hierom als voorbeeld voor de schematiseringsfactor 1,0 en schadefactor 1,0 gegeven. Dit zou echter leiden tot een hogere vereiste SF voor de belastingsituatie strijken stuw dan val na hoogwater STBU, omdat de schadefactor voor STBU 0,86 betreft. Hierom is ervoor gekozen om voor de belastingsituatie strijken stuw in eerste instantie dezelfde vereiste safety factor te hanteren als voor val na hoogwater STBU en aan te scherpen indien noodzakelijk.

8.5 FREATISCHE LIJN

De freatische lijn wordt op aangeven van het waterschap geschematiseerd volgens Figuur 8-1 [28]. Het verloop bij 'WBN' wordt aangehouden voor STBI en het verloop bij 'Val na Hoogwater' wordt gebruikt voor STBU. Voor STBU wordt er een onderscheid tussen een zand- en kleikern gehanteerd.



Figuur 8-1: Schematisering freatische lijn STBI en STBU [28]

Voor de waterstand in de binnenteen wordt, zoals Figuur 8-1 aangeeft, op 0,5 m boven binnendijks maaiveldniveau aangehouden. Verder wordt voor dit punt 30 cm onder het buitentalud gehanteerd, dit komt overeen met de dikte van de leeflaag. Daarnaast wordt in de schematisatie van de freatische lijn bij de WBN situatie aangenomen dat de freatische lijn in de dijk niet wordt beïnvloed door de grondaanvulling buitendijks van het dijklichaam.

Het stuwpeil ligt enkele meters lager dan het maaiveld en de ondergrond is goed doorlatend waardoor er geen sprake is van opbolling van de grondwaterstand [28].

8.6 STIJGHOOGTELIJN

8.6.1 SCHEMATISERING

Voor de schematisatie van de stijghoogten in het watervoerend pakket worden de modellen 4A en 4C conform TRWD [7] gehanteerd. Model 4A behoort bij de situatie zonder opbarsten en model 4C met opbarsten. Deze modellen behoren bij een stationaire stromingssituatie.

8.6.2 OPBARSTEN

De controle op opbarsten wordt uitgevoerd conform OI2014v4 [1]. De veiligheidsfactor voor opbarsten van de deklaag voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts dient minimaal gelijk te zijn aan 1,2. Een lagere veiligheid kan leiden tot opbarsten.

Als de opbarstveiligheid lager is dan 1,2 wordt bij deklagen dunner dan 4 m gerekend zonder geotechnische sterkte van de opbarstzone, de φ' of S zijn dan gelijk aan 0. Het volumegewicht blijft wel behouden. De breedte van de opbarstzone bedraagt 3x de deklaagdikte zodat de glijcirkel door deze zone gaat, ook bij dunne deklagen.

Wanneer de opbarstveiligheid lager is dan 1,0 wordt de grenspotentiaal voor de stijghoogte aangehouden.

8.7 INDRINGINGSLENGTE

De indringinglengte bedraagt meer dan zes meter voor siltige en zandige klei op basis van de SH Macrostabiliteit [5]. Op basis van het beschikbare grondonderzoek is sprake van siltige en zandige klei in het gebied. Hierom wordt het hanteren van een indringingslengte als een onveilige situatie beschouwd en wordt derhalve lineaire interpolatie toegepast over de deklaagdikte tussen de freatische lijn en de stijghoogte.

9 PIPING

9.1 HORIZONTALE VS VERTICALE KWELWEG

Voor piping wordt onderscheid gemaakt tussen een zuiver horizontale kwelweg en kwelwegen met een verticale component [3][4]. Voor beide wordt de maatgevende kwelweg gezocht. Voor zuiver horizontale kwelwegen wordt het rekenmodel van Sellmeijer toegepast, voor andere kwelwegen de rekenregel van Lane of de publicatie Heaveschermen [15].

9.1.1 SELLMEIJER

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

- $\gamma_{b,p}$, schematiseringsfactor van 1,1.
- γ_{pip}, veiligheidsfactor voor deelfaalmechanisme piping, deze is afhankelijk van de betrouwbaarheidseis en kan middels onderstaande formules worden bepaald [1].

$$\beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn})$$

$$\gamma_{pip} = 1{,}04 * e^{(0{,}37\beta_{eis,dsn} - 0{,}43\beta_{max})}$$

Tabel 9-1: Bepaling factor γ_{pip}

PARAMETER	WAARDE
$P_{eis,dsn}$	1:3744 (zie Tabel 3-2)
$\beta_{eis,dsn}$	3,46
P_{max}	1:100
β_{max}	2,33
γ_{pip}	1,38

9.1.2 LANE

De rekenwijze is uitgewerkt in SH piping bij Kunstwerken [4]. Voor de rekenregel van Lane is een Creepfactor $C_{w,creep}$ benodigd. Dit is een materiaalconstante van de ondergrond die empirisch is bepaald om de weerstand tegen uitspoeling te representeren. De factor is afhankelijk van de mediane korreldiameter D_{50} van het zand. Deze waarde kan worden verkregen door de relatie $D_{50} = D_{70}/1{,}35$ [6]. Voor de $C_{w,creep}$ wordt een waarde van 7 aangehouden, dit komt overeen met een D_{50} van 150-210 µm [4].

