



# **Definitief Ontwerp Voorkeursvariant**

## Natuurcompensatie Perkpolder

Dienst Landelijk Gebied

21 november 2011

Definitief rapport

9T9564.B0

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

HASKONING NEDERLAND B.V.  
KUST & RIVIEREN

George Hintzenweg 85  
Postbus 8520  
3009 AM Rotterdam  
+31 (0)10 443 36 66 Telefoon

info@rotterdam.royalhaskoning.com E-mail  
www.royalhaskoning.com Internet  
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel	Definitief Ontwerp Voorkeursvariant Natuurcompensatie Perkpolder
Verkorte documenttitel	Definitief Ontwerp
Status	Definitief rapport
Datum	21 november 2011
Projectnaam	Natuurcompensatie Perkpolder
Projectnummer	9T9564.B0
Opdrachtgever	Dienst Landelijk Gebied
Referentie	9T9564.B0/R0012/LMOY/NVD/Rott

Auteur(s)	Leslie Mooyaart, Koen van Gerven
Collegiale toets	Erik Arnold
Datum/paraaf	21 november 2011
Vrijgegeven door	Koen van Gerven
Datum/paraaf	21 november 2011

## INHOUDSOPGAVE

	Blz.	
1	INLEIDING	1
1.1	Aanleiding	1
1.2	Doel	2
1.3	Werkzaamheden en aanpak	2
1.4	Leeswijzer	3
2	FUNCTIONELE EISEN & RANDVOORWAARDEN	4
2.1	Inleiding	4
2.2	Functionele eisen	4
2.3	Hydraulische randvoorwaarden	4
2.4	Uitgangspunten	6
3	PRINCIPEDOORSNEDE DIJKLICHAAM NATUURGEBIED	8
3.1	Inleiding	8
3.2	Kruin	8
3.3	Binnentalud	8
3.4	Bovenbeloop	8
3.5	Stormvloedberm	9
3.6	Benedenbeloop	9
3.7	Kreukelberm	11
3.8	Samenvatting ontwerp	12
4	PRINCIPEDOORSNEDE DIJKLICHAAM VEERHAVEN	13
4.1	Inleiding	13
4.2	Te behouden	13
4.3	Aan te brengen	13
4.4	Te vervangen	14
5	ONTWERP	15
5.1	Inleiding	15
5.2	Primaire waterkeringen	15
5.3	Natuurgebied	18
5.4	Bres	18
5.5	Infrastructuur	20
5.6	Waterhuishoudkundig systeem	22
5.7	Kabels en leidingen (nutsvoorzieningen)	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
5.8	Uitvoeringaspecten	27
6	REFERENTIES	30

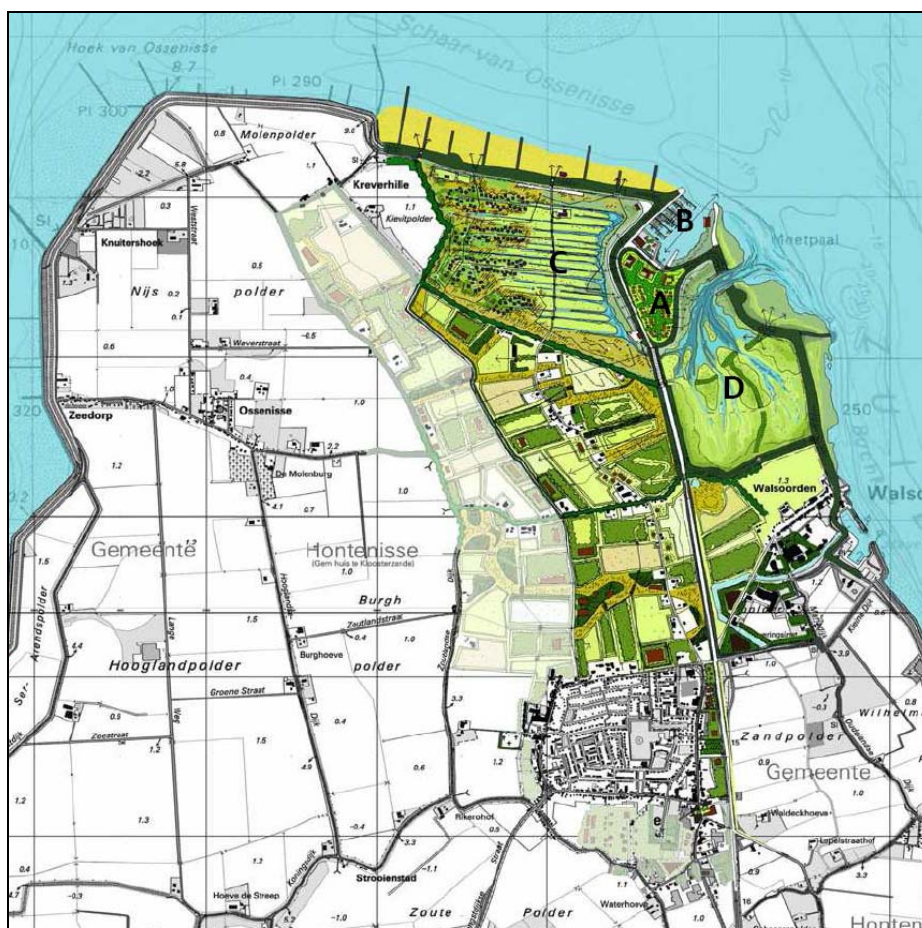
### Bijlagen

1. Hydraulische Randvoorwaarden
2. Berekeningen bekledingen en overslag
3. Dijkontwerp Perkpolder definitief rapport
4. Ontwerp kwelvoorziening
5. Opbarsten door omputten

# 1 INLEIDING

## 1.1 Aanleiding

Tot de opening van de Westerscheldetunnel in 2003 was de haven van Perkpolder vertrek- en aanmeerlocatie voor de veerdienst tussen Perkpolder en Kruiningen. Na het verlies van deze functie is gezocht naar een nieuwe bestemming voor de veerhaven en het omliggende gebied. Een ambitieus plan is bedacht waarbij ruimte is gemaakt voor de ontwikkeling van de lokale economie en de natuur. Dit plan bestaat uit een golfterrein in de Oostelijke perkpolder, een jachthaven op de originele locatie van de veerhaven, maximaal 250 woningen op een terp die zich 10 m boven gemiddeld zeeniveau bevindt en een slikken- en schorreengebied van 75 hectare in ten zuidoosten van de Veerhaven (zie Figuur 1). De natuurontwikkeling is daarbij verplicht vanwege de vereiste natuurcompensatie voor het uitdiepen van de Westerschelde ten behoeve van de scheepvaart naar Antwerpen.



**Figuur 1.1 Boven-aanzicht plan gebiedsontwikkeling Perkpolder en omgeving**

Nadat in 2004 de Provincie Zeeland, Rijkswaterstaat Zeeland en de gemeente Hulst al een intentieverklaring met het oog op realisatie van een gebiedsontwikkelingsplan voor Perkpolder en omgeving hadden getekend, is eind 2007 een bestuursovereenkomst voor het plan getekend door betrokken partijen. Rijkswaterstaat heeft haar voorbereiding en uitvoering van de natuurcompensatie overgedragen aan de Dienst Landelijk gebied (DLG) in juli 2008, maar is nog wel regiehouder gebleven.

In mei 2009 heeft DLG Royal Haskoning opdracht verleend voor ondersteuning in de planfase van de natuurcompensatie. In het kader van deze ondersteuning is een startnotitie voor een besluit-MER<sup>1</sup> geschreven. In de m.e.r.<sup>2</sup> worden verschillende varianten - waarvoor een voorontwerp is gemaakt - beoordeeld. Tevens wordt er een keuze gemaakt voor de meest milieuvriendelijke en de voorkeursvariant. Ten behoeve van het op te stellen projectplan dijkversterking wordt op basis van de voorkeursvariant van de besluit-MER een definitief ontwerp (D.O.) gemaakt.

## 1.2 Doel

De realisatie van het natuurgebied van Perkpolder zal uitbesteed worden in de vorm van een E&C-contract (engineering & construct). Dit document zal daarbij in eerste instantie een hulpmiddel zijn om eisen te formuleren waaraan het werk dient te voldoen. Binnen die eisen zijn er vrijheden voor een aannemende partij om te optimaliseren.

Vervolgens zal dit document informatief meegestuurd worden bij de contractdocumenten. Dit geeft betrokkenen inzicht in de gemaakte ontwerpkeuzes, waardoor inschrijvende partijen deze informatie kunnen gebruiken voor het maken van een passende aanbieding.

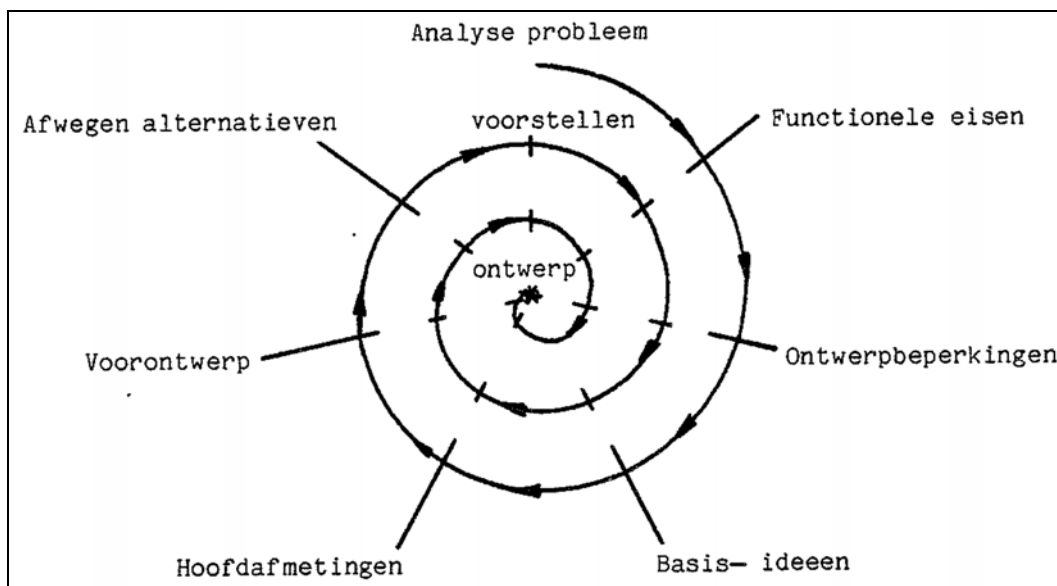
## 1.3 Werkzaamheden en aanpak

Bij ontwerpen wordt getracht om tot een optimale oplossing te komen uitgaande van de randvoorwaarden van de natuur en de wensen van de betrokken overheden. Aangezien er vele mogelijkheden zijn om invulling te geven aan het vraagstuk en er veel aspecten een rol spelen (bereikbaarheid, natuur, veiligheid, landschap), is het vinden van de optimale oplossing niet eenvoudig. In een goed ontwerpproces wordt daarom gewerkt van grof naar fijn en in nauw overleg met de betrokkenen. In dat proces zullen bepaalde stappen meerdere malen doorlopen worden op, maar telkens op een hoger detailniveau. Het ontwerpproces heeft daarom een cyclisch karakter (zie Figuur 1.2).

---

<sup>1</sup> MER staat voor Milieueffect Rapport

<sup>2</sup> m.e.r. staat voor milieueffectrapportage



Figuur 1.2 Ontwerpproces bij waterbouwkundige werken [TU Delft, 1984]

Sinds 1988 zijn alle landen in de Europese Unie verplicht om een regeling op te stellen voor het uitvoeren van een m.e.r.-procedure. In projecten verloopt steeds vaker een m.e.r.-procedure parallel aan een ontwerpproces. Daarnaast hebben deze procedure en dit proces steeds meer invloed op elkaar. In dit project is dit niet anders.

Voor het Besluit-MER zijn voorontwerpen van een aantal varianten gemaakt. Deze varianten verschilden in bekledingstype en geometrie (taluds). Maar op veel onderdelen kwamen de varianten overeen, zoals de locatie van de as van de dijken. Voor het D.O. is de kennis opgedaan tijdens het ontwikkelen van deze voorontwerpen gebruikt als basis voor verdere uitwerking. De keuzes die tijdens het voorontwerp gemaakt zijn en van belang zijn voor het D.O. zullen in dit document worden gepresenteerd. Daar waar het niveau van het voorontwerp nog niet voldoende gedetailleerd was, zijn aanvullende werkzaamheden verricht om te komen tot een hoog genoeg detailniveau voor een projectplan dijkversterking.

#### 1.4 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden de functionele eisen en randvoorwaarden besproken. De uitgangspunten voor deze ontwerpstudie worden genoemd in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 en 5 wordt een technische beschrijving van een typische doorsnede van het dijklichaam van respectievelijk het natuurgebied en de Veerhaven gegeven. Overige aspecten betreffende het ontwerp worden behandeld in hoofdstuk 6.

## 2 FUNCTIONELE EISEN & RANDVOORWAARDEN

### 2.1 Inleiding

Op basis van wensen van de opdrachtgever, beheerders en betrokken overheden zijn eisen gespecificeerd. Bij dit D.O. is getracht met een oplossing te komen die voldoet aan de gestelde eisen onder bepaalde randvoorwaarden.

In dit hoofdstuk worden de functionele topeisen en randvoorwaarden beschreven die gebruikt zijn bij het maken van een ontwerp. Overige eisen en randvoorwaarden zullen beschreven worden in een Programma van Eisen (PvE).

De functionele eisen zijn beschreven in paragraaf 2.2. In paragraaf 2.3 zijn de toegepaste hydraulische randvoorwaarden toegelicht. De uitgangspunten zijn beschreven in paragraaf 2.4.

### 2.2 Functionele eisen

De volgende functionele eisen worden gesteld aan het ontwerp;

- Voor het creëren van buitendijkse natuur dient de huidige primaire waterkering langs de Westerschelde binnenwaarts te worden aangelegd;
- De waterkeringen dienen te voldoen aan de veiligheidsnorm uit de Wet op de Waterkering. Voor dit gebied geldt een norm met een gemiddelde overschrijdingskans per jaar van 1/4000;
- De primaire waterkeringen moeten voor een levensduur van 50 jaar worden ontworpen.

### 2.3 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden die gebruikt zijn voor het ontwerp zijn getoond in bijlage 1. Deze zijn overgenomen uit [Royal Haskoning, 2007].

De maatgevende golfcondities in [Royal Haskoning, 2007] zijn bepaald op basis van drie klassieke belastingfuncties (Z1, Z2, Z3). Recentelijk zijn in het kader van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen (in opdracht van projectbureau Zeeweringen) nieuwe formules ontwikkeld voor het toetsen en ontwerpen van steenzettingen [Deltares, 2009]. Om te zorgen dat de maatgevende golfcondities goed aansluiten aan de nieuwe formules zijn nieuwe belastingfuncties opgesteld voor het bepalen van de maatgevende golfcondities [Svasek, 2010]. Mogelijk leiden de nieuwe belastingfuncties tot meer maatgevende golfcondities, maar er is voorlopig beoordeeld dat het gepresenteerde ontwerp voldoende robuust en daardoor veilig is. Tijdens de uitvoeringsfase kan overwogen worden om de golfcondities op basis van de nieuwe belastingfuncties te bepalen.

Enkele delen van de waterkeringen binnen het plangebied dienen aangepast te worden en andere nieuw aangelegd. Waterkering G is een waterkering die aangepast dient te worden. Bij de randvoorwaarden volgens [Royal Haskoning, 2007] zou de waterkering verhoogd dienen te worden.

Er is daarom besloten om voor waterkering G (zie Figuur 2.1) nauwkeurigere randvoorwaarden voor golfoverslag te bepalen door waterstanden en golven aan windrichtingen te koppelen [Royal Haskoning, 2010]. Door de ligging van de waterkering is besloten om deze uitzondering op het robuuste uitgangspunt bij de aanpak van de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden toe te staan. Deze speciale hydraulische randvoorwaarden zijn slechts bruikbaar voor overslagberekeningen en tevens getoond in bijlage 1.



**Figuur 2.1** Verdeling van waterkering in projectgebied

Het plangebied strekt tot noorden van de Veerhaven. Een gedeelte van de daar aanwezige dijk wordt aangevallen door golven direct vanuit de Westerschelde. Hiervoor zijn hydraulische randvoorwaarden van Projectbureau Zeeweringen genomen.



## 2.4 Uitgangspunten

De belangrijkste uitgangspunten voor het ontwerp zijn hieronder genoemd:

- Bij het ontwerp is uitgegaan van de volgende leidraden en technische rapporten:
  - Leidraad Zee - en Meerdijken;
  - Handleiding ontwerpen Projectbureau Zeeweringen;
  - Technisch rapport Steenzettingen;
  - Technisch rapport Asfalt voor Waterkeren;
  - Technisch rapport Klei voor Dijken;
  - Rock Manual;
  - CROW Handboek wegontwerp – Erftoegangswegen;
  - CROW Handboek fietspaden;
  - Voorschrift Toetsen op Veiligheid.
  
- Bij het berekenen van de benodigde dikte van de betonzuilen is gebruik gemaakt van het computerprogramma ANAMOS. ANAMOS berekent de stabiliteit van gezette bekleding op een granulaire laag. Daarnaast is getoetst of het ontwerp van de steenbekleding voldoet aan het stabiliteitscriterium.

Recent is het computerprogramma Steentoets2010 ontwikkeld, waarmee steenbekledingen kunnen worden gedimensioneerd [Deltares, 2010]. In dit computerprogramma is nieuwe kennis opgenomen over steenbekledingen (bijvoorbeeld inklemming) en leidt veelal tot kleinere steendikten. Bovengenoemd onderzoek is uitgevoerd in het kader van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen in opdracht van projectbureau Zeeweringen.

Bij het berekenen van de benodigde dikte van de betonzuilen zijn partiële veiligheidsfactoren gehanteerd op de volgende parameters:

- Dichtheid: er is gerekend met 97% van de opgegeven natte dichtheid; Bij de standaarddichtheid van  $2.300 \text{ kg/m}^3$  komt dit neer op  $2.231 \text{ kg/m}^3$ ;
- Open ruimte: er is uitgegaan van 10% open ruimte;
- Taludhelling: er is gerekend met een taludhelling die 0,2 (ondertafel) à 0,4 (boventafel) steiler is dan de voorgeschreven gemiddelde helling. Deze versteiling is bedoeld als veiligheid wegens afwijkingen bij de aanleg;
- Filterdikte: er is gerekend met een filterdikte van 0,15 m. Deze verhoging met 0,05 m is bedoeld als veiligheid wegens afwijkingen bij de aanleg;

Projectbureau Zeeweringen past sinds 2009 bij het ontwerp van betonzuilen en gekantelde blokken een overall veiligheidsfactor toe in plaats van partiele veiligheidsfactoren op afzonderlijke invoerparameters [Rijkswaterstaat, 2009]. Uit berekeningen begin 2008 is namelijk gebleken dat de gerealiseerde ontwerpveiligheid sterk varieert wanneer partiele veiligheidsfactoren worden toegepast. De te hanteren veiligheidsfactor is afgeleid uit een aantal meetonderzoeken.