Wanneer met de rekenregel van Lane niet wordt voldaan kan de damwandlengte in Plaxis worden aangescherpt middels de publicatie Heaveschermen [15].

9.2 SCOPE VERKENNINGSFASE

In de Verkenningsfase zijn voor het Roerdelta-ontwerp drie verschillende ontwerpalternatieven doorgerekend [30].

- Alternatief 1: Verholen gronddijk zonder constructie
- Alternatief 2: Verholen constructie met talud aan de buitendijkse zijde
- Alternatief 3: Flexibele coupure met zelfsluitend systeem

Hieruit volgde dat alternatief 1 en 2 voldoen aan de criteria voor piping. Alternatief 3 voldoet niet voor piping en heeft een kwelscherm nodig.

Een belangrijk aandachtspunt hierbij is dat er bij de analyse in de Verkenningsfase [30] is uitgegaan van de aanwezigheid van een deklaag van grofweg 3 à 4 m meter dik. Aanvullend (grond)onderzoek zal moeten uitwijzen of deze deklaag ook overal aanwezig is. Wanneer dit niet het geval is zal een aanvullende analyse opgesteld moeten worden en kunnen aanvullende maatregelen tegen piping benodigd zijn.

10 ONTWERP LANGSCONSTRUCTIES

10.1 NORMEN

Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] dienen stabiliteitsverhogende langsconstructies als onderdeel van een dijklichaam te worden ontworpen middels PLAXIS-berekeningen conform de Waterwet en de aanwijzingen uit de PPL [8] en PPE [9]. Bij binnendijkse stabiliteitsverhogende langsconstructies is het Bouwbesluit niet van toepassing [28].

10.2 STABILITEITSFACTOR

Conform de PPL [8] dient de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabiliteit voor stabiliteitsverhogende constructies gelijkt te worden verdeeld over de onderstaande hoofd-faaloorzaken:

- Geotechnisch falen (GEO);
- Constructief falen (STR);
- Falen grond-constructie-interactie (SSI).

Het delen van de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabiliteit door de bovenstaande drie hoofdfaaloorzaken, leidt tot een vereiste schadefactor van 0,99 in plaats van 0,95 voor STBI en een vereiste schadefactor van 0,90 in plaats van 0,86 voor STBU. Voor de modelfactor geldt 1,06 conform de PPL [8]. De schadefactor en de modelfactor worden middels het toepassen van een design approach in PLAXIS is rekening gebracht. Het vermenigvuldigen van de schadefactor met de modelfactor leidt voor STBI tot een waarde van 1,05 en voor STBU 0,96. Doordat de factor voor STBU lager is dan 1,00 is er conservatief voor gekozen om deze niet in de design approach in rekening te brengen[2]. Na het berekenen van de safety factors voor STBI en STBU wordt getoetst of deze groter zijn dan de aangenomen schematiseringsfactor van 1,1.

De combinatie van het gelijktijdig bezwijken van een NWO en het optreden van een maatgevende hoogwatersituatie wordt uitzonderlijk geacht. Hierom wordt voor deze combinatie een conservatieve inschatting gedaan van een scenariokans van 10%. De schadefactor voor STBI wordt hierdoor van de analyses met NWO gereduceerd, waardoor het product van de schadefactor en de modelfactor onder 1,00 komt net als voor STBU. Hierom wordt er net als voor STBU voor gekozen om geen design approach in rekening te brengen bij de analyses met NWO[2].

10.3 HOOGTE CONSTRUCTIE

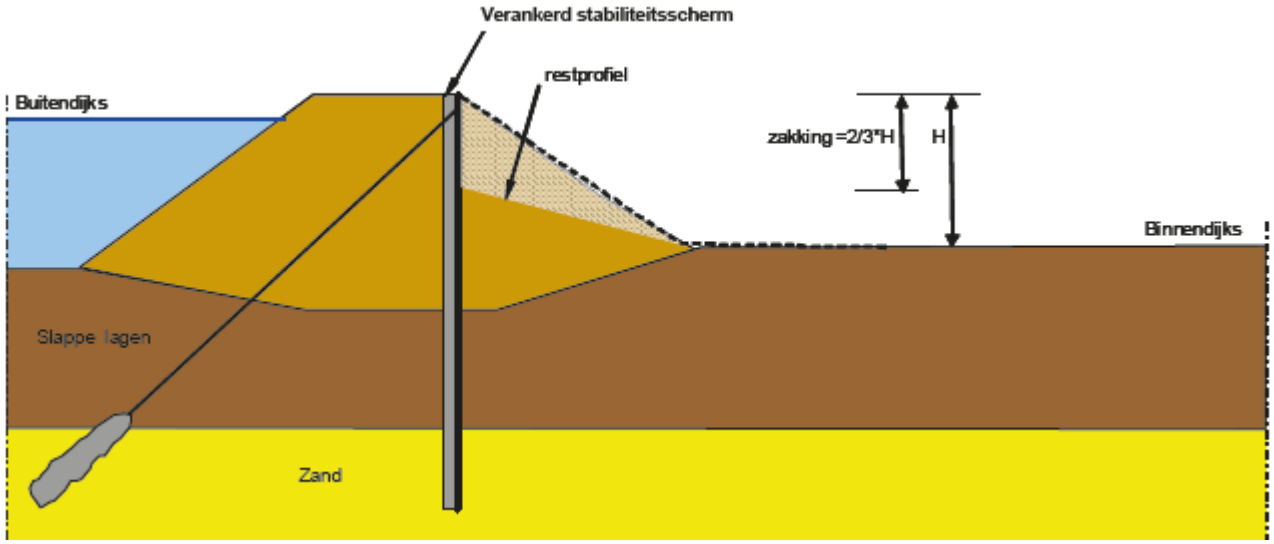
Bovenkant constructie is in de berekeningen aangenomen op HBN2125. Door de beperkte verschillen in het HBN2125 over het traject van Roerdelta, was voor het gehele traject NAP +22,90 m aangehouden als bovenkant van de langsconstructie. De bovenkant van de kruin van de verholen kering is op NAP +23,15 m, waardoor de constructie onder maaiveld is gemodelleerd in de berekeningen. Vanuit stedenbouwkundige ontwikkeling gaat er nog een leeflaag overheen, zodat het maaiveldniveau boven de constructie uiteindelijk nog wat hoger wordt.

Nadat de berekeningen van de langsconstructies waren uitgevoerd, is ervoor gekozen dat de bovenkant van de langsconstructie zich op het kruinniveau van de verholen kering op NAP +23,15 m bevindt. Hierdoor zijn gevoeligheidsberekeningen gemaakt, waarbij de bovenkant van de langsconstructie zich op NAP +23,15 m bevindt in plaats van NAP +22,90 m.

[2] Indien er niet kan worden voldaan aan de eis bij dit conservatieve uitgangspunt, kan er worden gerekend met een hogere sterkte (dit vanwege een partiele factor die kleiner is dan 1.0). Indien de eis dan wel wordt gehaald voldoet het ontwerp.

10.4 RESTPROFIEL

De langsconstructies in de verholen kering kunnen worden ontworpen met een restprofiel met een minimale verlaging van 1/3 van de oorspronkelijke hoogte conform de POVM Kennisdocument Modellering Restprofiel [13] om een niet-kritische instabiliteit in rekening te brengen. Hier wordt voor STBI rekening mee gehouden bij het falen van de binnendijkse bebouwing.



Figuur 10-1: Modellering restprofiel dat 1/3 van de oorspronkelijke hoogte heeft, conform PPL [8]

Restprofielen kunnen conform de POVM Publicatie Langsconstructies (PPL) [8] ook toegepast worden voor buitenwaartse stabiliteit. Hierdoor is de nieuwe waterkering niet meer afhankelijk van de bestaande teenconstructies op de waterlijn tussen openbaar park en Steelhaven. Deze bestaande damwandconstructies van de kade vervallen qua functionaliteit voor de waterkering, maar blijven wel gehandhaafd als overgang van land (openbaar park) naar water (Steelhaven).

Conform de PPL [8] dient aanvullend rekening te worden gehouden met verdere erosie van het restprofiel ten gevolge van stroming en golfbelasting. De invulling van deze erosie is afhankelijk van de lokale omstandigheden.

10.5 LEVENSDUUR EN CORROSIE

Voor constructies geldt een zichtperiode van 100 jaar conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28]. Op basis van de NEN6766 [10] wordt voor verankering (indien noodzakelijk) uitgegaan van een staaldikte afname van 11 mm in 100 jaar en voor de damwand een staaldikte afname van 4,4 mm in 100 jaar op basis van grond aan beide zijdes van de langsconstructies. Daarnaast dienen eventuele toeslagen voor de aanwezige bodemverontreiniging te worden toegepast conform NEN6766 [10] . De corrosie wordt meegenomen in de toetsing van het staal conform de NEN1993-5 [11].