- In het geval dat betonzuilen worden toegepast als dijkbekleding wordt een minimum zuildikte aangehouden van 0,3 m. In de praktijk is namelijk gebleken dat wanneer dunnere zuilen worden toegepast dat het inwasmateriaal volledig verdwijnt onder

dagelijkse omstandigheden. Nadat het inwasmateriaal is verdwenen, kan het filtermateriaal uitspoelen.

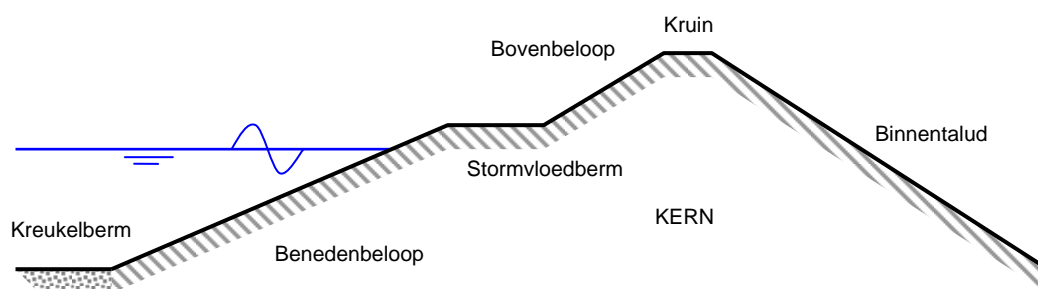
- De waterkeringen zijn ontworpen voor een overslagdebiet van 0,1 l/s/m bij de gegeven hydraulische randvoorwaarden. Een uitzondering is gemaakt voor het ontwerp van de waterkeringen bij 't Hart. Hier is een overslagdebiet van 1,0 l/s/m bij de gegeven randvoorwaarden toelaatbaar. Deze uitzondering is gemaakt omdat 't Hart in de uiteindelijke situatie hoger komt te liggen (NAP + 10m) en de overslag dan nog beperkter is.
- De waterkeringen bij 't Hart worden zodanig ontworpen dat ze functioneren bij de beschreven hydraulische randvoorwaarden, zowel met als zonder aanwezigheid van het grondlichaam benodigd voor 't Hart van Perkpolder. Op deze wijze komt de veiligheid niet in gevaar tijdens de constructiefase wanneer blijkt dat de waterkering aangelegd wordt voordat 't Hart gebouwd is.
- Voor het ontwerp van de grasbekledingen is uitgegaan van een goede graskwaliteit. De beoordeling van de kwaliteit van het gras wordt in de huidige toetsmethodiek voornamelijk gedaan op basis van het beheer.
- Er wordt getracht om de te ontgraven grond voor het natuurgebied te gebruiken voor de aanleg van de dijken. Om kwalitatief goede grond te gebruiken is het toegestaan om grond op een andere locatie in het gebied te ontgraven en vervolgens met ander grondmateriaal uit het gebied aan te vullen ('omputten'). Het omputten mag maximaal tot een niveau van NAP – 2,0 m uitgevoerd worden.

### 3 PRINCIPEDOORSNEDE DIJKLICHAAM NATUURGEBIED

#### 3.1 Inleiding

Voor het ontwerp van de primaire waterkeringen is uitgegaan van een typische dwarsdoorsnede voor een dijk ('principeddoorsnede'), die vervolgens aan de lokale situaties in de deelgebieden is aangepast.

In dit hoofdstuk wordt ontwerpkeuzes voor de principeddoorsnede voor het natuurgebied (zie Figuur 3.1) toegelicht. De elementen van de principeddoorsnede worden per paragraaf toegelicht.



**Figuur 3.1** Dwarsdoorsnede principeddoorsnede (waterkering B), 9T9564.B0\_2332\_501

#### 3.2 Kruin

Voor het niveau van de kruin is uitgegaan van een toelaatbaar overslagdebiet van 0,1 l/s/m bij de gegeven hydraulische randvoorwaarden (zie bijlage 1). Voor de voorgestelde dwarsdoorsnede leidt dit tot een kruinhoogte van NAP + 8,60 m.

#### 3.3 Binnentalud

Het binnentalud verloopt onder een helling van 1:3 met gras als bekleding. Onder een toplaag van teelaarde met een laagdikte van 0,15 m, zal een kleilaag worden aangebracht met een laagdikte van 1,4 m en klei van minimaal erosiebestendigheidsklasse 2. Bij de teen van het binnentalud dient klei met erosiebestendigheidsklasse 1 toegepast te worden, omdat deze zone het sterkst aangevallen wordt tijdens golfoverslag.

Uitgaande van goed beheerde grasmat en een overslagdebiet van 0,1 l/s/m zal erosie als gevolg van de golfoverslag dan voorkomen worden.

Bij waterkering B en C wordt een steunberm aangelegd aan de binnenzijde van het dijklichaam om de stabiliteit van het dijklichaam te borgen (zie bijlage 3).

#### 3.4 Bovenbeloop

Voor het bovenbeloop is gekozen voor een grasbekleding onder een talud van 1:4. Onder een toplaag van teelaarde met een laagdikte van 0,15 m, zal een kleilaag worden aangebracht met een laagdikte van 1,4 m en klei van erosiebestendigheidsklasse 1. In deze zone is golfloop het maatgevende faalmechanisme.

Voorgesteld ontwerp voldoet bij een talud van 1:3 volgens de in de Leidraad Zee- en Meerdijken gepresenteerde methodiek (zie bijlage 2).

### 3.5 Stormvloedberm

De breedte van de stormvloedberm is 5 m. Op deze wijze is er voldoende ruimte voor een onderhoudspad. Het talud van de berm is 1:25.

De sterkte van de berm zal geleverd worden door grasplaten gevuld met grond op een laag van 0,05 m zand. Hieronder zal zich een kleilaag bevinden met een laagdikte van 1,4 m en wederom met klei van erosiebestendigheidsklasse 1.

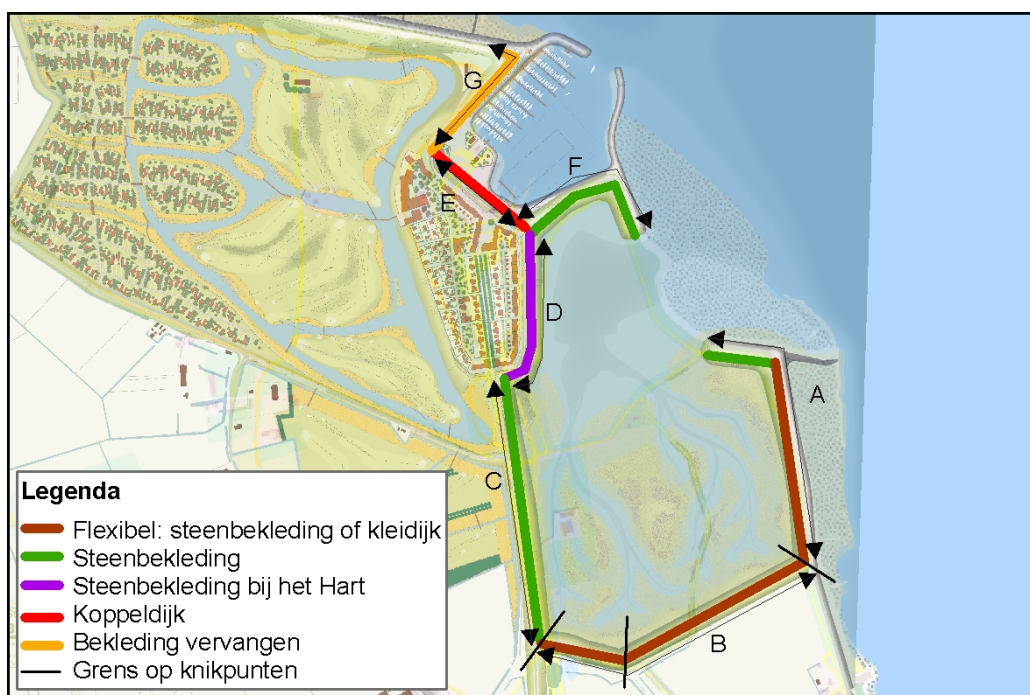
Daar waar de stormvloedberm tevens als fietspad dient, zal de toplaag van de berm bestaan uit een asfaltverharding met een laagdikte van 0,06 m. Daaronder zal betonpuin (en/of fosforslakken) worden aangebracht met een laagdikte van minimaal 0,4 m als funderingsmateriaal. Daaronder bevindt zich tevens een kleilaag met een laagdikte van 1,4 m en erosiebestendigheidsklasse 2.

### 3.6 Benedenbeloop

Bij waterkering A, B en C mag op een bepaald traject een grasbekleding met een relatief dikke kleilaag (ca. 2,5 m) toegepast worden in plaats van een steenbekleding. Dit wordt een 'kleibekleding' genoemd. Mocht gekozen worden voor dit alternatief dan geldt de volgende voorwaarde:

- De kleibekleding dient aan te vangen bij as A – 230 (tek. nr. 9T9564.A0\_2332\_101);
- De kleibekleding dient te eindigen bij as A – 825, of As B - 560, As B – 765 of C-975.

Dit is in figuur 3.2 visueel en schematisch in bovenaanzicht toegelicht. Hieronder is steenbekleding op het benedenloop toegelicht en het alternatief hierop, de kleibekleding.



**Figuur 3.2**      **Ontwerp voorkeursalternatief**

### Steenbekleding

Het benedenbeloop heeft een talud van 1:4. In principe wordt op het benedenbeloop een steenbekleding (betonzuilen) toegepast. De laagdikte van deze stenen dient minimaal 0,3 m te zijn uit oogpunt van beheer (zie uitgangspunten in paragraaf 2.4). Wanneer kleinere zuildikten worden toegepast kan inwasmateriaal (en mogelijk granulaire laag) onder dagelijkse omstandigheden uitspoelen. Onder de steenbekleding wordt een granulaire laag aangebracht van 0,10 m. Daaronder bevindt zich een non-woven geotextiel. De onderlaag zal bestaan uit een kleilaag met een laagdikte van 0,8 m en erosiebestendigheidsklasse 2. Met behulp van de voor het ontwerp van steenbekledingen ontwikkelde computersoftware ANAMOS is bovengenoemd ontwerp getoetst. Voor meer toelichting op de uitgangspunten voor deze berekening, zie paragraaf 2.4 en bijlage 2.

Bij waterkering A zal in de eindsituatie tijdens hoogwater aan beide zijden van de waterkering water staan. De kern van de waterkering zal daardoor volledig volstromen. Doordat de zijde van de Westerschelde bestaat uit een klei, is de doorlatendheid richting het natuurgebied veel groter dan richting de Westerschelde. Om te voorkomen dat de bekleding bij een plotselinge val van hoogwater wordt afgedrukt, is een drainagevoorziening bij de teen aan de zijde van het natuurgebied ontworpen (zie bijlage 3).

### Kleibekleding

Bij een kleibekleding bestaat de toplaag uit klei van erosiebestendigheidsklasse 2 (cat. 2) met een laagdikte van 0,5 m. De onderlaag bestaat uit een kleilaag van erosiebestendigheidsklasse 1 van 2,5 m. Deze bekleding is getoetst aan de hand van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) en de Handleiding Ontwerpen van Projectbureau Zeeweringen.

Het onderste gedeelte van het benedenbeloop van teen tot NAP + 3,5 m (GHW + 1,0m) zal voorzien worden van een gepenetreerde breuksteen bekleding onder een dunne toplaag (0,3 m) van klei, cat. 2. Onder de toplaag beneden NAP + 3,5 m wordt een steensortering van 10 – 60 kg toegepast. Bij de overgang zal de dunne toplaag van 0,3 m cat.2 klei aansluiten op een dikkere toplaag van 0,5 m. Op deze wijze wordt de overgang robuuster geacht dan bij een toplaag van gelijke dikte.

Voor dijklichaam A, wordt net als bij de optie steenbekleding, een teendrainage geadviseerd om te voorkomen dat de bekleding bij een plotselinge val van hoogwater wordt afgedrukt. Bij waterkering A staat in de eindsituatie tijdens hoogwater aan beide zijden van de waterkering water. De kern van de waterkering zal daardoor volledig volstromen. Doordat de zijde van de Westerschelde bestaat uit een klei, is de doorlatendheid richting het natuurgebied veel groter dan richting de Westerschelde met kans op opdrukken van de bekleding.

### 3.7 Kreukelberm

De kreukelberm dient te voorkomen dat de dijk bij de teen ondermijnd wordt. Het ontwerp van een teenbestorting (zoals een kreukelberm) wordt meestal gedaan op basis van ervaring [TAW, 2003]. Het waterschap heeft in samenspraak met projectbureau Zeeweringen aangegeven dat een kreukelberm van 5 m breedte gebruikelijk is in dit gebied. Voor waterkering C, D en F is daarom uitgegaan van deze waarde. Nabij waterkering A en B wordt verwacht dat als gevolg van natuurlijke aangroei van het slik (mogelijk later schor) wordt voorkomen dat de teen wordt ondermijnd. Daarom is hier een kortere kreukelberm voorzien. In bijlage 2 is de berekening van de benodigde lengte van deze kreukelberm toegelicht.

De kreukelberm wordt op gemiddeld zeeniveau (NAP) aangelegd. Daardoor is de teen bereikbaar voor onderhoud tijdens laagwater.

De kreukelberm zal bestaan uit een geotextiel met daarop breuksteen met een laagdikte van 0,5 m en een steensortering 10-60 kg. Een dergelijke steensortering voldoet bij een significante golfhoogte lager dan 2 m [TAW, 2003]. In dit gebied is de golfhoogte lager dan 2 m, dus voldoet een steensortering van 10-60 kg. Er dient een wovon met opgestikt non-woven geotextiel onder de breuksteen aangebracht te worden.

### 3.8 Samenvatting ontwerp

In Tabel 3.1 is de opbouw van de bekledingen van de principedoorsnede weergegeven.

**Tabel 3.1 Opbouw bekledingen principedoorsnede**

Laag	Binnentalud	Kruin & Bovenbeloop	Berm	Benedenbeloop	Teen
Toplaag	Teelaarde 0,15 m dik met grasbegroeiing	Teelaarde 0,15 m dik met grasbegroeiing	Kunststof grasplaten Instrooien met grond	Betonzuilen, 0,30 m dik, 2300 kg/m <sup>3</sup>	Breuksteen 10 – 60 kg, laagdikte 0,5 m
Filterlaag	-	-	zand 0,05 m dik	Granulaire filterlaag 0,10 m dik	Geotextiel woven met opgestikt non-woven
Filterlaag 2	-	-	-	Geotextiel non-woven	-
Onderlaag	Kleilaag 1.4 m dik, cat. 2 (cat.1 bij teen)	Kleilaag 1.4 m dik, cat. 1	Kleilaag 1.4 m dik, cat. 2	Kleilaag 0,8 m dik, cat. 2	-

Een toelichting op de opbouw van de bekledingen die bij uitzondering gebruikt worden, zijn getoond in Tabel 3.2. Dit is ten eerste de berm die tevens dient als fietspad bij waterkering C en D. Ten tweede mag bij waterkering op het benedenbeloop een kleibekleding worden toegepast.

**Tabel 3.2 Alternatieven opbouw bekledingen principedoorsnede**

Laag	Buitenberm	Benedenbeloop (vanaf NAP + 3,5 m)	Benedenbeloop (tot NAP + 3,5 m)
	<i>Waterkering C en D</i>	<i>waterkering A, B en C (mogelijk)</i>	<i>waterkering A, B en C (mogelijk)</i>
Toplaag	Asfaltverharding; 0,06 m dik	Kleilaag 0,5 m dik, cat. 2	Kleilaag 0,3 m dik, cat. 2
Tussenlaag	Fosforslak (hydraulisch bindend sortering 0 / 45 mm) /betonpuin; min. 0.4 m dik <sup>3</sup>	-	Gepenetreerde breuksteen (vol en zat), steensortering 10 – 60 kg. Laagdikte 0,5 m
Filterlaag	Geotextiel woven	-	Geotextiel woven
Onderlaag	Kleilaag 1,4 m dik, cat. 2	Kleilaag 2,5 m dik, cat. 1	Kleilaag 0,8 m dik, cat.2

<sup>3</sup> een funderingslaag.

## 4 PRINCIPEDOORSNEDE DIJKLICHAAM VEERHAVEN

### 4.1 Inleiding

Aan weerszijden van de Veerhaven is al een primaire waterkering aanwezig. De bekledingen van deze dijken voldoen echter niet aan de huidige normen en dienen vervangen te worden. Op het plein van de Veerhaven zal een terp aangebracht worden, genaamd 't Hart. Om deze stormbestendig te maken, wordt een waterkering aan de noordzijde van 't Hart geplaatst. Deze wordt de Koppeldijk genoemd. In Figuur 4.1 is een schematisch bovenaanzicht gegeven van de veerhaven.



Figuur 4.1 Schetsmatig bovenaanzicht Veerhaven

In deze paragraaf wordt toegelicht welke onderdelen behouden worden, welke vervangen en welke opnieuw aangelegd.

### 4.2 Te behouden

Het dijkprofiel van waterkering F en G met haar grondlichaam en kruin blijft aan de Veerhavenzijde behouden.

### 4.3 Aan te brengen

Waterkering E (Koppeldijk) dient aangelegd te worden aan de noordzijde van het plein van de Veerhaven. Deze krijgt een kruinniveau van NAP + 8,60 m en sluit daarmee aan op waterkering D. Het buitentalud van deze dijk wordt onder een talud van 1:4 gelegd. Het binnentalud wordt van NAP +6,0 m tot NAP +8,6 m onder een talud van 1:3 gelegd en van NAP +4,44 m tot NAP +6,0 m onder een talud van 1:5. Hierbij wordt als uitgangspunt genomen dat de ophoging van het 't Hart later zal plaatsvinden.



Het buitentalud wordt bekleed met gepenetreerde breuksteen (vol en zat). De opbouw van deze bekleding is getoond in Tabel 4.1. De stabiliteit van het dijklichaam is dus verzekerd tot dat 't Hart wordt aangelegd.

**Tabel 4.1 Opbouw bekleding Koppeldijk**

Laag	Beschrijving
Toplaag	Met asfalt gepenetreerde breuksteen (vol en zat), steensortering 10 - 60 kg
Filterlaag	Geotextiel woven
Onderlaag	Kleilaag, 0,8 m dik, cat. 1

#### 4.4 Te vervangen

De huidige steenbekledingen op het benedenbeloop van waterkering F, E en G bestaande uit betonblokken van 0,20 m dikte worden vervangen voor betonzuilen. Bij waterkering E en F dienen deze een minimale dikte te hebben van 0,25 m en bij waterkering G van 0,30 m dikte. In overleg met de beheerder (Waterschap Scheldestromen) is een minimale zuildikte toegepast van 0,30 m om uitspoeling van inwasmateriaal (en mogelijk granulaire laag) onder dagelijkse omstandigheden te voorkomen.

De bekleding van het havenplateau – op dit moment voornamelijk gras – is te zwak. Er wordt voorgesteld deze te vervangen voor waterbouwasfaltbeton. De dikte van het waterbouwasfalt bedraagt 0,20 m.