10.6 TOETSINGEN

10.6.1 GEOTECHNISCHE STABILITEIT (GEO1)

De geotechnische stabiliteit wordt beoordeeld door het bepalen van de safety factor in PLAXIS. Hierbij worden de schadefactor en model factor middels een design approach in rekening gebracht. Na deze stap met Design Approach wordt een phi/c reductie gedraaid. Gecontroleerd wordt of de berekende safety factor groter is dan de

schematiseringsfactor. Hierbij wordt rekening gehouden met een verkeersbelasting van 13 kN/m² conform de PPL [8]. De verkeersbelasting van 13 kN/m² conform de PPL [8] is daarnaast ook in lijn met het uitgangspunt hiervoor gegeven in paragraaf 5.2.

10.6.2 VERVORMINGEN

Met betrekking tot vervormingen gelden de volgende basiseisen conform de PPE [9]:

- Maximaal 0,1 m kruindaling over een kruinbreedte van 3 m;
- Maximaal 0,1 m horizontale (wand)verplaatsing aan de top van het constructieve element;
- Maximale horizontale verschilverplaatsing van 0,1 m tussen binnen- en buitenteen.

Op de berekende vervormingen dient een modelfactor van 1,3 te worden toegepast conform de PPL [8] en de PPE [9].

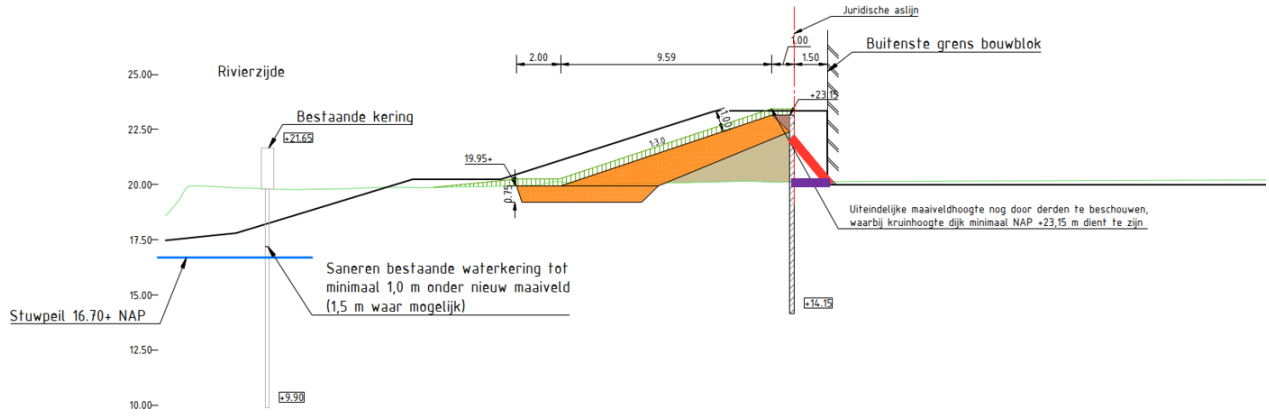
10.6.3 CONSTRUCTIEVE STERKTE (STR)

Het optredende moment, bij het toepassen van een design approach rekening houdend met de schadefactor en model factor, wordt getoetst aan de gereduceerde momentcapaciteit na corrosie conform de NEN1993-5 [11]. Indien een verankering noodzakelijk is, dan wordt conform de PPL [8] rekening gehouden met zakkende grond op ankers.

10.6.4 SCENARIO'S

De langsconstructie wordt ontworpen voor zichtjaar 2125. De vervormingen van de langsconstructies worden getoetst aan de toetswaarde. Dit wordt gedaan in de fase nadat er wordt aangevuld tegen de damwand en in de fase dat de binnendijkse bebouwing is gerealiseerd. Indien de bebouwing faalt in de eindsituatie, dan zal een restprofiel optreden door de grond aanvulling achter de langsconstructie. Deze grondaanvulling zal in de periode tussen het realiseren van de langsconstructie en de binnendijkse bebouwing nog niet aanwezig zijn, waardoor de damwand mogelijk grotere vervormingen ondervindt in de fase voor het realiseren van de bebouwing dan in de eindsituatie. Om die reden zullen de vervormingen worden beschouwd in de periode nadat er wordt aangevuld tegen de damwand en in de fase dat de binnendijkse bebouwing is gerealiseerd.

In Figuur 10-2 is het binnendijkse restprofiel met een rode lijn schematisch weergegeven na het falen van de bebouwing binnendijks in de eindsituatie. De paarse lijn illustreert de binnendijkse situatie nabij de damwand, waarin de grondaanvulling en bebouwing binnendijks nog niet zijn gerealiseerd.