De grasbekleding op het bovenbeloop bij waterkering F en G dient tot een niveau van respectievelijk NAP + 7,2 m en NAP + 7,3 m vervangen te worden voor een open steenasfaltbekleding. Het open steenasfalt wordt vervolgens afgedekt met teelaarde en ingezaaid met gras zodat de dijk zijn groene karakter behoudt.

In overleg met de beheerder (Waterschap Scheldestromen) en Rijkswaterstaat is besloten om de bekleding op het buitentalud van waterkering G (open steenasfalt), ter plaatse van Veerplein, door te zetten tot NAP +2,0 m, net als bij Koppeldijk (waterkering E).

In Tabel 4.2 zijn de aan te brengen lagen per bekleding aangegeven.

**Tabel 4.2 Opbouw te vervangen bekledingen**

Laag	Bovenbeloop	Berm / Havenplateau	Benedenbeloop
Toplaag	Open steenasfalt, 0,25 m dik, steengradering 11/16 met een laag teelaarde 0,15 voor grasbegroeiing	Waterbouwasfaltbeton 0,20 m dik	Betonzuilen, toepassen minimale zuildikte van 0,30 m dik voor waterkering F, E en G
Filterlaag	Geotextiel woven	Geotextiel woven	Granulaire filterlaag 0,10 m dik.
Filterlaag (2)			Geotextiel non-woven
Onderlaag	Kleilaag 0,8 m dik, cat. 1	Kleilaag 0,8 m dik, cat. 1	Kleilaag 0,8 m dik, cat. 1

## 5 ONTWERP

### 5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de onderdelen van het plan toegelicht. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de vorige hoofdstukken en wordt veelvuldig daarnaar verwezen.

Hieronder is aangegeven welk onderdeel in welke paragraaf wordt behandeld:

- Primaire waterkeringen (paragraaf 5.2)
- Natuurgebied (paragraaf 5.3)
- Bres (paragraaf 5.4)
- Infrastructuur (paragraaf 5.5)
- Waterhuishoudkundig systeem (paragraaf 5.6)
- Kabels en leidingen (paragraaf 5.7)
- Uitvoeringsaspecten (paragraaf 5.8)

### 5.2 Primaire waterkeringen

#### 5.2.1 Zuidoostelijke waterkering (A)

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en zal na realisatie van de bres als dam gaan fungeren. In overleg met het Waterschap is besloten dat de steenbekleding en het dijkprofiel aan de Westerschelde niet aangepast worden.

Aan de zijde van het natuurgebied wordt het dijklichaam voorzien van een berm, een bekleding op het benedenbeloop en een kreukelberm. Deze elementen zijn overgenomen van de principedoorsnede (berm, zie paragraaf 3.5; benedenbeloop, zie 3.6; kreukelberm, zie 3.7).

Aanvullend op de toetsing van de stabiliteit van de bekledingen aan de zijde van het natuurgebied, is de stabiliteit van de taluds bij overslag getoetst (zie bijlage 2). De stabiliteit hiervan is voldoende gebleken.

#### 5.2.2 Zuidelijke waterkering (B)

Deze waterkering zal nieuw aangelegd worden. De dwarsdoorsnede komt voor het grootste deel overeen met de principedoorsnede. Om de stabiliteit van het dijklichaam te waarborgen wordt geadviseerd om een steunberm aan te leggen aan de binnenzijde van het dijklichaam (zie bijlage 3). Vanaf de Mariadijk<sup>4</sup> zal een fietspad worden aangebracht richting de provinciale weg. Meer toelichting op het ontwerp van het fietspad wordt gegeven in paragraaf 5.5.4.

---

<sup>4</sup> een oude dijk – nu secundaire kering - ten zuiden van deze waterkering B

### 5.2.3 Westelijke waterkering (C)

Bovenop deze waterkering zullen een erftoegangsweg en een fietspad aangelegd worden die 't Hart van Perkpolder ontsluit. De kruin van deze dijk is daardoor breder. Nabij 't Hart neemt de kruinhoogte toe van een voldoende waterkerend niveau (NAP + 8,60m) tot de aanleghoogte van 't Hart (NAP + 10 m) ten behoeve van het verkeer. Het dijklichaam wordt hierdoor breder. Meer toelichting op het ontwerp van de erftoegangsweg en het fietspad worden gegeven in respectievelijk paragraaf 5.5.1 en paragraaf 5.5.4. Het ontwerp van het binnen- en buitentalud is overgenomen van de principeddoorsnede. Hier is in overeenstemming met waterkering A en B ook de mogelijkheid om te kiezen voor zowel een steenbekleding als een kleibekleding. Net als voor waterkering B wordt geadviseerd om een steunberm aan te leggen aan de binnenzijde van het dijklichaam om de stabiliteit van het dijklichaam te waarborgen (zie bijlage 3).

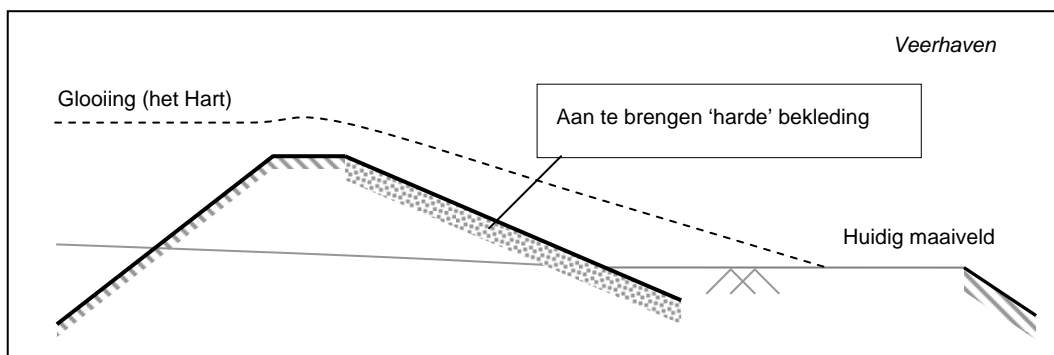
### 5.2.4 Waterkering 't Hart (D)

Deze waterkering zal na realisatie van het project tegen 't Hart aanliggen. Het ontwerp van de kruin, het bovenbeloop, de stormvloedberm, het benedenbeloop en de kreukelberm zijn overgenomen van de principeddoorsnede. In de uiteindelijke situatie zal er geen binnentalud zijn, aangezien het grondlichaam van 't Hart hier ligt. Tevens zal binnenwaarts vanaf de kruin het niveau nog toenemen tot het niveau van 't Hart (NAP + 10m <sup>(5)</sup>).

Voor toetsing op de mogelijke faalmechanismen van de dijk is uitgegaan van een situatie waarbij het Veerplein nog niet opgehoogd is (zie hoofdstuk 2.4).

### 5.2.5 Koppeldijk (E)

Om 't Hart stormbestendig te maken, zal tussen waterkering F en G een nieuwe waterkering worden aangelegd. Deze waterkering is uitgezet vanaf de kavelgrens voor de nieuw aan te leggen woningen op 't Hart (zie Figuur 5.1). Een beschrijving van deze dijk is gegeven in paragraaf 4.3. De bekleding van het benedenbeloop wordt vervangen voor een steenbekleding met betonzuilen van 0,30 m dikte. Een beschrijving hiervan is te vinden in paragraaf 4.4.



**Figuur 5.1 Dwarsdoorsnede Koppeldijk (waterkering E)**

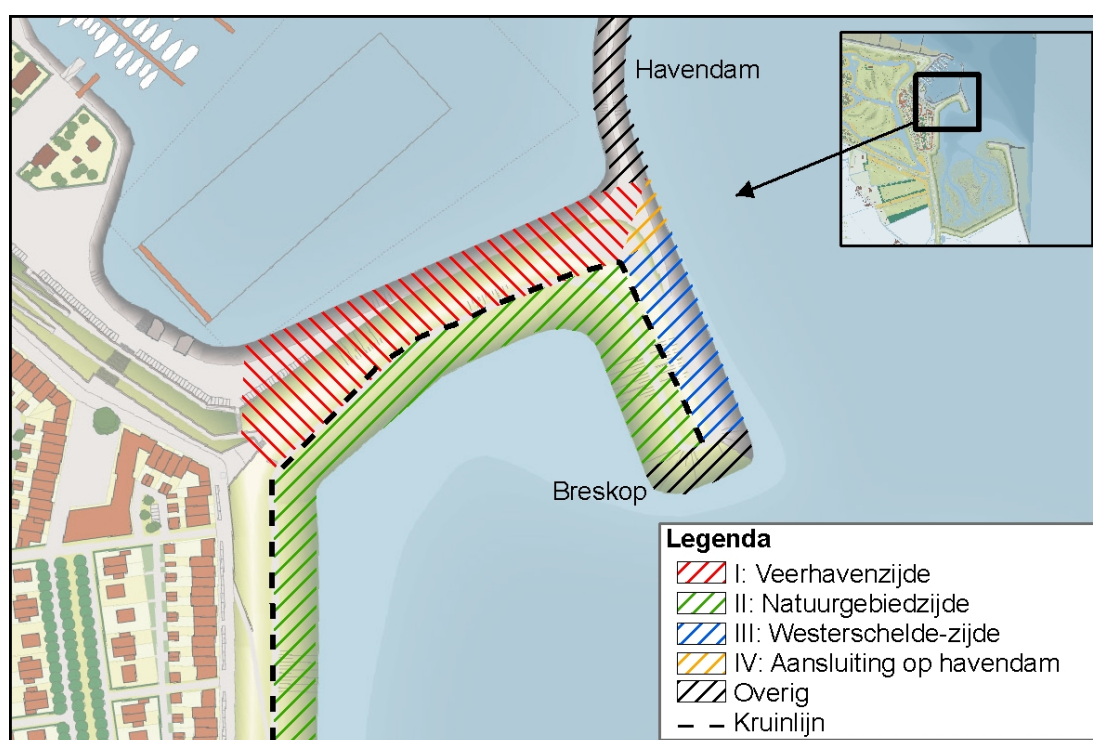
<sup>5</sup> Na realisatie zou dit gezien kunnen worden als de kruin. Uitgangspunt is echter dat de waterkering kan functioneren zonder het grondlichaam t.b.v. 't Hart.

## 5.2.6 Noordelijke waterkering (F)

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en zal na realisatie van de bres als dam gaan fungeren. Dit betekent dat aan alle zijden de waterkering belast zal worden door waterstand en golven. Er worden vier deelgebieden onderscheiden, die verschillen in hydraulische belasting.

- Deelgebied I : Veerhavenszijde
- Deelgebied II : Natuurgebiedzijde
- Deelgebied III : Westerschelde-zijde
- Deelgebied IV : Aansluiting op havendam

De deelgebieden zijn getoond in een schematisch bovenaanzicht in Figuur 5.2.



**Figuur 5.2** Schetsmatig bovenaanzicht waterkering F

Deelgebied I (Veerhaven) heeft een goed dijkprofiel en dit hoeft daarom niet aangepast te worden. De bekledingen worden echter vervangen. Voor meer toelichting wordt hierop verwezen naar paragraaf 4.4.

Deelgebied II (natuurgebied) is in de huidige situatie binnentalud en zal in de toekomstige situatie ook als buitentalud fungeren. Deze zal daarom voorzien worden van een berm, een bekleding op het benedenbeloop en een kreukelberm. Deze elementen zijn overgenomen van de principedoorlsnede (berm, zie paragraaf 3.5; benedenbeloop, zie 3.6; kreukelberm, zie 3.7).

Deelgebied III (Westerschelde) heeft al een verbeterde bekleding tot dijkpaal 261 (+40m). In overleg met het Waterschap is besloten dat dit gedeelte van de waterkering niet zal worden aangepast.

Deelgebied IV (Aansluiting op havendam) is onderdeel van een scherpe bocht in de primaire waterkering. Veel ontwerp- en toetsregels zijn beschreven niet bedoeld voor de bochten in de primaire waterkering. Hier is daarom gekozen voor een robuuste oplossing. De steenbekledingen en de asfaltbekledingen worden daarom ruim doorgezet.

#### 5.2.7 Waterkering Veerhaven – Westelijk Perkpolder (G)

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en behoudt na realisatie van het plan haar functie. Voor deze waterkering worden slechts bekledingen vervangen en blijft het profiel in tact<sup>6</sup>. Voor meer toelichting hierop wordt verwezen naar paragraaf 4.4.

### 5.3 Natuurgebied

Uitgangspunt voor de bodemligging is dat de geulen dieper en breder worden aangelegd dan van nature te verwachten is. Daardoor zullen de geulen na aanleg allereerst verzanden alvorens ze zullen verplaatsen in horizontale richting. Er worden drie typen geulen aangelegd. De doorsnedenafmetingen van deze geulen zijn weergegeven in Tabel 5.1.

**Tabel 5.1 Afmetingen geulen**

Type	Diepte	Breedte bodem	Talud oever
1	NAP – 1,50 m	10,0	1:10
2	NAP – 1,25 m	5,0	1:10
3	NAP – 1,00 m	2,5	1:10

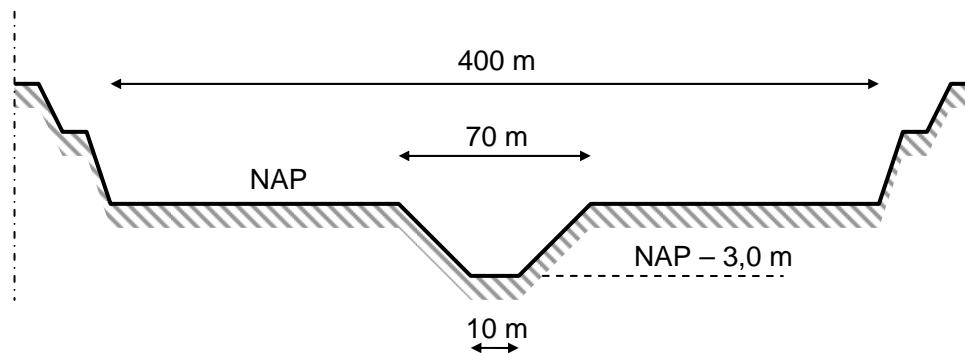
Het geulenpatroon is ontworpen op basis van andere slikken- en schorregebieden.

### 5.4 Bres

#### 5.4.1 Doorstroomprofiel

De bres zal tot een niveau van NAP ontgraven worden voor een breedte van 400 m. In het midden van de bres wordt een getijgeul gegraven tot NAP – 3 m bij het diepste punt en vanuit daar een met 1:10 verlopen talud. De breedte wordt daardoor 70 m. Het aan te leggen doorstroomprofiel is weergegeven in Figuur 5.3.

<sup>6</sup> In deelgebied II zijn voor het bepalen van de kruinhoogte speciale hydraulische randvoorwaarden gebruikt (zie bijlage 1), die slechts gelden voor bepaling van golfoverslag. Daaruit is geconcludeerd dat de kruin niet verhoogd hoeft te worden. Om de overslag te beperken zal een berm worden aangelegd op het niveau van het ontwerppeil (NAP + 6,65m).



**Figuur 5.3** Schematisch doorstroomprofiel bres (verschaald)

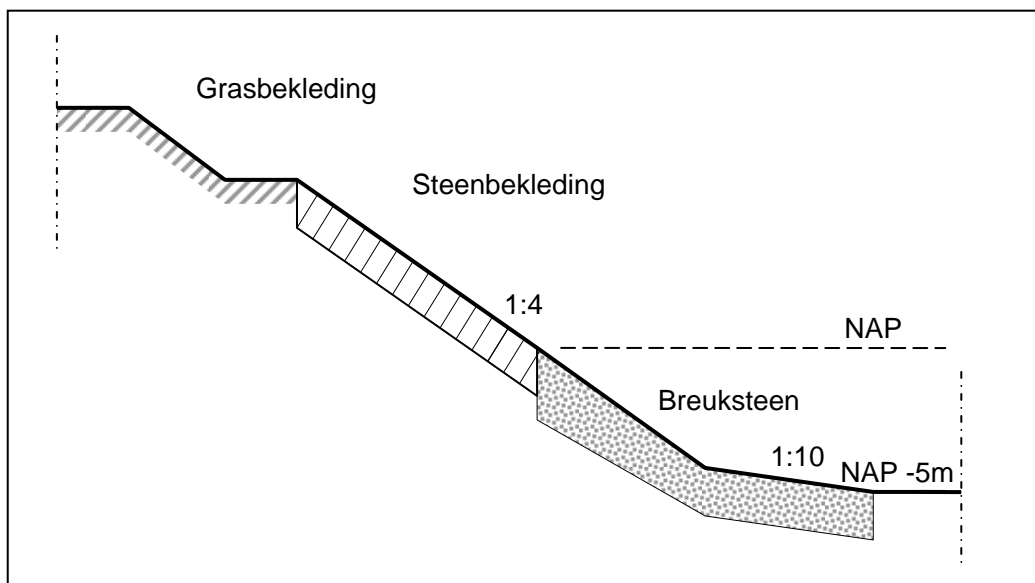
#### 5.4.2 Breskoppen

De breskoppen houden de dynamiek van de getijgeul beperkt tot binnen de bres. De teenverdediging wordt daarom geplaatst tot een diepte van NAP – 5,0 m. Daarna zal de teenverdediging onder een talud van 1:10 verlopen tot een niveau van NAP – 3,5 m. Deze 15 m brede teenverdediging wordt bekleed met breuksteen met een steensortering van 10-60 kg op een geotextiel. Het benedenbeloop zal tot NAP bestaan uit breuksteen met een steensortering van 40 – 200 kg met daaronder een granulaire laag van 40 – 100 mm en daaronder een geotextiel. Het benedenbeloop zal vanaf NAP tot de berm worden bekleed met een steenbekleding met betonzuilen met een dikte van 0,35 m. De berm zal bestaan uit asfalt met een laagdikte van 0,06 m. Op het bovenbeloop zal een grasbekleding worden aangebracht. Een beschrijving van alle bekledingen is gegeven in Tabel 5.2. In tekening 9T9564.B0\_2332\_502 is een dwarsdoorsnede van de breskop te zien.

**Tabel 5.2** Opbouw bekledingen

Laag	Kruin & Bovenbeloop	Berm	Benedenbeloop (Berm tot NAP)	Benedenbeloop (NAP tot teen)	Teen
Toplaag	Teelaarde 0,15 m dik met grasbegroeiing	Asfalt	Betonzuilen 0,35 m dik	Breuksteen 40 - 200 kg, laagdikte 0,7 m	Breuksteen 10 – 60 kg, laagdikte 0,5 m
Filterlaag	-	Fosforslak (hydraulisch bindend sortering 0 / 45 mm) /betonpuin; min. 0.4 m dik; <sup>7</sup>	Granulaire filterlaag 0,10 m dik.	Geotextiel wovon met opgestikt non-woven	Geotextiel wovon met opgestikt non-woven
Filterlaag 2	-	-	Geotextiel non-woven	-	-
Onderlaag	Kleilaag 1.4 m dik, cat. 1	Kleilaag 1.4 m dik, cat. 1	Kleilaag 0,8 m dik, cat. 1	-	-

<sup>7</sup> Feitelijk geen filterlaag, maar een funderingslaag.



Figuur 5.4 Schematisch dwarsprofiel breskop

## 5.5 Infrastructuur

### 5.5.1 Inleiding

In figuur 6.1 zijn de wegen in de nieuwe situatie weergegeven. De N689 komt op waterkering C te liggen, er komt een afslag naar de Kalverdijk-west en er komen 2 fietspaden.



Figuur 6.1 Infrastructuur in de toekomstige situatie

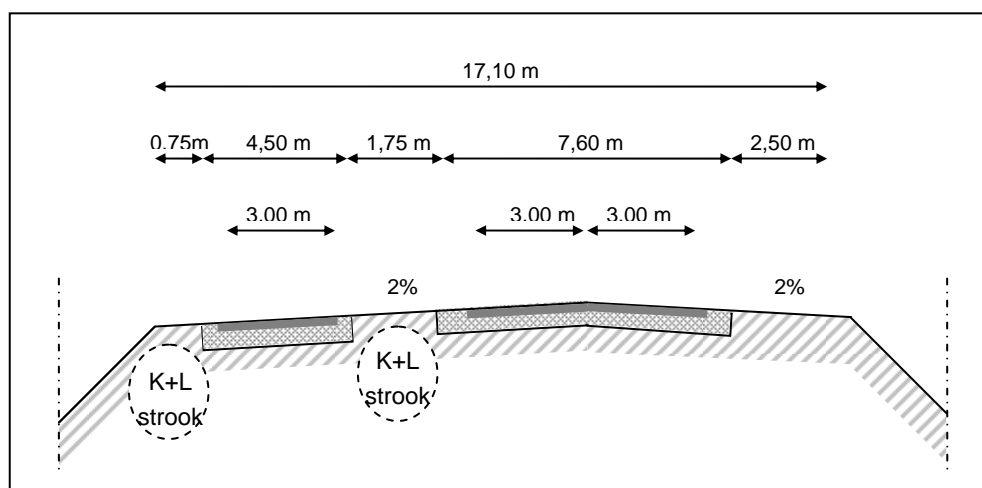
## 5.5.2 Erftoegangsweg

Ter plaatse van de huidige Provinciale weg (N689) zal waterkering C komen te liggen. Dit betekent dat de bestaande infrastructuur hier geheel verdwijnt. Op de kruin van waterkering C zal een erftoegangsweg worden aangelegd om 't Hart te ontsluiten. Bij de bepaling van het tracé is rekening gehouden met aansluiting op de westelijke baan van de N689 en een zichtlijn vanuit 't Hart van Perkpolder. De as van de erftoegangsweg wordt in de contractstukken naar de uitvoerende partij als een vast gegeven opgenomen. Overige uitgangspunten voor het wegontwerp zijn gegeven in Tabel 5.3.

**Tabel 5.3** Uitgangspunten wegontwerp N689

Beschrijving	Waarde
Voetboog	1250 m
Topboog	2500 m
Minimale horizontale boogstraal	500 m
Maximaal hellingspercentage	4 % <sup>8</sup>

Het profiel van vrije ruimte is in overleg met de Provincie Zeeland afgestemd en weergegeven in Figuur 5.5.



**Figuur 5.5** Profiel van vrije ruimte op waterkering C

## 5.5.3 Kalverdijk West

Om de erftoegangsweg aan te laten sluiten op de Kalverdijk West wordt een nieuwe oprit aangelegd. De wegverharding op deze oprit krijgt een breedte van 6 m (rijbaan van 4,5m breed met aan weerszijden fietssuggestiestroken van 1,25 m breed). Met aan weerszijden bermen van 1,5m breed komt de totale breedte van de kruin op 9 m. Hierbij is rekening gehouden met de toekomstige verbreding van de Kalverdijk West in noordelijke richting (ontwikkeling van Westelijk Perkpolder). De as van de nieuw te bouwen oprit is hier ook op uitgezet.

<sup>8</sup> P.M. Hellingspercentage is in discussie (wordt mogelijk 2%), evenals de aanleg van een vrijliggend fietspad.



**Tabel 5.4      Uitgangspunten wegontwerp Kalverdijk**

Beschrijving	Waarde
Voetboog	1000 m
Topboog	2000 m
Minimale horizontale boogstraal	500 m
Maximaal hellingspercentage	4 %

De constructieopbouw (wegverharding en funderingen) van de wegen wordt niet voorgeschreven, hier wordt in het D&C contract verwezen naar het Handboek Wegontwerp (uitgave van het CROW).

#### 5.5.4      Fietspaden

Er zullen twee fietspaden worden aangelegd. Er komt een utilitair fietspad aan de westzijde van de erftoegangsweg waardoor het Hart wordt aangesloten op de fietsverbinding richting Kloosterzande. Daarnaast komt er een recreatief fietspad dat aansluit op de fietsverbinding vanuit Walsoorden. Dit fietspad loopt vanaf de Mariadijk richting de stormvloedberm van waterkering C en vervolgens naar 't Hart en de westelijke breskop. Beide fietspaden worden 3m breed (ter plaatse van de stormvloedberm 5m breed). De gehanteerde uitgangspunten voor het ontwerp van de fietspaden zijn getoond in Tabel 5.5.

**Tabel 5.5      Uitgangspunten fietspadontwerp**

Beschrijving	Waarde
Minimale horizontale boogstraal	6 m
Maximaal hellingspercentage	2 %
Gedeelte dat vlak aangelegd dient te worden (om 8 m te overbruggen)	0,25 m

Ook voor de fietspaden geldt dat de constructieopbouw (wegverharding en funderingen) niet wordt voorgeschreven.

#### 5.5.5      Ontsluiting percelen

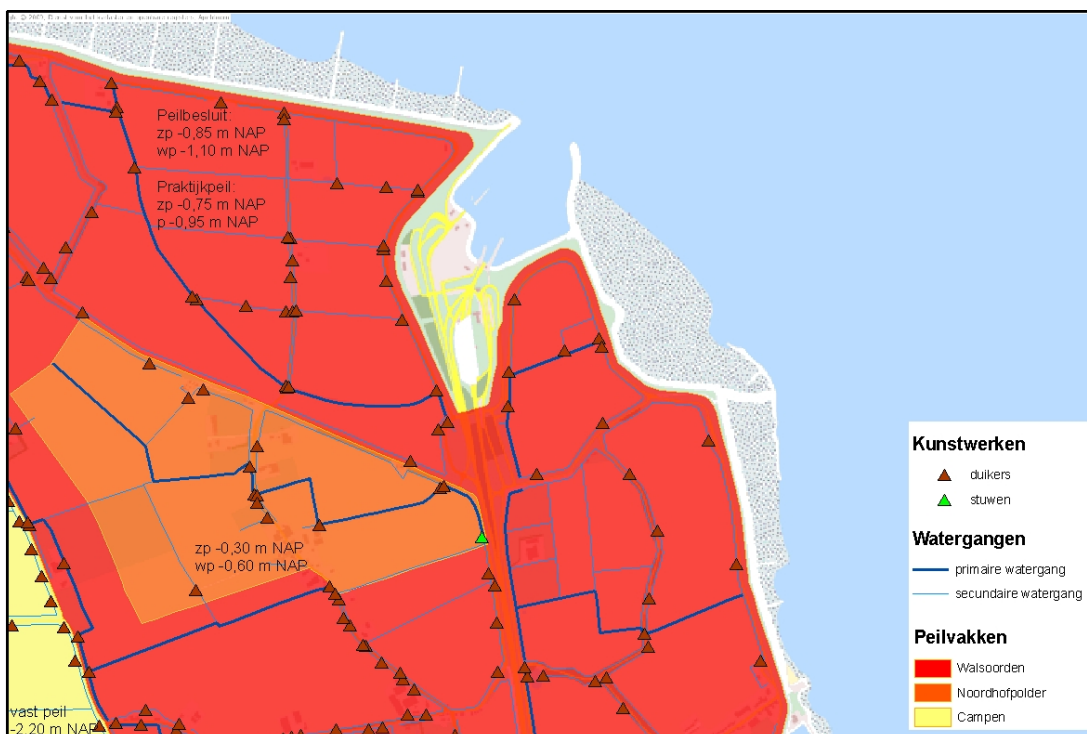
De landbouwpercelen aan de westzijde dienen bereikbaar te blijven. Hiervoor is een halfverhard pad op de oostelijke onderhoudsstrook van de watergang voorzien. Daarnaast worden er enkele landbouwdammen voorzien met verharding.

### 5.6      Waterhuishoudkundig systeem

#### 5.6.1      Peilgebieden

##### Huidige situatie

De Perkpolder ligt in een groot peilgebied (Walsoorden) met streefpeil NAP -0,85/-1,10 m (zomerpeil/ winterpeil). Door de vele duikers die zich in het grote peilvak bevinden, is het praktijkpeil in dit peilgebied ongeveer 0,35 m hoger dan het streefpeil. Direct ten zuiden van de Perkpolder ligt een klein peilgebied met een hoger peil, NAP -0,30/-0,60 m (zomerpeil/ winterpeil), zie afbeelding Figuur 5.6. Het peil in dit peilvak wordt gehandhaafd door één handmatig bediende klepstuw.



**Figuur 5.6** Streefpeilen en waterlopen Perkpolder en omgeving

De Perkpolder ontvangt water van de noordwestelijk gelegen Kievitpolder en de natuurgebieden bovenstrooms. Dat water stroomt het gebied binnen via een duiker door de polderdijk. Via de hoofdwatgang stroomt het water naar het zuidoosten van de Westelijke Perkpolder, waar het via een duiker onder het veerplein door naar de Oostelijke Perkpolder wordt getransporteerd. Van daaruit stroomt het (samen met de afvoer uit de binnen het plangebied gelegen gedeeltes van de Noordhofpolder en de Noorddijkpolder) door de parallel aan de oostelijk van de N689 gelegen watgang richting het zuiden. De hoofduitlaat van water is via het gemaal van Campen.

#### Toekomstige situatie

Het ontwerp van het toekomstige watersysteem is weergegeven in figuur 5.7.



Figuur 5.7 Toekomstig watersysteem

Omdat de huidige koppeling tussen Westelijk en Oostelijk Perkpolder komt te vervallen, wordt de oostelijk van de N689 gelegen watergang verlegd naar de westzijde van de nieuw aan te leggen waterkering C. Een nieuw aan te leggen duiker onder de Kalverdijk West zorgt voor de verbinding tussen Westelijke Perkpolder en de nieuw aan te leggen hoofdwatgang/kwelsloot.

Het natuurgebied komt in de toekomstige situatie in directe verbinding te staan met de Westerschelde. Het toekomstige waterpeil in het buitendijkse natuurgebied komt onder directe invloed van eb en vloed te staan en zal gemiddeld hoger zijn dan het huidige polderpeil. De bestaande watergangen in het nieuwe buitendijkse natuurgebied zullen verdwijnen en er is geen sprake meer van waterafvoer via het gemaal van Campen.

De hoofdwatgang / kwelsloot westelijk van de nieuw aan te leggen waterkering C (t.p.v. de huidige N689) en zuidelijk van de Kalverdijk West wordt gedeeltelijk aangelegd in het bestaande peilgebied Noordhofpolder. Dit betekent dat de rand van het peilgebied Noordhofpolder een lager peil krijgt, namelijk NAP - 0,80 m (toekomstig peil Westelijk Perkpolder). Hiervoor moet een nieuw peilbesluit worden opgesteld en vastgesteld. De overige watergangen behouden het huidige peil van peilgebied Walsoorden.

## 5.6.2 Graven nieuwe watergangen

Het zuidelijke deel van de Noorddijkpolder hoort niet tot het nieuwe buitendijkse natuurgebied. Hier zal het waterpeil gelijk blijven aan de huidige situatie en zal de waterafvoer worden aangepast. Deze zal in de toekomstige situatie plaatsvinden via de nieuw aan te leggen hoofdwatgang / kwelsloot aan de teen van de eveneens nieuw aan te leggen waterkering B. Aanpassingen aan het bestaande drainagesysteem in dit gebied zijn benodigd omdat de drainage wordt aangetast bij het graven van de nieuwe watergang.

Ook de afwatering uit de Westelijke Perkpolder, die in de huidige situatie via de watergang ten oosten van de N689 plaatsvindt, zal worden aangepast. In de toekomstige situatie wordt de oostelijk van de N689 gelegen watergang verlegd naar de westzijde van de eveneens nieuw aan te leggen waterkering C (deze waterkering komt ter plaatse van de huidige N689).

Aanpassingen aan het bestaande drainagesysteem in dit gebied zijn benodigd omdat de drainage moet worden doorgetrokken onder de nieuw aan te leggen onderhoudsstrook bij het graven van de nieuwe watergang. Mogelijk is tevens herdrainage benodigd in het peilgebied Noordhofpolder als gevolg van de peildaling bovenstreams van de stuw.

Toegang tot de aangrenzende percelen zal plaatsvinden middels de aan de watergang aangrenzende 5 m brede onderhoudsstrook.

De watergangen moeten voldoen aan de minimale ontwerpprofielen voor watergangen volgens de Keur van het Waterschap.

### 5.6.3 Duikers

Omdat de oostelijk van de N689 gelegen watergang wordt verlegd naar de westzijde van de eveneens nieuw aan te leggen waterkering C, zijn hier twee duikers benodigd.

De eerste duiker wordt aangelegd onder de Kalverdijk West en zorgt voor de afwatering van Westelijk Perkpolder op de nieuw aan te leggen hoofdwatgang / kwelsloot. Deze duiker wordt uitgevoerd in beton. De binnenafmeting is rond 1250 mm en de lengte is 47 m. Aan de in- en uitstroomzijde wordt respectievelijk een in- en uitstroombak aangebracht. Omdat de Kalverdijk West een regionale kering is en de kade dus ook bestand moet zijn tegen hoogwater in de polder bij een eventuele dijkdoorbraak elders, wordt de duiker voorzien van een tweetal dubbelkerende handbediende spindelschuiven. Door de inlaatkoker te voorzien van (dubbele) schotbalksponningen aan de in- en uitstroomzijde kan het kunstwerk droog worden gezet voor onderhoud en inspectie.

De tweede duiker wordt aangelegd onder de oprit van de N689 en verbindt de hoofdwatgang / kwelsloot van waterkering C met de hoofdwatgang / kwelsloot van waterkering B. Deze duiker wordt eveneens uitgevoerd in beton (rond 1250 mm) en aan de in- en uitstroomzijde voorzien van een in- en uitstroombak. Deze heeft een lengte van 77 m. Vanwege de grote lengte wordt halverwege de duiker in de berm van de weg een inspectieput aangelegd.<sup>9</sup>

Naast hiervoor genoemde duikers zijn ter plaatse van de zuidelijke waterkering nog twee duikers benodigd. Dit betreft de kruising van het fietspad met de hoofdwatgang / kwelsloot aan de teen van waterkering B (L=26m) en de kruising van de watergang oostelijk van het Weeltje met de Mariadijk (L=14m). Beide duikers worden uitgevoerd in beton met een binnendiameter van 1250 mm.

---

<sup>9</sup> De wens van het waterschap is om deze duiker ook afsluitbaar te maken.

Om de bestaande waterhuishoudkundige situatie in stand te kunnen houden zijn op drie locaties nieuwe duikers benodigd die worden aangesloten op de nieuw aan te leggen westelijke hoofdwatergang / kwelsloot. De afmetingen moeten in overleg met het waterschap nog worden vastgesteld.

Alle duikers moeten voldoen aan de Keur van het Waterschap. Uitgangspunt voor de kostenraming is een fundering op staal (zand / cement stabilisatielaag van 0,5m dik).

De locaties van de duikers is weergegeven op tekening 9T9564.B0\_2332\_501.

#### 5.6.4 Stuwen

In de huidige situatie wordt het peil in het peilvak Noordhofpolder gehandhaafd door één kantelstuw, zie afbeelding Figuur 5.8. Omdat in de toekomstige situatie een verbinding wordt gemaakt met Westelijk Perkpolder, met een afwijkend peil (NAP -0,80m), is de aanleg van een tweede stuw benodigd. Deze stuw wordt aangelegd tussen de hoofdwatergang van de Noordhofpolder en de nieuw aan te leggen afvoerwatergang zuidelijk van de Kalverdijk West. Het peil bovenstrooms van deze stuw is NAP -0,30/ -0,60 m (zomerpeil/ winterpeil) en het peil benedenstrooms is NAP -0,80m (vast peil).



**Figuur 5.8** Peilregulerende stuw deel Noordhofpolder

Noordelijk van de bestaande kantelstuw wordt in de nieuwe aan te leggen afvoerwatergang / kwelsloot ook een (kantel)stuw aangebracht. Het peil bovenstrooms van deze stuw is NAP -0,80m (vast peil) en het peil benedenstrooms is NAP -0,85/-1,10 m (zomerpeil/ winterpeil).

De stuwen worden handbediend uitgevoerd. Voor de fundering van de stuwen is voor de kostenraming uitgegaan van een houten damwand. Deze doet tevens dienst als kwelscherm. Direct achter de stuw wordt een bodembescherming aangebracht.

De breedte van de stuwen (en overige eisen) moeten in overleg met het Waterschap nog worden vastgesteld. De stuwen moeten voldoen aan de Keur van het Waterschap.

De locaties van de stuwen is weergegeven op tekening 9T9564.B0\_2332\_501.

#### 5.6.5 Kwel

Als gevolg van de aanpassing van de waterkering komt het nieuwe natuurgebied in directe verbinding te staan met de Westerschelde. Het toekomstige gemiddelde waterpeil in het buitendijkse natuurgebied (gemiddeld peil Westerschelde NAP + 0,12 m) zal hoger zijn dan het huidige polderpeil (zomer NAP -0,85 m, winter NAP -1,10 m). Dit is van invloed op de grondwaterstroming en de brakke kwel ter plaatse.

Er wordt voorzien in een brede kwelsloot met kwelbuizen langs de nieuwe waterkering ten westen van de huidige N689 en ten zuiden van het nieuwe natuurgebied, waarmee de kwel wordt afgevangen. Daarmee worden negatieve effecten door kwel voor aangrenzende landbouwgronden nagenoeg volledig tegengegaan (bron: analyse watersysteem Perkpolder, Witteveen+Bos, 2 juni 2010). Het ontwerp van deze kwelvoorziening is toegelicht in bijlage 4

De westelijke kwelsloot krijgt een bodembreedte van 2 m met taluds van 1 op 2. Het bodemniveau van de westelijke kwelsloot bedraagt NAP -1,6 m. De zuidelijke kwelsloot krijgt een bodembreedte van 1 m met taluds van 1 op 2. Het bodemniveau van de zuidelijke kwelsloot bedraagt eveneens NAP - 1,6 m.

De locaties van de kwel sloten zijn weergegeven op tekening 9T9564.B0\_2332\_501.

## 5.7 Uitvoeringsaspecten

### 5.7.1 Bouwfasering

Bij de uitvoeringswerkzaamheden speelt de afstemming met de werkzaamheden van Perkpolder Beheer een belangrijke rol.