Figuur 10-2: Schematische weergave restprofiel binnendijks

10.7 FASERING

Rekenschema B uit de PPE [9] wordt toegepast, omdat rekenschema A bij onverankerde damwanden leidt tot minder grote momenten dan rekenschema B [9]. In de fasering wordt aangenomen dat eerst het dijklichaam wordt gerealiseerd, alvorens de langsconstructie wordt aangebracht.

10.8 INBRENGBAARHEID DAMWANDEN

Ten behoeve van het bepalen van de inbrengbaarheid van de damwanden wordt gebruik gemaakt van de CUR166 [14]. In eerste instantie wordt uitgegaan van trillen en heien als inbrengmethode, omdat enkele sonderingen zeer hoge conusweerstanden laten zien en drukken daardoor minder kansrijk wordt geacht.

Mogelijk dient te worden voorgeboord om de damwanden op diepte te kunnen brengen. Conform de PPL [8] dient als gevolg van voorboren de stijfheid in het zandpakket en de wandwrijvingsfactor R_{inter} te worden gereduceerd. In verband met de relatief hoge conusweerstanden in de sonderingen wordt het reduceren van de stijfheid van het zandpakket te conservatief geacht. De stijfheidsparameters uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [28] voor ‘Zand grof (Beegden)’ in Tabel 7-5 zijn namelijk al aan de lage kant gelet op de conusweerstanden in de sonderingen. Hierom wordt de stijfheid in het zandpakket ten gevolge van voorboren niet gereduceerd.

Indien R_{inter} in Plaxis wordt gereduceerd, dan worden zowel de sterkte als de stijfheid van de interface aangepast [17]. De parameter R_{inter} zit kwadratisch in de vergelijking voor de bepaling van de stijfheid van de interface, waardoor een reductie van R_{inter} een groot effect heeft op de stijfheid van de interface in Plaxis. Op het HWBP-DIV Gebruikersplatform Macrostabiliteit [44] wordt gesteld dat de schuifsterktereductie terecht is, maar dat de stijfheidsreductie binnen Plaxis ongewenst is. Hierom is ervoor gekozen om R_{inter} van de interfaces niet aan te passen, maar om de schuifsterkte van de interfaces met 50% te reduceren in de berekeningen waarbij het effect van voorboren wordt beschouwd.

11 UITGANGSPUNTEN ZETTINGEN

11.1 BODEMDALING EN ZETTINGSVLOEIING

In Limburg speelt bodemdaling geen rol [28]. Voor de Noordelijke Maasvallei waaronder Roermond valt is het uitgangspunt dat er geen zettingsvloeiing te verwachten is vanwege de grove en vastgepakte zanden [28].

11.2 ZETTINGEN

11.2.1 MODELLERING IN D-SETTLEMENT

De zettingen worden berekend met het programma D-Settlement v23.2. Er wordt gebruik gemaakt van het a, b, c-Isotache natural strain model en voor het stromingsmodel is Darcy gehanteerd.

Voor de berekeningen wordt een gemiddelde grondwaterstand in het terrein van NAP 17,0 m aangehouden, zie par 6.2.2.

11.2.2 ZETTINGSPARAMETERS

Er wordt rekening gehouden met klink van het nieuwe ophoogmateriaal en zettingen van de ondergrond. Voor ophogen met zand wordt een klink van 5% aangehouden en voor klei 10%. Voor zettingen van de ondergrond schrijft Waterschap Limburg de onderstaande zettingsparameters voor. De parameters behoren bij het a, b, c-Isotachen rekenmodel [28], Tabel 11-1. De volumegewichten zijn gekoppeld aan de opgegeven sterkteparameters voor CSSM. Voor de consolidatiecoëfficiënten worden ervaringsgetallen aangehouden.

Tabel 11-1: Zettingsparameters a, b, c-Isotachen [28]

GRONDLAAG	γ_{NAT} [KN/M³]	γ_{SAT} [KN/M³]	A [-]	B [-]	C [-]	CV [M2/S]	$POP_{,GEM}$ [KPA] ONDER DIJK	$POP_{,GEM}$ [KPA] NAAST DIJK
KLEI IN DE HUIDIGE DIJK (ANTROPOGEEN)	19,5	20,1	2,5E-3	3,0E-2	6,0E-4	10^{-7}	33	n.v.t. [1]
ZANDIGE KLEI DEKLAAG (HOLOCEEN)	19,5	20,1	2,5E-3	3,0E-2	6,0E-4	10^{-6}	33	24[2]
ZANDIGE KLEI DEKLAAG (BEEGDEN)	17,0	18,0	2,5E-3	3,0E-2	6,0E-4	10^{-6}	33	24[2]
SILTIGE KLEI (VEELAL ANTROPOGEEN)	17,8	18,6	4,0E-3	4,2E-2	1,3E-3	10^{-7}	33	24[2]
ZAND[3]	18,0	20,0	1,0E-4	1,0E-3	0	-	10	10

[1] Waarde afkomstig uit interpretatierapport [34] voor dijksmateriaal geen POP naast de dijk gegeven
[2] Waarde afkomstig uit interpretatierapport [34]
[3] Ingeschat op basis van expert judgement.