De bouwvolgorde kan vrij door de aannemer worden bepaald, mits deze voldoet aan de volgende voorwaarden:

- Werkzaamheden aan de bestaande primaire waterkeringen<sup>10</sup> die een negatieve invloed hebben op het waterkerend vermogen, mogen alleen uitgevoerd worden in het seizoen van 1 april tot 1 oktober;
- Waterkering A en F hebben ook na herinrichting de status van primaire waterkering. Binnendijkse werkzaamheden aan A en F vinden derhalve plaats in het seizoen van 1 april tot 1 oktober (open seizoen);
- Waterkeringen B, C, D en de huidige binnendijkse zijde van waterkering A en F voldoen aan de wettelijke veiligheidsnorm, voordat de bres wordt doorgestoken;
- De aansluiting van waterkering B op A vindt in het open seizoen plaats.

---

<sup>10</sup> Gedeputeerde Staten hebben op 25 jan 2011 ingestemd met het ontwerpbesluit gedeeltelijk wijzigen stelsel regionale waterkeringen, wat betekent dat de regionale keringen binnen het projectgebied (kalverdijk) geamoveerd mogen worden.

### 5.7.2 Ontsluiting

Voor de ontsluiting van het bouwverkeer kan gebruik worden gemaakt van de bestaande wegen van en naar het Veerplein. Hierbij is het de insteek om de ontsluiting van de bewoners zo veel mogelijk te scheiden van het bouwverkeer. Een mogelijkheid is om de bewoners via de westelijk van het Hart gelegen zeedijk over de Kalverdijk West te leiden. Hiertoe moet (door de PPS) een nieuwe afrit aangelegd worden over waterkering G. Zodra begonnen wordt met de westelijke waterkering (waterkering C) is het niet meer mogelijk om gebruik te maken van de N689. Op dit moment kan gebruik worden gemaakt van de westelijk van de N689 gelegen parallelweg (de Mariadijk). In het toekomstige natuurgebied zullen tijdelijke bouwwegen aangelegd moeten worden en / of gebruik worden gemaakt van de reeds bestaande (te amoveren) infrastructuur.

### 5.7.3 Planning

De marktbenadering kan starten nadat het uitvoeringsbesluit (MIRT 4) is genomen. Dit moment staat gepland voor het najaar van 2011. De marktbenadering begint met een selectie van de aannemers. Deze selectiefase wordt gevolgd door de aanbiedings- en gunningsfase. De start van de aanbiedingsfase (het moment dat de contractstukken de markt op gaan) staat gepland voor het voorjaar van 2011. Op dit moment moeten dus ook de definitieve vergunningsvoorwaarden van de door de opdrachtgever aan te vragen (belangrijkste) vergunningen gereed zijn. Gunning aan de aannemer staat gepland voor medio 2012. Na een voorbereidingsfase van de aannemer van ruim een half jaar (o.a. opstellen uitvoeringsontwerp, aanvragen van uitvoeringsgerelateerde vergunningen en het uitvoeren van aanvullend onderzoek) kan de daadwerkelijke realisatie begin 2013 starten. De totale uitvoeringsduur zal dan nog circa 2,5 à 3 jaar bedragen (oplevering eind 2015).

Onderstaande aan de planning gerelateerde aandachtspunten vergen nadere afstemming:

- De infrastructuur op waterkering B zal als gevolg van zettingen van het dijklichaam (en ondergrond) na oplevering nog aanzienlijke restzettingen vertonen. Vooral ter plaatse van overgangen op bestaand maaiveld kan dit resulteren in schade aan de infrastructuur als gevolg van verschilzettingen. Het ligt daarom voor de hand om de eerste jaren na oplevering (bijv 3 jaar) uit te gaan van een asfalt bouwweg. Op 't moment dat het Hart is ontwikkeld, kan dan de definitieve infrastructuur worden aangebracht;
- Op het moment dat de waterkering A wordt doorgestoken (aanleg bres), moeten de overige waterkeringen de status van primaire waterkering hebben. De kans bestaat dat het doorsteken van waterkering A vertraging oploopt. Gezien de relatief korte beschikbare bouwtijd vergt dit immers een strakke procedurele afstemming. Daarnaast stelt de korte bouwtijd ook eisen aan de stabiliteit van de waterkeringen. De kans bestaat dat het ophogen moeilijk realiseerbaar is binnen beschikbare tijd vanwege te trage consolidatie (toepassen klei uit het gebied). Ook de benodigde status van de grasmat (groei- en ontwikkelperiode van het gras) speelt hierin een belangrijke rol. Nadere afstemming moet hierover nog plaatsvinden;
- Raakvlakken met de werkzaamheden van de PPS. Hoewel alle raakvlakken zorgvuldig worden afgestemd, is de kans groot op vertraging of conflicten. Dit enerzijds door gelijktijdige werkzaamheden (bijv. aan 't Hart van Perkpolder) en anderzijds doordat de planning van de PPS erg onderhevig is aan de ontwikkelingen op de woningmarkt (conjunctuurgevoelig).

#### 5.7.4 Grondstromen

De totaal benodigde hoeveelheid grond voor de aanleg van de waterkeringen bedraagt circa 1,3 miljoen m<sup>3</sup>. De totale hoeveelheid vrijkomende grond uit het gebied (incl. de vrijkomende grond uit de te graven bres) bedraagt circa 0,9 miljoen m<sup>3</sup>. Er zullen dus significante hoeveelheden grond moeten worden aangevoerd van buiten het projectgebied.

Daarnaast is op basis van verricht grondonderzoek beoordeeld dat niet alle grond geschikt is voor de bouw van de waterkeringen. De geschikte grond is voornamelijk klei en is ten behoeve van een analyse van de aan te leveren hoeveelheden opgedeeld in drie erosiebestendigheidsklassen. De verdeling van de erosiebestendigheidsklassen is gebaseerd op een gemiddelde van de hoeveelheid van het betreffende type welke is waargenomen bij de boringen. Op basis van deze analyse is gebaseerd dat er te weinig klei is van erosiebestendigheidsklasse 1. Daarnaast is er in het gebied nagenoeg geen zand ten behoeve van de aanleg van de waterkering C. Hier dient zand toegepast te worden om (verschil)zettingen van de infrastructuur (erftoegangsweg) op het dijklichaam te beperken. Zand geeft namelijk minder (rest)zettingen dan wanneer klei uit het gebied wordt toegepast als kernmateriaal voor het dijklichaam<sup>11</sup>.

Om zoveel mogelijk grond uit het natuurgebied te gebruiken voor de aanleg van de dijken, wordt het zogenaamde 'omputten' toegestaan. Dit betekent dat kwalitatief goede grond uit het gebied wordt ontgraven en vervolgens met ander grondmateriaal uit het gebied wordt aangevuld. Het omputten mag maximaal tot een niveau van NAP – 2,0 m uitgevoerd worden. Een uitgevoerde studie naar het effect van het omputten (rapport MDB221-16 Geohydrologisch effect omputten oostelijke Perkpolder, juli 2010) toont aan dat het omputten van de grond niet onderscheidend is voor de hoeveelheid kwel.

---

<sup>11</sup> Van de opdrachtnemer wordt verwacht dat hij een grondstromenplan maakt o.b.v. de verstrekte gegevens m.b.t. grondopbouw. Interpretatie van het verrichte grondonderzoek daarom door de opdrachtnemer zelf verricht te worden.



## 6 REFERENTIES

[Rijkswaterstaat, 2009]

Rijkswaterstaat, R. Bosters, januari 2009, Ontwerpen met overall veiligheidsfactor

[Royal Haskoning, 2007]

Royal Haskoning, 2007, Hydraulische ontwerpwaarden gebiedsontwikkeling Perkpolder, ref: 9S7587.A0/R0003/SJAC/SSOM/Rott1

[Royal Haskoning, 2010]

Royal Haskoning, 2010, Notitie Hydraulische ontwerpvoorwaarden voor golfploop en –overslag haven Perkpolder (definitief), ref: 9T9564.A0/N0025/EARN/SSOM/Rott

[Svasek, 2010]

Svašek Hydraulics, P. van de Rest, d.d. 18 januari 2010, Memo Nieuwe belastingfuncties steenbekledingen (kenmerk: PvdR/09358/1573/D).

[TAW, 2003]

Technische adviescommissie waterkeringen, 2003, Technisch rapport steenzettingen

[TAW, 2002]

Technische adviescommissie waterkering, 2002, Technisch rapport asfalt voor waterkeringen

[Deltares, 2009]

Deltares, Klein Breteler, d.d. 21 oktober, M. Belastingfunctie voor keuze maatgevende golfcondities

[Deltares, 2010 ]

Deltares, M. Klein Breteler, november 2010, Documentatie Steentoets2008 en Steentoets2010

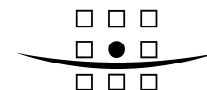
=0=0=0=

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 1** **Hydraulische Randvoorwaarden**

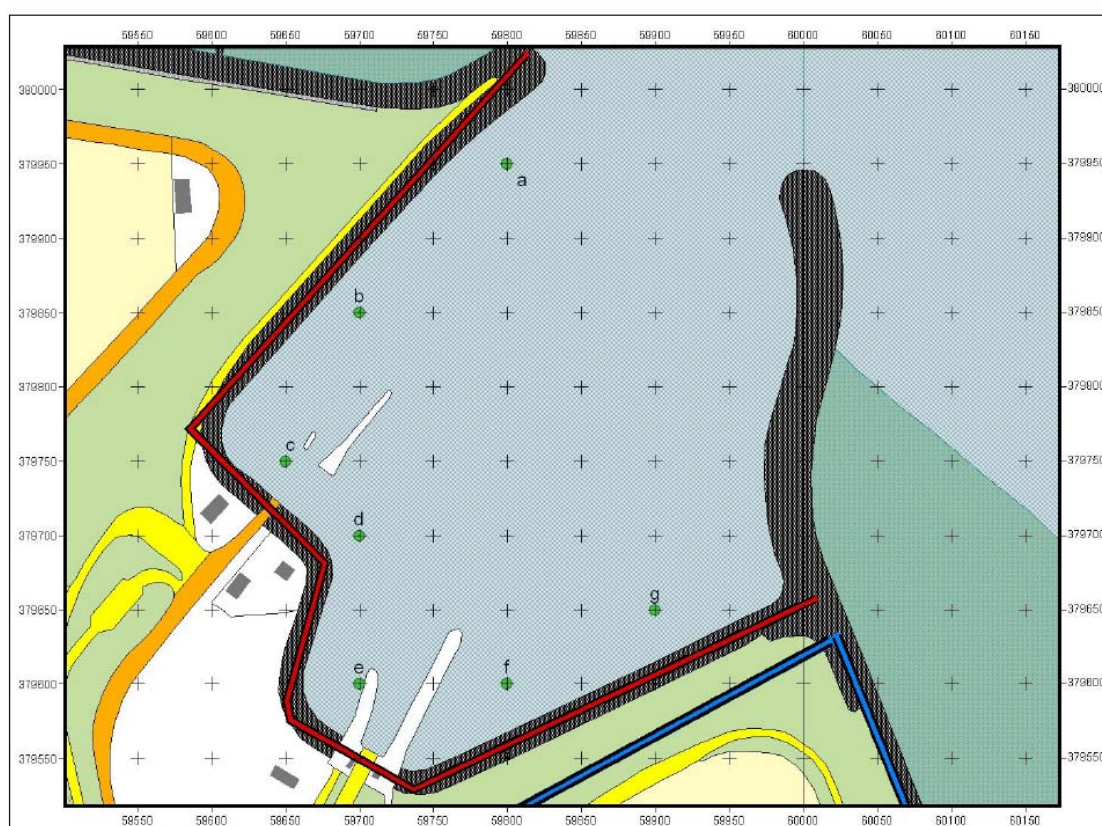


## Notitie

Aan : Dienst Landelijk Gebied  
 Van : Leslie Mooyaart  
 Datum : 19 november 2010  
 Kopie : Koen van Gerven  
 Onze referentie : 9T9564.B0/N0010/LMOY/SSOM/Rott

Betreft : **Hydraulische randvoorwaarden**

### Veerhaven

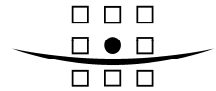


Figuur 4-1 Contour veerhaven in VTV methode (rode lijn) en positie uitvoerpunten

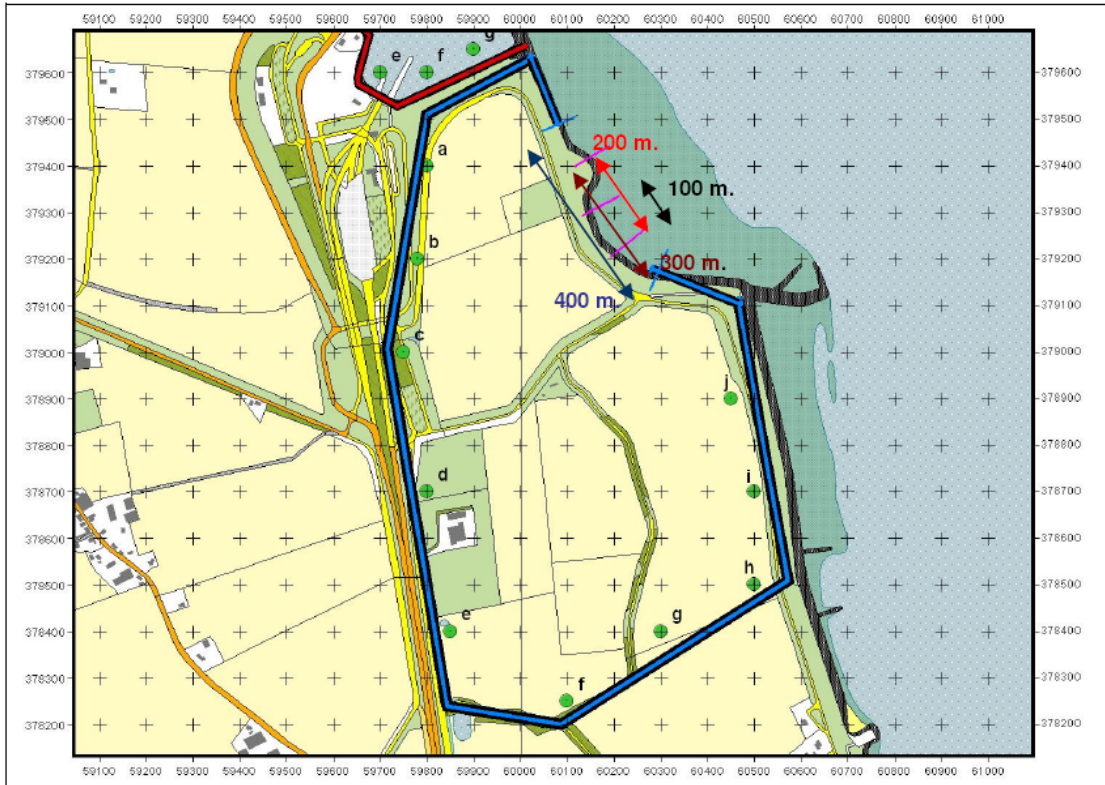
Tabel 4-1 Exacte ligging uitvoerpunten

Uitvoerpunt []	X- coördinaat [m. RD stelsel]	Y- coördinaat [m. RD stelsel]
a	59800	379950
b	59700	379850
c	59650	379750
d	59700	379700
e	59700	379600
f	59800	379600
g	59900	379650

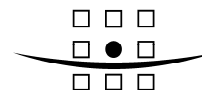




### Natuurgebied



Figuur 5-1 Contour Perkpolder Oost in VTV methode (blauwe lijn) en positie uitvoerpunten en bres



**Tabel 5-2 Ontwerpwaarden 2060 belastingfunctie Z1 = Hs\*Tpm bresbreedte 400 meter**

Dijkvak vak nr.	Uitv punt nr.	Coördinaten [RD-stelsel in m.]				Poldernaam	Hs [m] Wst t.o.v. NAP				Tpm [s] Wst t.o.v. NAP				Wind- richting			
		van x	y	tot x	y		2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP
<b>bresgrootte 400 meter</b>																		
92		60027	379565	60272	379142	Inlaag Perkpolder Oost				6.65				6.65				6.65
	a	59800	379400				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	b	59780	379200				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	c	59750	379000				0.6	0.8	0.9	1.0	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	d	59800	378700				0.7	0.7	0.6	0.6	3.5	3.9	4.8	5.1	360	360	330	320
	e	59850	378400				0.3	0.8	0.8	0.8	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	f	60100	378250				0.3	0.9	0.9	0.9	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	g	60300	378400				0.3	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	h	60500	378500				0.3	0.9	1.0	1.1	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	i	60500	378700				0.9	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	j	60450	378900				0.7	0.8	0.8	0.8	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330

**Tabel 5-3 Ontwerpwaarden 2060 belastingfunctie Z2 = Hs\*Tpm<sup>2</sup> bresbreedte 400 meter**

Dijkvak vak nr.	Uitv punt nr.	Coördinaten [RD-stelsel in m.]				Poldernaam	Hs [m] Wst t.o.v. NAP				Tpm [s] Wst t.o.v. NAP				Wind- richting			
		van x	y	tot x	y		2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP
<b>bresgrootte 400 meter</b>																		
92		60027	379565	60272	379142	Inlaag Perkpolder Oost				6.65				6.65				6.65
	a	59800	379400				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	b	59780	379200				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	c	59750	379000				0.7	0.8	0.9	1.0	3.5	4.8	4.8	4.8	30	90	90	90
	d	59800	378700				0.7	0.7	0.7	0.7	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	e	59850	378400				0.3	0.8	0.8	0.8	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	f	60100	378250				0.3	0.9	0.9	0.9	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	g	60300	378400				0.3	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	h	60500	378500				0.3	0.9	1.0	1.1	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	i	60500	378700				0.9	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	j	60450	378900				0.7	0.8	0.8	0.8	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330

**Tabel 5-4 Ontwerpwaarden 2060 belastingfunctie Z3 = Hs<sup>2</sup>\*Tpm bresbreedte 400 meter**

Dijkvak vak nr.	Uitv punt nr.	Coördinaten [RD-stelsel in m.]				Poldernaam	Hs [m] Wst t.o.v. NAP				Tpm [s] Wst t.o.v. NAP				Wind- richting			
		van x	y	tot x	y		2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP
<b>bresgrootte 400 meter</b>																		
92		60027	379565	60272	379142	Inlaag Perkpolder Oost				6.65				6.65				6.65
	a	59800	379400				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	b	59780	379200				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	c	59750	379000				0.6	0.8	0.9	1.0	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	d	59800	378700				0.5	0.5	0.6	0.7	4.3	4.8	4.8	4.8	330	90	330	408
	e	59850	378400				0.3	0.8	0.6	0.6	3.5	3.9	4.8	5.1	360	360	330	320
	f	60100	378250				0.3	0.8	0.7	0.7	3.5	4.3	4.8	5.0	360	330	330	330
	g	60300	378400				0.3	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	h	60500	378500				0.3	0.9	1.0	1.1	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	i	60500	378700				0.9	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	j	60450	378900				0.7	0.8	0.8	0.8	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330

Het ontwerppeil is NAP + 6,65 m.

## Westerscheldezijde

Naam	H <sub>s</sub> [m]				T <sub>pm</sub> [s]			
	Wst. t.o.v. NAP				Wst. t.o.v. NAP			
	2m+	4m+	6m+	OWP*** 6,65+	2m+	4m+	6m+	OWP*** 6,65+
Veerhaven Perkpolder*	1,2	1,4	1,6	1,7	4,9	5,2	5,6	5,7
Breskop**	1,5	1,7	1,8	1,8	3,4	4,3	4,8	5,0

\* Op basis van aangeleverde gegevens Projectbureau Zeeweringen voor dijkvak 93

\*\* Op basis van [Haskoning, 2007]

\*\*\*Golfrandvoorwaarden bij Ontwerpeil (OWP) zijn bepaald door middel van extrapolatie.

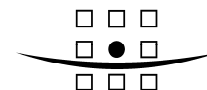
A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 2** **Berekeningen bekledingen en overslag**





## Notitie

Aan : Dienst Landelijk Gebied  
 Van : Leslie Mooyaart  
 Datum : 19 november 2010  
 Kopie : Koen van Gerven  
 Onze referentie : 9T9564.A0/N0046/LMOY/ILAN/Rott

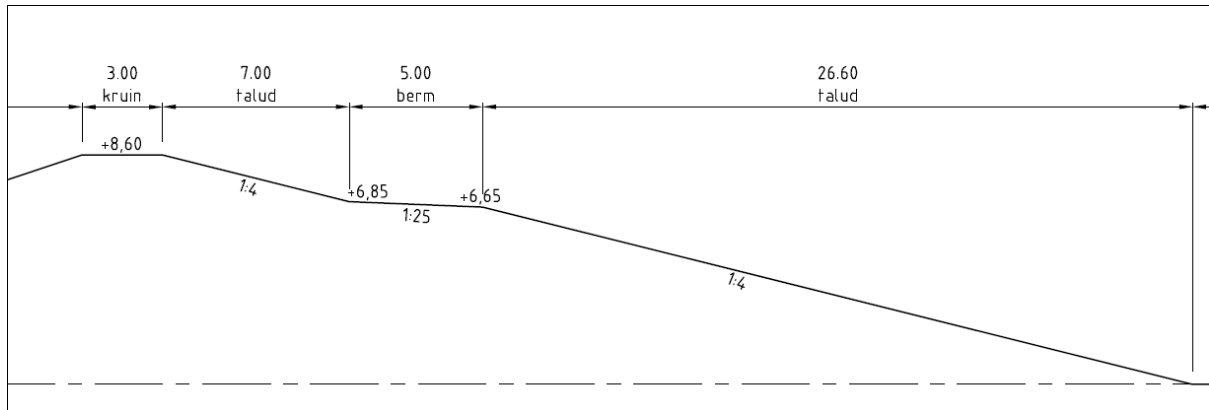
**Betreft : Berekeningen dijkprofiel en bekledingen**

### Inhoudsopgave

Overslaggebiet.....	2
Natuurgebied (B, C, D).....	2
Koppeldijk (E).....	3
Veerhaven (G).....	3
Steenbekleding.....	4
Natuurgebied (A, B, C, D, F).....	4
Veerhaven (E, F, G).....	4
Breskop (A, F).....	5
Kleibekleding.....	6
Natuurgebied (A, B).....	6
Glasbekleding bovenbeloop.....	12
Natuurgebied (A, B, C, D, F).....	12
Veerhaven (F, G).....	13
Stabiliteit binnentalud waterkering A.....	14
Bekleding waterkering E.....	18
Bekleding onderzijde benedenbeloop breskop.....	18
Bekleding onderzijde kleidijk.....	19
Dimensionering teenverdediging.....	19
Dimensionering waterkering A.....	22

## Overslagdebiet

### Natuurgebied (B, C, D)

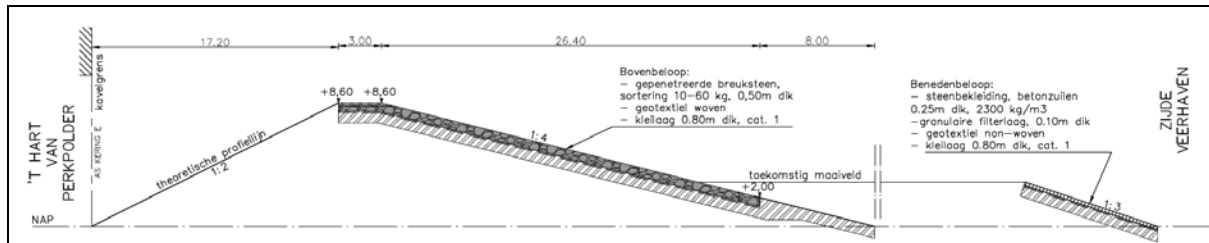


#### Uitgangspunten:

- Hoogteligging teen NAP + 0 meter
- Helling benedenbeloop 1:4
- Ruwheid benedenbeloop (B) 1,0 (Gras)
- Ruwheid benedenbeloop (C, D) 0,9 (Hydroblocks)
- Hoogteligging buitenkant berm NAP + 6,65 meter (ontwerppeil)
- Hoogteligging binnenkant berm NAP + 6,85 meter
- Breedte berm 5 meter
- Helling bovenbeloop 1:4
- Ruwheid bovenbeloop 1,0 (Gras)
- Overslagscenario's 0,1; 1,0 l/s/m
- Belastingfunctie Z1 (zie Hydraulische Randvoorwaarden [Haskoning, 2007])

Deelgebied	Ruwheid benedenbeloop [-]	Significante golfhoogte [m]	Piekperiode [s]	Benodigde kruinhoogte bij overslagdebiet 0,1 l/s/m	Benodigde kruinhoogte bij overslagdebiet 1,0 l/s/m
B	1,0	1,1	5,0	8,6	8,1
C	0,9	1,0	4,8	8,4	7,9
D	0,9	1,3	4,8	8,9	8,3

## Koppeldijk (E)



### Uitgangspunten:

- Hoogteligging teen NAP + 0 meter
- Helling buitenbeloop 1:4
- Ruwheid benedenbeloop 0,8 (Breuksteen, gepenetreerd met asfalt (vol en zat))
- Overslagscenario's 0,1; 1,0 l/s/m

Hydraulische randvoorwaarden, zie notitie 'Hydraulische ontwerprandvoorwaarden voor golfploop en overslag haven Perkpolder (definitief)'.

Deelgebied	Ruwheid benedenbeloop [-]	Significante golfhoogte [m]	Piekperiode [s]	Benodigde kruinhoogte bij overslagdebiet 0,1 l/s/m	Benodigde kruinhoogte bij overslagdebiet 1,0 l/s/m
E	0,8	0,8	4,8	8,6	8,0

Hoewel een kruinhoogte van NAP + 8,0 toelaatbaar is, zal deze op een hoogte van NAP + 8,60 meter worden gebracht. Op deze wijze sluit de dijk aan op de andere waterkeringen (F en G).

## Veerhaven (G)

Zie notitie 'Hydraulische ontwerprandvoorwaarden voor golfploop en overslag haven Perkpolder (definitief)'.

Referentie Haskoning: 9T9564.A0/N0025/EARN/SSOM/Rott

## Steenbekleding

### Natuurgebied (A, B, C, D, F)

Uitgangspunten:

- Ontwerppeil NAP + 6,65 meter
- Rekenwaarde talud 1:3,6
- Bodemniveau op 50 meter afstand NAP – 10,00 (geen voorland)
- Rekenwaarde soortelijke massa 2,231 kg/m<sup>3</sup>
- Dikte onderlaag klei 0,80 m
- Dikte filterlaag 0,15 m
- Belastingfunctie Z1 (zie Hydraulische Randvoorwaarden [Haskoning, 2007])

**Tabel 1 Resultaten ANAMOS**

Waterkering	Benodigde steendikte
A	0,20 m
B	0,25 m
C	0,25 m
D	0,25 m
F	0,25 m

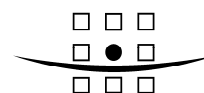
### Veerhaven (E, F, G)

Uitgangspunten:

- Bodemniveau op 50 meter afstand NAP – 10,00 (geen voorland)
- Rekenwaarde soortelijke massa 2,231 kg/m<sup>3</sup>
- Dikte onderlaag klei 0,80 m
- Dikte filterlaag 0,15 m
- Belastingfunctie Z1 (zie Hydraulische Randvoorwaarden [Haskoning, 2007])

**Tabel 2 Resultaten ANAMOS**

Waterkering	Bovenkant steenbekleding (rekenwaarde)	Talud	Rekenwaarde talud	Benodigde steendikte
E	NAP + 4,0	1:3,2	1:2,8	0,25 m
F	NAP + 4,0	1:4	1:3,6	0,20 m
G	NAP + 4,0	1:3,2	1:2,8	0,30 m



Breskop (A, F)

Uitgangspunten:

- Bodemniveau op 50 meter afstand NAP – 10,00 (geen voorland)
- Rekenwaarde soortelijke massa 2,231 kg/m<sup>3</sup>
- Dikte onderlaag klei 0,80 m
- Dikte filterlaag 0,15 m
- Golfhoogte ( $H_s$ )<sup>1</sup> 1,83 m
- Golfperiode ( $T_p$ ) 4,95 m

**Tabel 3 Resultaten ANAMOS**

Waterkering	Bovenkant steenbekleding (rekenwaarde)	Talud	Rekenwaarde talud	Benodigde steendikte
A, F	NAP + 6,65	1:4	1:3,6	0,35 m

---

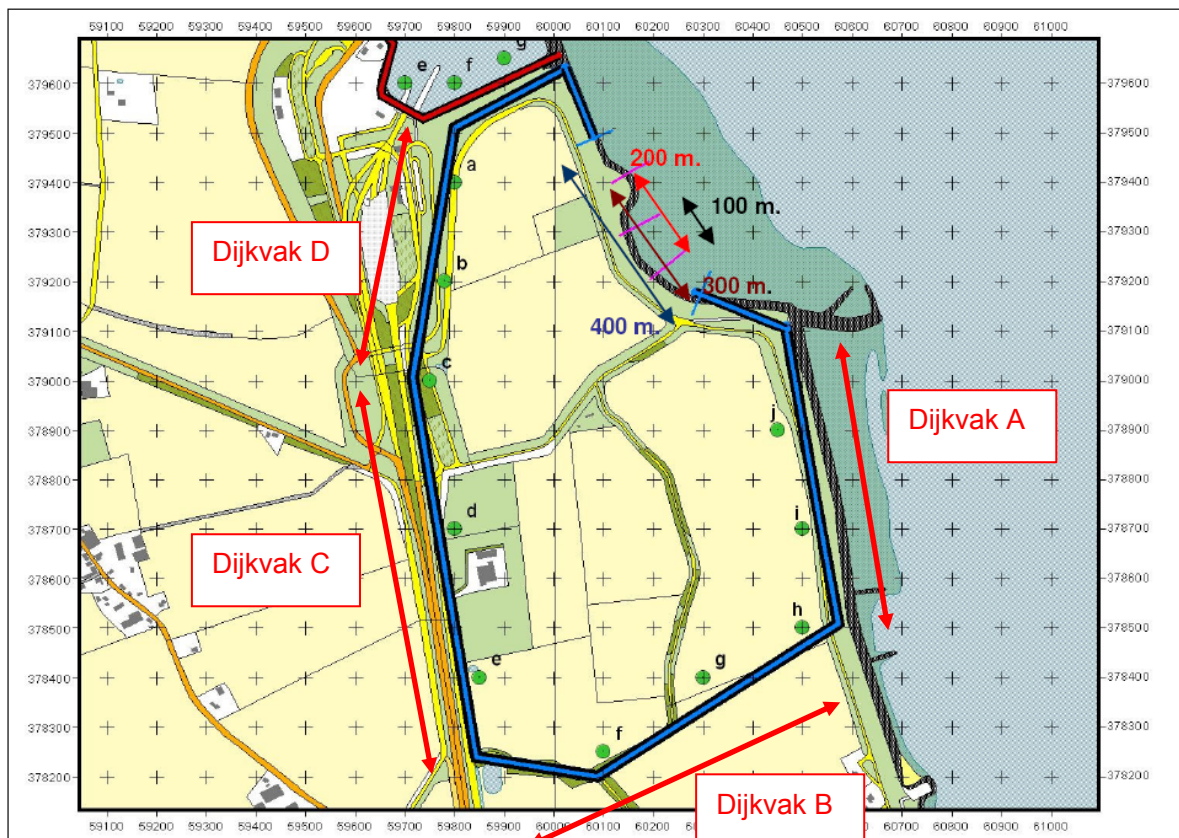
<sup>1</sup> Deze golfrandvoorwaarden ( $H_s$ ,  $T_p$ ) zijn gebaseerd op golfrandvoorwaarden uit [Haskoning, 2007] geldig voor dijkvak 92 met toegangseul. De getoonde waarden zijn geëxtrapolleerd van golfrandvoorwaarden bij waterstanden NAP + 2m, NAP + 4m en NAP + 6m.

## Kleibekleding

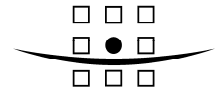
### Natuurgebied (A, B)

#### *Hydraulische randvoorwaarden*

Hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald voor het te ontwikkelen natuurgebied [Royal Haskoning, 2007]. Deze zijn in Figuur 1 weergegeven.



**Figuur 1** Punten van hydraulische randvoorwaarden [Royal Haskoning, 2007] met dijkvakken ingetekend



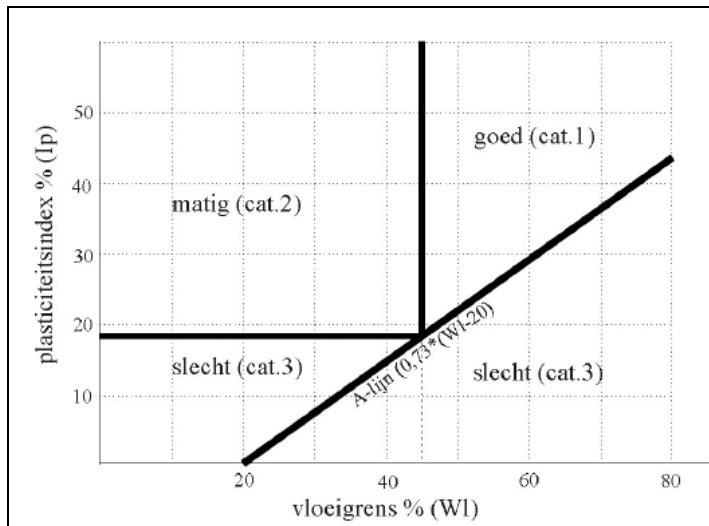
Tabel 4 Hydraulische randvoorwaarden, faalfunctie Z<sup>2</sup> [Royal Haskoning, 2007]

Dijkvak vak nr.	Uitv punt nr.	Coördinaten [RD-stelsel in m.]				Poldernaam	Hs [m] Wst t.o.v. NAP				Tpm [s] Wst t.o.v. NAP				Wind- richting			
		van x	y	tot x	y		2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP	2m+	4m+	6m+	OWP
<b>bresgrootte 400 meter</b>																		
92		60027	379565	60272	379142	Inlaag Perkpolder Oost				6.65				6.65				6.65
	a	59800	379400				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	b	59780	379200				0.8	1.1	1.2	1.3	4.3	4.8	4.8	4.8	90	90	90	90
	c	59750	379000				0.7	0.8	0.9	1.0	3.5	4.8	4.8	4.8	30	90	90	90
	d	59800	378700				0.7	0.7	0.7	0.7	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	e	59850	378400				0.3	0.8	0.8	0.8	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	f	60100	378250				0.3	0.9	0.9	0.9	3.5	3.9	3.9	3.9	360	360	360	360
	g	60300	378400				0.3	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	h	60500	378500				0.3	0.9	1.0	1.1	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	i	60500	378700				0.9	1.0	1.0	1.0	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330
	j	60450	378900				0.7	0.8	0.8	0.8	3.5	4.3	4.8	5.0	330	330	330	330

*Uitgangspunten*

Voor het ontwerp van de kleidijk zijn de volgende uitgangspunten geformuleerd:

- Hydraulische randvoorwaarden bepaald voor verschillende hoogte (2+, 4+, 6+, toetspeil) worden gebruikt in de berekening;
- De toegepaste kleisoort is goed erosiebestendig (zie Figuur 2);
- Vanwege onzekerheden wordt het ontwerp van de berekende kleilaagdikte met 0,5 meter opgehoogd (Dit wordt voorgeschreven door de ontwerphandleiding van het projectbureau Zeeweringen);
- De dikte van de kleilaag wordt bepaald voor een talud van 1:4;
- De dikte van de kleilaag wordt bepaald per dijkvak (A, B).



Figuur 2 Plasticiteitsdiagram voor bepaling erosiebestendigheid [Projectbureau Zeeweringen, 2008]

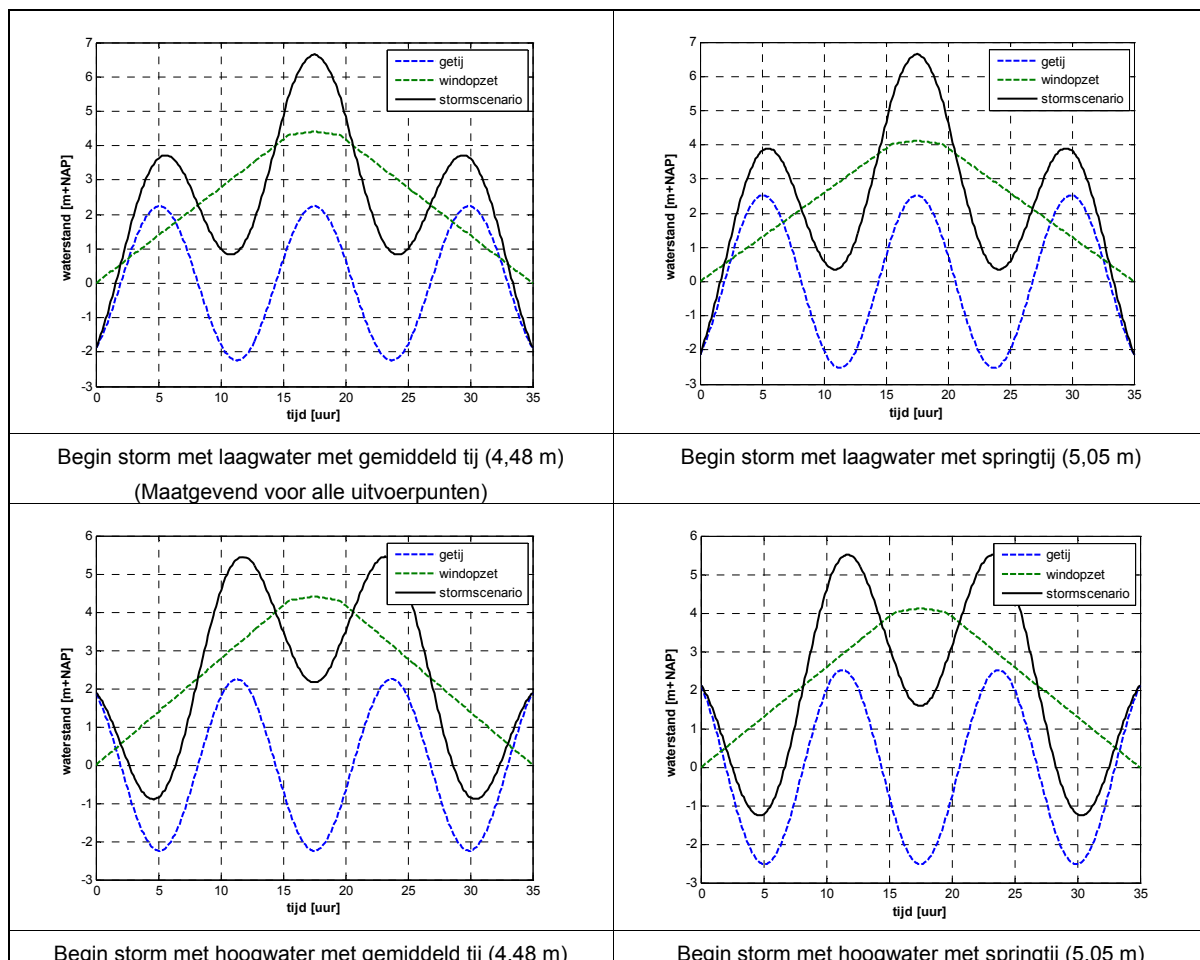
<sup>2</sup> Hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald voor drie verschillende faalfuncties. Voor steenbekledingen is faalfunctie Z<sup>2</sup> = H<sub>s</sub> \* T<sub>pm</sub><sup>2</sup> maatgevend. Deze zijn daarom hier getoond.