12 NWO'S

12.1 BOMEN

Niet van toepassing, alle bomen worden verwijderd tijdens het bouwrijp maken.

12.2 KABELS EN LEIDINGEN

In het projectgebied bevinden zich verschillende kabels en leidingen. In een knelpuntenanalyse zijn deze geïdentificeerd en gecategoriseerd naar prioriteit [24]. Aan de noord- en zuidzijde van het projectgebied zijn er 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 verplaatsingen worden door de gemeente Roermond voorafgaand aan de dijkversterking geregeld.



Figuur 12-1: Noordzijde projectgebied conflict kabels en leidingen

Aan de zuidzijde van het projectgebied bevinden zich meerdere kabels en leidingen bij de aansluiting op de naastgelegen kering en de weg 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.

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 gelijktijdig met de huidige waterkering worden verwijderd. Deze vormen geen conflict meer 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.

12.3 BEBOUWING

Niet van toepassing, alle huidige bebouwing zal worden verwijderd tijdens het bouwrijp maken.

13 UITGANGSPUNTEN VERWIJDEREN BESTAANDE WATERKERING

13.1 SITUATIE

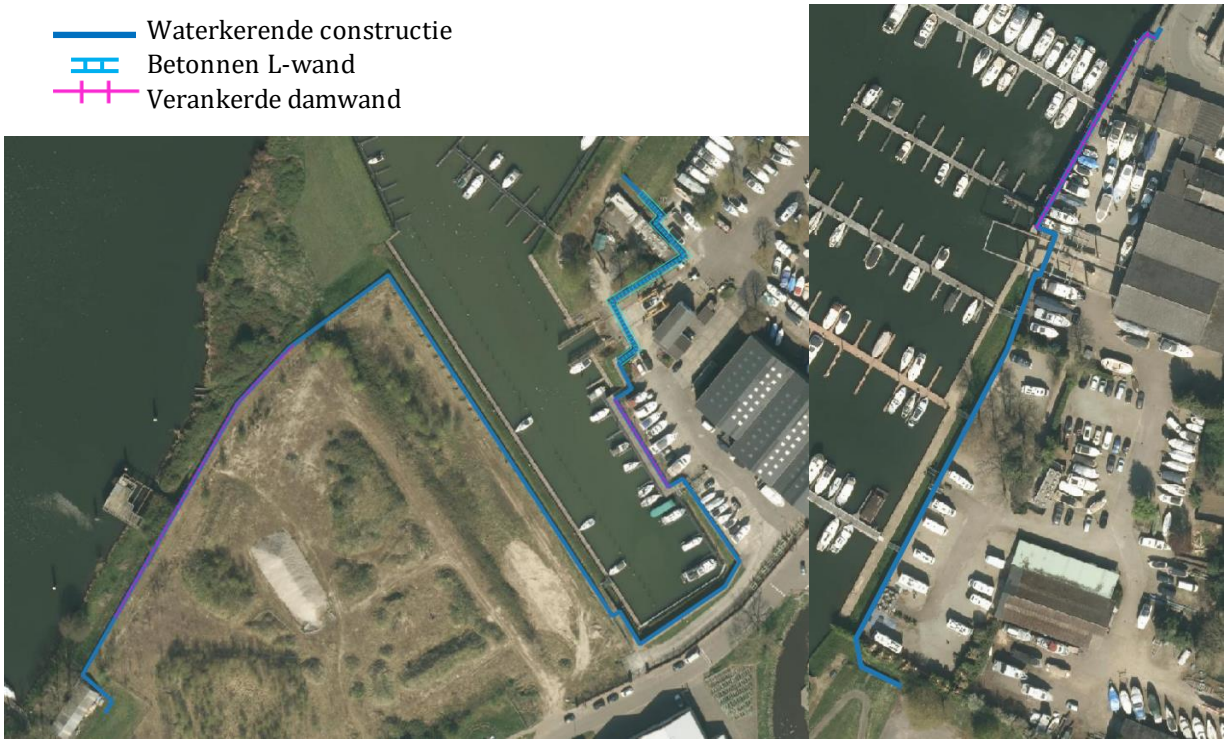
De ligging van de primaire waterkering in het projectgebied zal worden verschoven zodat deze beter aansluit en inpasbaar is bij de ontwikkelplannen van Roerdelta fase 2. De huidige waterkering bestaat uit zowel groene kering (oranje) als uit waterkerende constructies (blauw), Figuur 13-1. De huidige kering heeft in de nieuwe situatie geen functie meer en zal grotendeels worden verwijderd. Op locaties waar de oude kering niet wordt verwijderd, maar wel zijn huidige functie verliest, wordt deze overgedragen aan de nieuwe eigenaar.