### Aanpak

Om de kleilaagdikte te bepalen worden de volgende stappen doorlopen:

1. Bepaling van waterstandsverlopen bij extreme condities.
2. Berekening van stormduur per te toetsen punt.
3. Bepaling van maximale stormduur per te toetsen punt en per waterstandsverloop.
4. Bepaling van kleilaagdikte (op basis van maximale stormduur en golfhoogte).

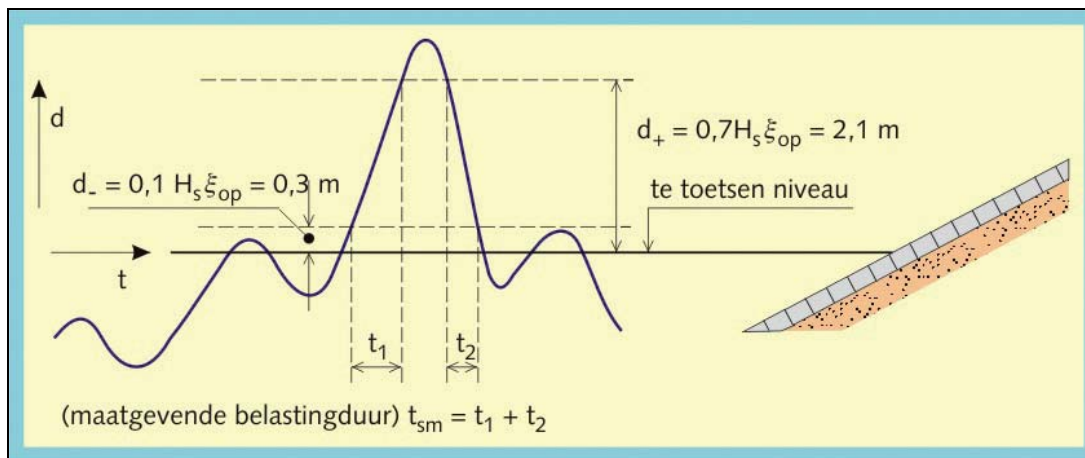
De hydraulische randvoorwaarden 2006 schrijven een waterstandsverloop voor dat bestaat uit een gemiddeld getij en windopzet. Daarbij wordt een periode van windopzet van 35 uur aangehouden. Naast dit waterstandsverloop is door het projectbureau zeekeringen voorgesteld om ook te kijken naar springtij en een ander getijverloop bij dezelfde windopzet. Al deze waterstandsverlopen zijn hieronder weergegeven.



In de VTV wordt voorgeschreven hoe de stormduur voor een punt langs de dijk bepaald kan worden<sup>3</sup>. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.

<sup>3</sup> Deze methode is geldig voor steenbekledingen en reststerkte van klei onder een steenbekleding volgens het VTV. Deze methode voor de bepaling van de stormduur is overgenomen door [Projectbureau Zeeweringen, 2008]. Voor een grasbekleding wordt in dit voorschrift (VTV) een andere methode gebruikt om de stormduur te bepalen.





**Figuur 3 Bepaling van stormduur bij steenbekleding/reststerkte klei [VTV-2006]**

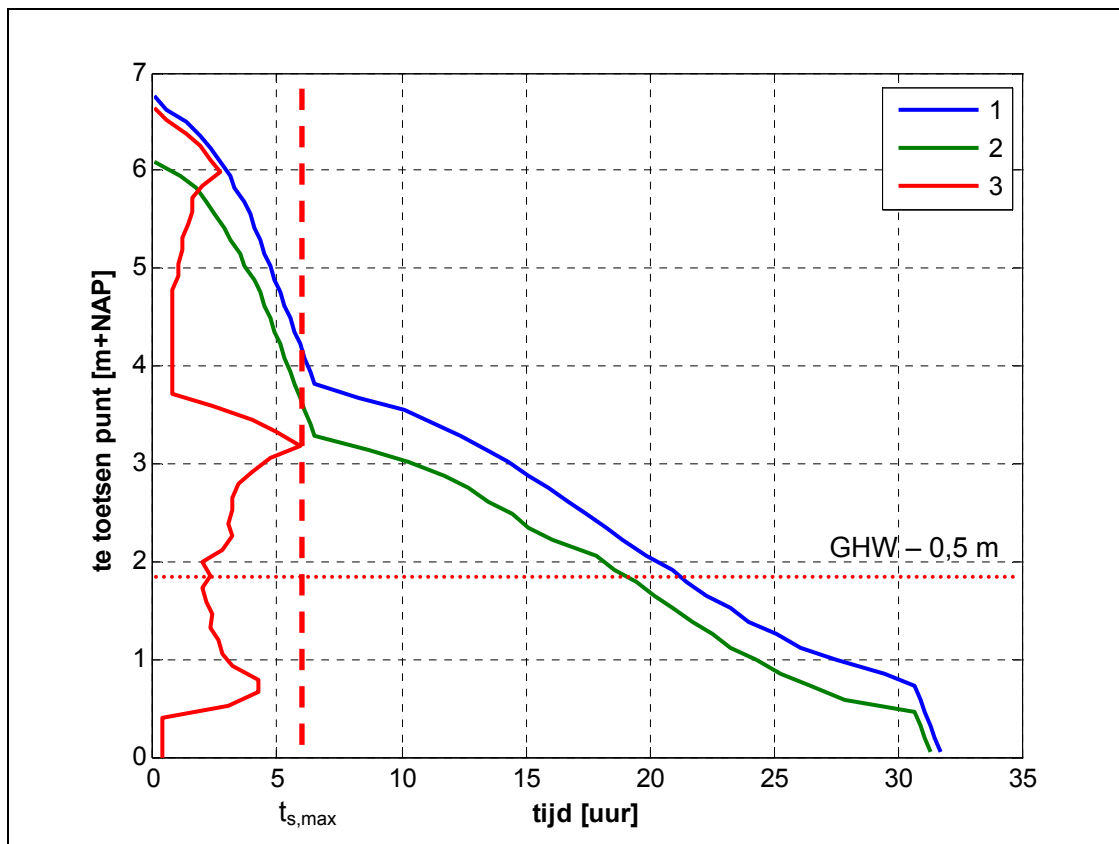
De golfhoogte en de golfperiode<sup>4</sup> zijn gebruikt om per punt de boven- ( $d_+$ ) en ondergrens ( $d_-$ ) te berekenen. In Tabel 5 is weergegeven welke randvoorwaarden tussen welke te toetsen niveaus zijn gebruikt.

**Tabel 5 Toegepaste randvoorwaarden voor bepaling boven- en ondergrens**

Van	Tot	Toegepaste randvoorwaarden uit Tabel 4
NAP	NAP + 2,0 m	2+
NAP + 2,0 m	NAP + 4,0 m	4+
NAP + 4,0 m	NAP + 6,0 m	6+
NAP + 6,0 m	Toetspeil	OWP (NAP + 6,65 m)

Vervolgens is per te toetsen niveau de maatgevende belastingduur bepaald. Daarbij is opgemerkt dat deze lokaal sterk kan verschillen voor de vier waterstandsverlopen. Daarom is de maximale stormduur langs het buitenbeloop aangehouden voor het ontwerp van de kleidikte (zie Figuur 4). Tevens lijkt een variërende dikte langs het buitenbeloop weinig winst op te leveren en mogelijk de uitvoering onnodig complex te maken.

<sup>4</sup> Golfperiode zit indirect in de formules voor onder- en bovengrens. Brekerparameter  $\xi_{op}$  wordt namelijk beschreven met de formule ( $\xi_{op} = \tan(\alpha) / \sqrt{H_s * 2 * \pi / (g * T_{pm} / 1,1)}$ ). Daarin is voor  $\tan(\alpha)$  de taludhelling van het benedenbeloop aangehouden.

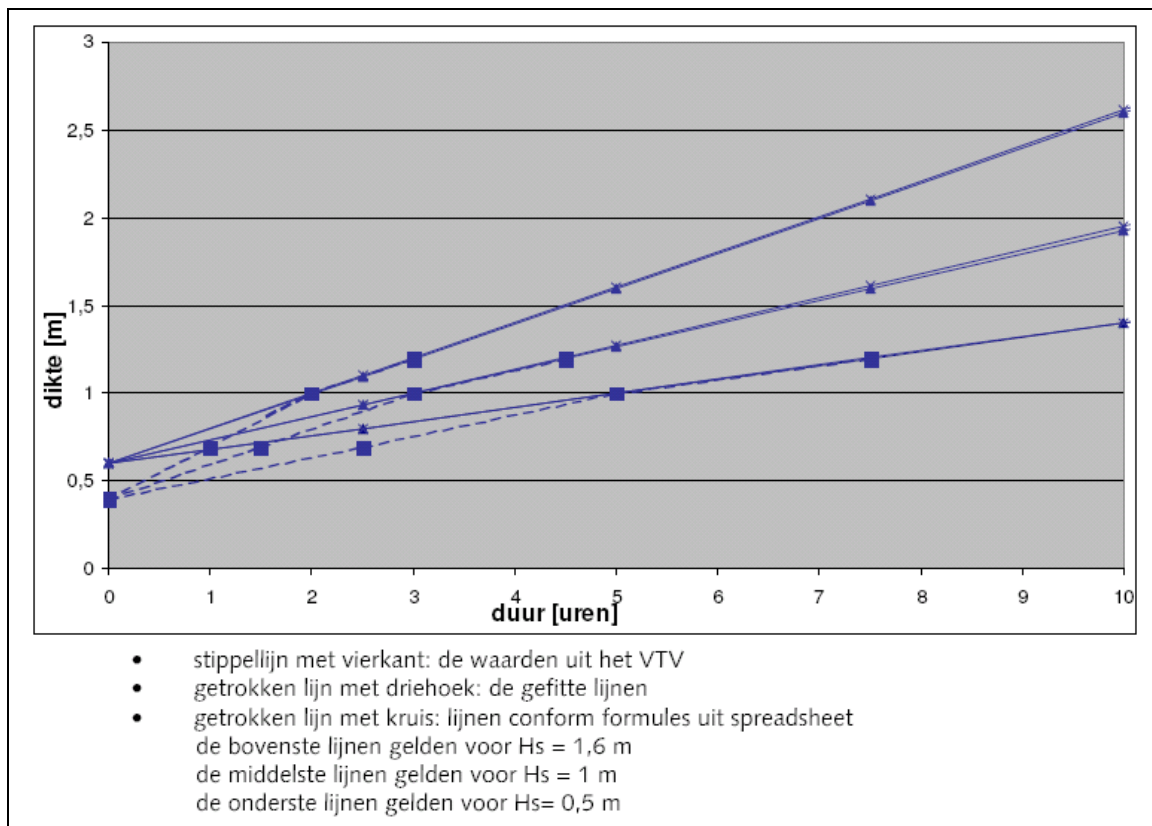
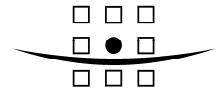


**Figuur 4** Voorbeeld stormduur voor te toetsen punten langs het buitenbeloop (punt j, talud 1:6)

- 1 = duur dat waterstand zich boven d. (zie Figuur 3) bevindt
- 2 = duur dat waterstand zich boven d<sub>+</sub> bevindt
- 3 = duur dat waterstand zich tussen d. en d<sub>+</sub> bevindt (lijn 3 = lijn 1 – lijn 2)

De maximale stormduur is op deze wijze bepaald voor elk uitvoerpunt en elk talud. Met deze maximale stormduur en een significante golfhoogte, kan met ontwerpfiguur (Figuur 5) de minimaal benodigde dikte voor de kleilaag per geval bepaald worden. Dit wordt gedaan door de significante golfhoogte geldig voor boven NAP + 6 meter <sup>(5)</sup> te gebruiken. Daarmee kan door middel van interpolatie tussen de lijnen weergegeven in de figuur een kleilaagdikte afgelezen worden.

<sup>5</sup> Dit is een conservatieve aanname, aangezien de maximale stormduur gevonden wordt bij te toetsen punten onder NAP + 6 meter en de golfcondities onder dit niveau lichter zijn.



Figuur 5 Dikte kleilaag versus stormduur

Met deze aanpak en met de uitgangspunten is vervolgens een ontwerp te maken.

### Ontwerp

Voor de verschillende uitvoerpunten is de stormduur berekend. Daarmee is de benodigde dikte voor de kleilaag bepaald. De resultaten hiervan zijn te zien in Tabel 6.

Tabel 6 Minimaal benodigde kleidikte per dijkvak

Waterkering	Uitvoerpunt hydraulische randvoorwaarden	$H_s$ (6 <sup>+</sup> )	1:4	
			$t_{s,max}$ [uur]	$d_{min}$ [m]
B	f	0,9	7,4	1,55
B	g	1,0	7,4	1,60
B	h	0,9	7,4	1,55
A	i	1,0	7,4	1,60
A	j	0,8	7,4	1,45
	Dijkvak A; $Max(i, j) + 0,5$			<b>2,10</b>
	Dijkvak B; $Max(f, g, h) + 0,5$			<b>2,10</b>

Daarbij dient vermeld te worden dat alle berekende kleilaagdiktes groter zijn dan 1,20 meter en daardoor geëxtrapoleerd zijn uit de originele tabel van het VTV. Er wordt verwacht dat de methode minder nauwkeurig wordt naarmate verder geëxtrapoleerd wordt.

### Conclusies

Met de ontwerprichtlijnen van Projectbureau Zeeweringen is een ontwerp te maken voor een kleidijk. Deze leidt tot een minimaal benodigde kleidikte van 2,1 meter voor waterkering A en B. Daarbij is rekening gehouden met een extra dikte van 0,5 meter. Voor het ontwerp is uitgegaan van een toplaag met teelaarde met een laagdikte van 0,15 en een kleilaag daaronder met een laagdikte van 2,35 m.

### Glasbekleding bovenbeloop

#### Natuurgebied (A, B, C, D, F)

#### *Uitgangspunten*

Er wordt voor de berekening uitgegaan van een grasbekleding van goede kwaliteit.

#### *Aanpak*

Aangezien voor het bovenbeloop erosie door golfoploop maatgevend is, wordt in deze memo slechts dit faalmechanisme getoetst. Daarvoor wordt eerst de oploopsnelheid berekend. Daarna is bekeken welke stormduur een grasmat met de berekende stroomsnelheid aan zou moeten kunnen. Ten slotte wordt bepaald of deze stormduur zal optreden en of een grasmat van goede kwaliteit zou voldoen.

De volgende formule wordt gebruikt voor de berekening van de oploopsnelheid.

$$v_r = 700 \cdot \frac{H_s}{T_p} \cdot \left(0,085 - \frac{H_s}{L_{0p}}\right) \cdot \left(1 - \frac{z}{z_q}\right)^{0,5} \cdot \tan(\alpha_0)$$

Waarin:

- z = hoogte van het te toetsen punt op het buitentalud ten opzichte van Ontwerppeil + toeslagen
- z<sub>q</sub> = golfoploophoogte behorende bij een olopdebiet q van 0,1 l/s/m op een oneindig lang talud met een helling gelijk aan het buitentalud
- L<sub>0p</sub> = golflengte op diep water die behoort bij de piekperiode T<sub>p</sub>
- α<sub>0</sub> = gemiddelde hellingshoek over het gedeelte van het buitentalud tussen Ontwerppeil + toeslagen – 1,5 H<sub>s</sub> en Toetspeil + toeslagen + 1,5 H<sub>s</sub>, rekening houdend met teen, berm en kruin.

Met de onderstaande formule wordt de maximaal geaccepteerde stormduur bij een bepaalde stroomsnelheid bepaald.

$$t_{s,max} = 1560 \cdot v_r^{-4,8}$$

t<sub>s,max</sub> = maximaal toelaatbare stormduur [uur]

Doordat de oploophoogte kleiner is dan de gemiddelde getijslag kan op vereenvoudigde wijze de effectieve optredende stormduur in maatgevende situaties bepaald worden op 6 uur.

### Resultaten

De besproken aanpak is uitgevoerd voor de hydraulische randvoorwaarden in het natuurgebied. De resultaten van deze analyse zijn weergegeven in Tabel 7.

**Tabel 7 Resultaten analyse grasbekleding bovenbeloop**

Punt	H <sub>s</sub> [m]	T <sub>p</sub> [m]	α <sub>0</sub> [-]	v <sub>r</sub> [m/s]	t <sub>s,max</sub> [uur]	t <sub>s,max</sub> > 6
a	1,30	4,80	1:3	2,87	9,9	Ja
b	1,30	4,80	1:3	2,87	9,9	Ja
c	1,00	4,80	1:3	2,61	15,6	Ja
d	0,70	4,80	1:3	2,04	50,9	Ja
e	0,80	3,90	1:3	2,21	35,0	Ja
f	0,90	3,90	1:3	2,28	29,6	Ja
g	1,00	5,00	1:3	2,59	16,1	Ja
h	1,10	5,00	1:3	2,75	12,2	Ja
i	1,00	5,00	1:3	2,61	15,6	Ja
j	0,80	5,00	1:3	2,23	33,1	Ja

### Conclusie

Wanneer uitgegaan wordt van een goede graskwaliteit, is gras een mogelijkheid als bekleding voor het bovenbeloop bij het steilste toelaatbare talud (1:3). Doordat onder de grasbekleding zich een kleilaag van 1,4 meter bevindt mag de toelaatbare stormduur verhoogd worden met 3 uur. Daarmee is het bovenbeloop voldoende robuust gedimensioneerd.

### Veerhaven (F, G)

Voor de veerhaven is een soortgelijke analyse uitgevoerd. De resultaten zijn getoond in Tabel 8.