Figuur 13-1: De huidige primaire waterkering wordt grotendeels verwijderd, in oranje de groene kering en in blauw de waterkerende constructies.

13.2 HARDE WATERKERING

De huidige harde waterkering bestaat uit een constructie die boven het maaiveld uitsteekt. De constructie bevat verankerde en onverankerde damwanden met een deksloof of betonnen L-wanden, Figuur 13-2 en Figuur 13-3. De L-wanden bevinden zich over een lengte van ongeveer 90 m aan de noordzijde van de Steelhaven.



Figuur 13-2: Huidige waterkerende constructies, verankerde/onverankerde damwanden en L-wanden



Figuur 13-3: Huidige waterkerende constructies, damwand links en betonmuur/L-wand rechts

De constructies van de waterkering worden na realisatie van de dijkversterking (deels) verwijderd. Vanwege de onbekende staat en ontbrekende inspectiemogelijkheden kan hier voor het ontwerp van de nieuwe waterkering geen sterkte en stabiliteit aan worden ontleend. De damwandconstructies ten behoeve van de kades voor de havens blijven gehandhaafd. De L-wanden worden in zijn geheel verwijderd.

13.3 GROENE WATERKERING

Op het terrein van jachthaven het Steel is momenteel een groene kering aanwezig die vanwege de verschuiving van de waterkering geen functie meer heeft en afgegraven moet worden. De grond zal worden hergebruikt binnen het projectgebied. De groene kering die zich momenteel op het voormalige Shell-terrein bevindt blijft gehandhaafd en wordt verhoogd en verbreed met de aanleg van de nieuwe verholen waterkering.



Figuur 13-4: Huidige groene kering terrein jachthaven het Steel

14 UITGANGSPUNTEN BEHEER

In de Verkenningsfase heeft regelmatig afstemming met de beheerafdeling van het waterschap plaatsgevonden. De klanteisen vanuit beheer zijn in het project ingebracht en vormen belangrijke uitgangspunten voor het ontwerp. Deze uitgangspunten gaan met name over de ruimte die nodig is om een waterkering te ontwerpen die goed beheerd en onderhouden kan worden door het waterschap en die goed bereikbaar is met het benodigde onderhoudsmaterieel.

Specifiek voor het project Roerdelta is met de beheerafdeling van de gemeente Roermond overeengekomen dat niet het waterschap maar de gemeente het onderhoud van de grastaluds in het openbaar park voor haar rekening zal nemen. Dit is mogelijk omdat het grondlichaam voor het openbaar gebied in de integrale variant zo robuust is dat er voldoende ruimte is om de waterkering hier “verholen” aan te leggen. Het grastalud maakt daardoor geen onderdeel uit van de waterkering, waardoor het waterschap geen eisen stelt aan de kwaliteit van de grastaluds. Dit biedt de mogelijkheid het gebied als openbaar park aan te leggen en onderhouden. Waterschap Limburg blijft wel verantwoordelijk voor het beheer van de verholen waterkering. Ook voor de harde constructies (zoals damwanden) en kunstwerken (flexibele coupure bij De Ster) blijft het waterschap verantwoordelijk voor het beheer en onderhoud en stelt het waterschap vanuit beheer en onderhoud eisen aan ruimte/bereikbaarheid. Dit wordt in de PU-fase nader uitgewerkt, waarna een nieuwe honoratieslag van de klanteisen vanuit beheer zal plaatsvinden. De gehonoreerde KES worden vervolgens meegenomen in het opstellen van de aanbestedingsdocumenten t.b.v. het D&C-contract (VSE/VSP).

15 REFERENTIES

15.1 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] Technisch rapport zandmeevoerende wellen, TAW99-26, 20 april 1999.
[7] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004.
[8] POVM Langsconstructies, maart 2020.
[9] POVM Eindige-elementenmethode, maart 2020.
[10] NEN6766:2023 nl februari 2023.
[11] NEN-EN 1993-5+C1:2007/NB:2011
[12] PLAXIS 2D 2024.2 – Material Models Manual 2D, 7 mei 2024.
[13] POVM Kennisdocument Modellering Restprofiel, versie 0.5, december 2020.
[14] CUR166 Damwandconstructies, 6e druk, juli 2012.
[15] Publicatie Heaveschermen, HWBP-De Innovatieversneller | Piping, versie 1.1, 6-8-2025.
[16] Analyse Macrostabiliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode, december 2011.
[17] PLAXIS 2D 2024.2 – Reference Manual 2D, 7 mei 2024.

15.2 INTERNE DOCUMENTEN PLANUITWERKINGSFASE ROERDELTA

[18] Roerdelta-D-039-Plan geotechnisch onderzoek v3, WSP-Kragten, 25 september 2025.
[19] Roerdelta-D-038-Faalkansanalyse flexibele coupure De Ster-v3, WSP-Kragten, 18 april 2025.
[20] Roerdelta-T-013-Situatie VO ontwerploop 1 rev3, WSP Kragten, 6 oktober 2025.
[21] Roerdelta-T-014-Dwarsprofielen VO ontwerploop 1 rev3, WSP Kragten, 6 oktober 2025.
[22] A040-20250623-Coupure Roerdelta_studie – Inpassing Coupure Roerdelta, powerpoint presentatie 23 juni 2025.
[23] Roerdelta-D-032-Quickscan geohydrologie v3, WSP Kragten, 8-4-2025.
[24] Roerdelta-D-048-Knelpuntenanalyse kabels en leidingen PU fase, 09-01-2026.
[25] Roerdelta-D-008-Nota Scope en uitgangspunten, Verkenning dijkversterking Roerdelta, v2, 18 september 2023.

15.3 BESCHIKBAAR GRONDONDERZOEK

[26] Dinoloket – REGIS II v2.2.1 en GeoTOP v1.5, https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen/kaart.
[27] Grondonderzoek te Roermond en Maastricht, 02P014433-RG-01, Inpijn Blokpoel, 13 maart 2020.

15.4 WATERSCHAP LIMBURG GERELATEERDE ONTWERP- EN UITGANGSPUNTENDOCUMENTEN

[28] IO.PROG.29.002 – Nota van uitgangspunten ontwerp – Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei v1.0, Witteveen+Bos en Arcadis, 24 November 2020.

[29] OI.DR76.26.023-1.0-1-RP-Handleiding ten behoeve van het ontwerp van damwanden welke dienen als primaire waterkering nabij de Alexanderhaven Roermond, v1, Witteveen+bos en Arcadis, 11-11-2020.
[30] Roerdelta- D-014 Nota Aanscherping Veiligheidsopgave Verkenning Dijkversterking Roerdelta, WSP en Kragten, 3 januari 2024.
[31] WLDOC-455785749-997 – Nota Voorkeursalternatief dijkversterking Roerdelta, Roermond, Eindrapportage verkenningsfase, WSP en Kragten ism Waterschap Limburg, 26 juni 2024.
[32] Nota scope en uitgangspunten – Verkenning dijkversterking Roerdelta, v2.0, WAB024254, Roerdelta-D-008, WSP, 18 september 2023.
[33] Logboek Beoordeling Dijktraject 76-1 Roermond, Stabiliteit piping en heave (STPH), 2018-Z16662, v3, 22 april 2020.
[34] 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.
[35] Analyse hydraulische en nautische effecten Roerdelta fase 2, BJ3386-RHD-ZZ-XX-RP-X-0001, Haskoning, Definitief C3, 13 november 2025.
[36] Relevantie van ijs voor waterveiligheid gerelateerde constructies langs de Maas, HKV, 27 oktober 2020.

15.5 OVERIGE

[37] Actueel Hoogtebestand Nederland – Hoogtegegevens versie 4.0 (AHN4) https://www.ahn.nl/hoogtegegevens, 2023.
[38] SHANSEP NGI-ADP Validatie cases, T. Navas / H.J. Lengkeek, versie 2.0, 1 maart 2017.
[39] HWBP-DIV Gebruikersplatform Macrostabiliteit, https://publicwiki.deltares.nl/spaces/HWBPMacro/pages/217120832/Eindige+Elementen+Methode, geraadpleegd op 19 december 2025.
[40] E-mail: 'Re: Vraagje Roerdelta', Rimmer Koopmans, 8 januari 2026.
[41] Onderhoudsbaggerwerkzaamheden & aanleg onderwaterdrempel, Grontmij, besteknummer 2007-Rmd-232-23, 10 september 2007.
[42] Haven 'La Bonne Aventure' Roermond Bodemhoogten, tekeningnummer GER007, IGL, 3 januari 2018.
[43] Haven 'La Bonne Aventure' Roermond Hoeveelheden, tekeningnummer GER007, IGL, 3 januari 2018.
[44] HWBP-DIV Gebruikersplatform Macrostabiliteit, https://publicwiki.deltares.nl/spaces/HWBPMacro/pages/215842860/Langsconstructies