**Tabel 8 Resultaten analyse grasbekleding bovenbeloop**

Punt	H <sub>s</sub> [m]	T <sub>p</sub> [m]	α <sub>0</sub> [-]	z [m]	z <sub>q</sub> [m]	v <sub>r</sub> [m/s]	t <sub>s,max</sub> [uur]	t <sub>s,max</sub> > 6
a	1,60	4,80	1:3	0,65	2,78	2,76	12,0	Ja
b	1,50	4,80	1:3	0,65	2,78	2,76	11,9	Ja
f	1,10	5,00	1:3	0,55	3,00	2,63	14,9	Ja
g	1,10	5,00	1:3	0,55	3,00	2,63	14,9	Ja

### Conclusie

Wanneer uitgegaan wordt van een goede graskwaliteit, is gras een mogelijkheid als bekleding voor het bovenbeloop. Deze bekleding hoeft daarom niet vervangen te worden.

## Stabiliteit binnentalud waterkering A

### Hydraulische randvoorwaarden

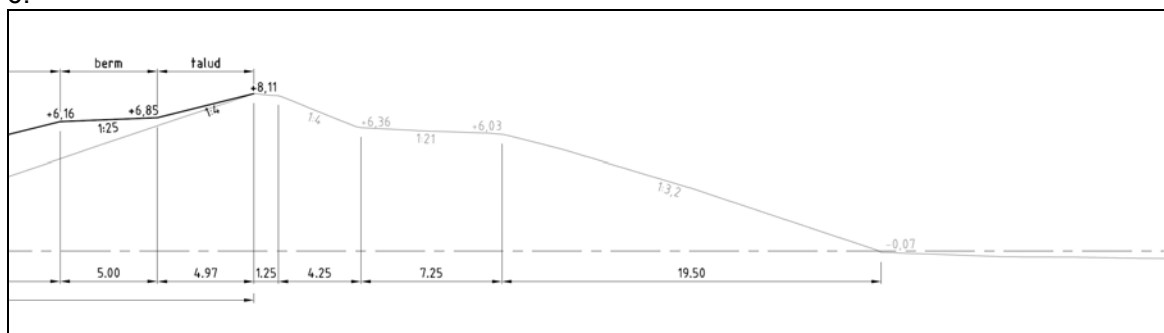
De hydraulische randvoorwaarden gegeven in Tabel 9 zijn geldig voor de Westerscheldezijde van Waterkering A voor 2060. De waterstand is overgenomen uit de hydraulische randvoorwaarden voor het natuurgebied. Golfhoogte en piekperiode zijn geëxtrapoleerd uit door projectbureau zeekeringen aangeleverde golfgegevens welke gebruikt worden voor het ontwerp van bekledingen.

**Tabel 9** Hydraulische randvoorwaarden

Parameter	Waarde
Waterstand (h)	NAP + 6,65 m
Significante golfhoogte ( $H_s$ )	1,5 m
Piekperiode ( $T_p$ )	5,7 s

### Dwarsprofiel

Het dwarsprofiel aan de Westerschelde-zijde is gebaseerd op het door het Waterschap aangeleverde 3D GIS-bestand van primaire waterkeringen. Dit dwarsprofiel is getoond in Figuur 6.



**Figuur 6** Dwarsdoorsnede waterkering A

### Methode

De golfoverslag brengt water op het binnentalud. De mate van erosie van dit binnentalud hangt af van de stroomsnelheid en de duur van de belasting. De methode om de rekenwaarde voor de stroomsnelheid te berekenen is getoond in formule 1 [VTV, 2006].

$$v_r = 700 \cdot \frac{H_s}{T_p} \cdot \left( 0,085 - \frac{H_s}{L_{0p}} \right) \cdot \left( 1 - \frac{z}{z_q} \right)^{0,5} \cdot \tan(\alpha_0) \quad (1)$$

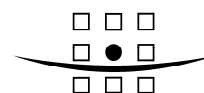
Waarin:

$z$  = hoogte van het te toetsen punt op het buitentalud ten opzichte van Ontwerppeil + toeslagen.

$z_q$  = golfploophoogte behorende bij een olopdebiet  $q$  van 0,1 l/s/m op een oneindig lang talud met een helling gelijk aan het buitentalud.

$L_{0p}$  = golflengte op diep water die behoort bij de piekperiode  $T_p$ .

$\alpha_0$  = gemiddelde hellingshoek over het gedeelte van het buitentalud tussen Ontwerppeil + toeslagen – 1,5  $H_s$  en Toetspeil + toeslagen + 1,5  $H_s$ , rekening houdend met teen, berm en kruin.



Golfgegevens en taluds zijn bekend uit paragraaf 2 en 3. De golfploophoogte behorende bij een oploopdebiet van 0,1 l/s/m dient berekend te worden met PC-overslag. Naast de golfgegevens zijn daarvoor afmetingen van het dwarsprofiel en ruwheden van bekledingen ingevoerd. Deze getallen zijn gegeven in Tabel 10.

**Tabel 10 Invoer PC-overslag**

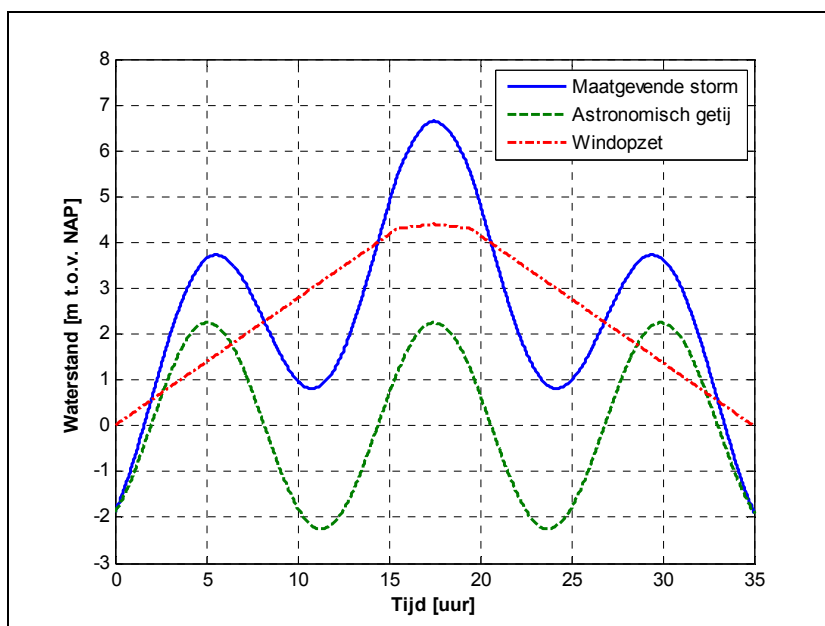
X <sub>1</sub>	Z <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Z <sub>2</sub>	Ruwheid (γ)
0,00	-0,07	19,50	6,03	1
19,50	6,03	26,75	6,36	1
26,75	6,36	31,00	8,11	1

Met de stroomsnelheid is vervolgens te bepalen hoe lang de bekleding een dergelijke belasting aankan. Daarvoor wordt formule 2 gebruikt welke geldig is voor een goede grasmat.

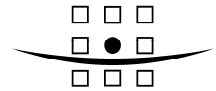
$$t_{s,max} = 1560 \cdot v_r^{-4,8} \quad (2)$$

$t_{s,max}$  = maximaal toelaatbare stormduur [uur]

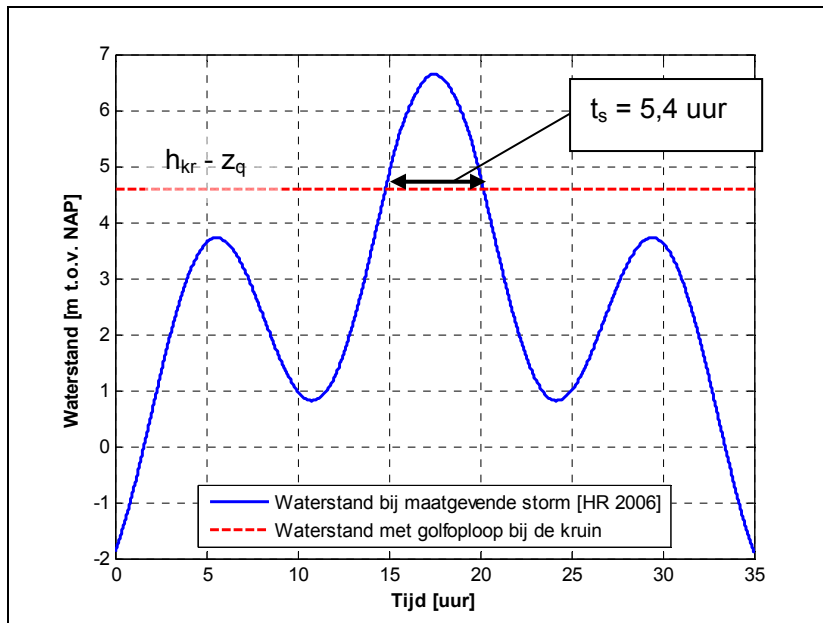
Voor de berekening van de periode dat het binnentalud gedurende een storm belast wordt, dient het waterstandsverloop bepaald te worden. Dit is gedaan met behulp van de methodiek voorgeschreven door het ministerie van Verkeer en Waterstaat [HR, 2006]. Daarvoor wordt een windopzet berekend die samen met een gemiddeld astronomisch tij leidt tot het optreden van een maatgevend hoogwater. Dit is getoond in Figuur 7. Er wordt in dit document [HR, 2006] opgemerkt dat het voorgestelde waterstandsverloop gebruikt mag worden voor toetsing, echter niet voor ontwerp. Dit omdat de stormduur in enkele gebieden (bijv. IJsselmeer) enkele uren langer kan zijn. Er wordt daarom bekeken of er voldoende marge is tussen de sterkte en de belastingsparameters.



**Figuur 7 Bepaling maatgevende storm**



Het binnentalud wordt belast gedurende dat gedeelte van de storm dat de waterstand hoger is dan de kruinhoogte verminderd met de golfoploophoogte (zie Figuur 8).

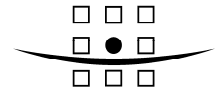


**Figuur 8 Waterstandsverloop gedurende storm en de waterstand waarbij overslag optreedt**

Omdat gedurende deze periode het binnentalud een tijd 'droog' zal zijn, mag een correctie worden toegepast (zie formule 3).

$$t_{sr} = \left(1 - \frac{z}{z_q}\right) \cdot t_s \tag{3}$$





*Resultaten*

In Tabel 11 staat de invoer en de uitvoer voor de in de vorige paragraaf gepresenteerde methode gegeven.

**Tabel 11 Invoer en uitvoer van gepresenteerde methode**

INVOER		UITVOER		
Parameter	Waarde	Parameter	Methode	Waarde
$H_s$	1,5 m	$Z_q$	PC-overslag	3,52 m
$T_p$	5,7 s	$v_r$	Formule 1	2,2 m/s
$L_{op}$	50,7 m	$t_{s,max}$	Formule 2	35,8 uur
$h_{kruin}$	NAP + 8,11 m	$t_s$	Figuur 3	5,4 uur
$Z$	1,46 m	$t_{sr}$	Formule 3	3,2 uur
Tan ( $\alpha_0$ )	0,28 (=1/3,6)			

De maximaal toelaatbare stormduur is 35,8 uur. De optredende belastingsduur is 3,2 uur.

*Conclusie*

De grasbekleding op het bovenbeloop aan de zijde van het natuurgebied voldoet ook als binnentalud met golfoverslag van de andere zijde. Er is een zeer ruime marge tussen de sterkte en de belastingsparameters en daarom mag het bovenbeloop gezien worden als een zeer robuust binnentalud. De kruin hoeft daarom niet verhoogd te worden.

### Bekleding waterkering E

Met onderstaande formule wordt getoetst of gepenetreerde breuksteen voldoet aan de eis voor waterdrukken:

$$d > 0,21 \cdot Q_n \cdot (a + v) \cdot \left( \frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w} \right) \cdot R_w = 0,21 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot \left( \frac{1025}{2450 - 1025} \right) \cdot 1 = 0,19m$$

Waarin;

- d benodigde laagdikte [m];
- $Q_n$  factor voor taludhelling [-];
- $\rho_w$  dichtheid water [kg/m<sup>3</sup>];
- $\rho_a$  dichtheid bekleding [kg/m<sup>3</sup>];
- $R_w$  reductiefactor in verband met de ligging van de buitenwaterstand [-]

De laagdikte is 0,5 meter (steensortering 10 – 60 kg), dus voldoet de bekleding.

### Bekleding onderzijde benedenbeloop breskop

De onderzijde van het benedenbeloop tussen NAP en de teen (NAP – 3,5 m) zal voorzien worden van een bekleding in breuksteen. In deze zone is golfaanval maatgevend voor het benodigde steendiameter. De benodigde steendiameter kan dan met de formule van Van Der Meer (Rock Manual) worden uitgerekend. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Schadegetal (S) = 3 (Projectbureau Zeeweringen)
- Aantal golven (N) = 2000
- Permeabiliteit onderlaag (P) = 0,1
- Dichtheid steen = 2650 kg/m<sup>3</sup>
- Dichtheid water = 1025 kg/m<sup>3</sup>
- Cotangens talud = 4
- Golfhoogte ( $H_s$ ) = 1,3 m (o.b.v. interpolatie)
- Golfperiode ( $T_m$ ) = 3,4 s

De volgende formules worden gebruikt om de benodigde steendiameter te berekenen (Van Der Meer).

$$\frac{H_s}{\Delta d_{n50}} = 6,2 \cdot P^{0,18} \cdot \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5}$$

Met;

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_0}} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2 \cdot \pi}{g \cdot T_m^2}}}$$

De benodigde steendiameter is dan 0,29 meter. Er wordt daarom gekozen voor een steensortering 40 – 200 kg. De laagdikte wordt dan 0,70 meter.

### Bekleding onderzijde kleidijk

De kleidijk dient van de teen tot een niveau van NAP + 2,0 voorzien te worden van gepenetreerde breuksteen (vol en zat).

$$d > 0,21 \cdot Q_n \cdot (a + v) \cdot \left( \frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w} \right) \cdot R_w = 0,21 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot \left( \frac{1025}{2450 - 1025} \right) \cdot 1 = 0,30m$$

Waarin;

- d benodigde laagdikte [m];
- $Q_n$  factor voor taludhelling [-];
- $\rho_w$  dichtheid water [kg/m<sup>3</sup>];
- $\rho_a$  dichtheid bekleding [kg/m<sup>3</sup>];
- $R_w$  reductiefactor in verband met de ligging van de buitenwaterstand [-]

De laagdikte is 0,5 meter (steensortering 10 – 60 kg), dus voldoet de bekleding.

### Dimensionering teenverdediging

De teenverdediging zal voorzien worden van een bekleding in breuksteen. In deze zone is golfaanval maatgevend voor het benodigde steendiameter. De benodigde steendiameter kan dan met de formule van Van Der Meer (Rock Manual) worden uitgerekend. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Schadegetal (S) = 3 (Handleiding Projectbureau Zeeweringen)
- Aantal golven (N) = 2000
- Permeabiliteit onderlaag (P) = 0,1
- Dichtheid steen = 2650 kg/m<sup>3</sup>
- Dichtheid water = 1025 kg/m<sup>3</sup>
- Cotangens talud = 5 (Handleiding Projectbureau Zeeweringen)
- Golfhoogte ( $H_s$ ) = 0,9 m
- Golfperiode ( $T_m$ ) = 3,45 s

De volgende formules worden gebruikt om de benodigde steendiameter te berekenen (Van Der Meer)

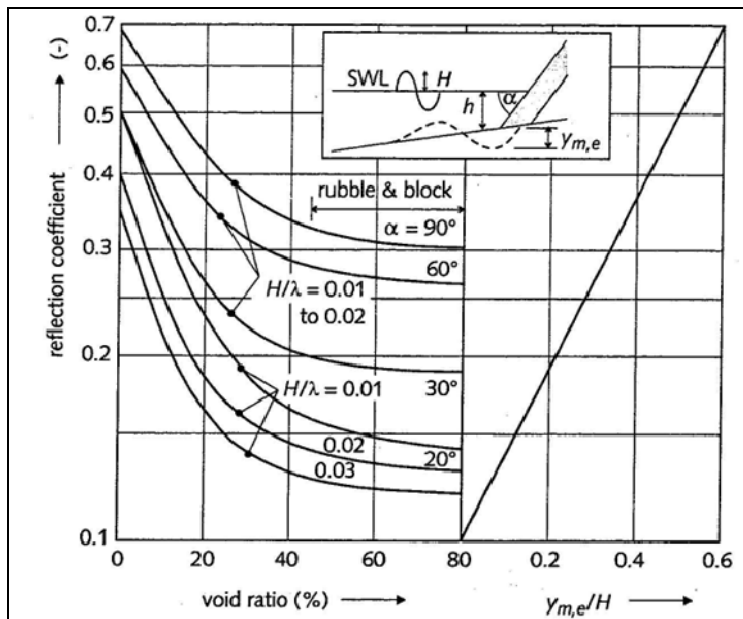
$$\frac{H_s}{\Delta d_{n50}} = 6,2 \cdot P^{0.18} \cdot \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m^{-0.5}$$

Met;

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_0}} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2 \cdot \pi}{g \cdot T_m^2}}}$$

De benodigde steendiameter is dan 0,23 meter. Er wordt daarom gekozen voor een steensortering van 10-60kg.

Bij waterkering A en B mag de teenverdediging korter gedimensioneerd worden dan vijf meter. Daarvoor is de verwachte ontgrondingsdiepte relevant. De ontgrondingsdiepte kan bepaald worden met behulp van Figuur 9. Zowel waterkering A als B hebben een talud van 1:4, wat overeenkomt met een hoek van 14°. Er is conservatief gekozen om 20° te gebruiken. Voor de berekening van de golflengte wordt gebruikt dat de golven in het overgangsspectrum van diepe en ondiepe golven zitten. Voor het gehalte open ruimte van de breuksteen wordt 35% aangenomen [CIRIA, 2007].



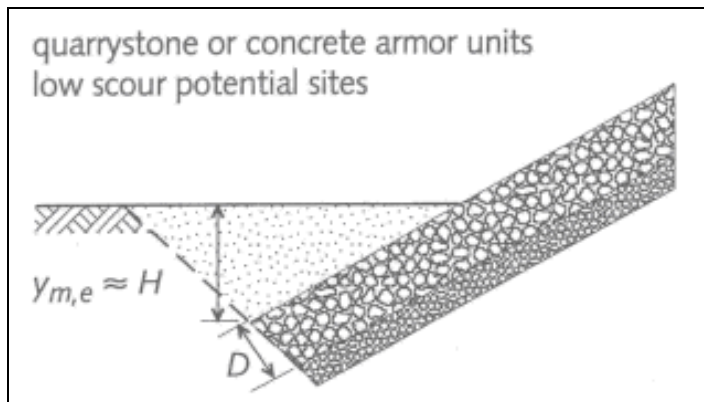
**Figuur 9: Bepaling van maximale ontgrondingsdiepte [Hoffmans, 2007]**

In Tabel 12 is per uitvoerpunt van de hydraulische randvoorwaarden de ontgrondingsdiepte weergegeven. Voor waarden van  $H_s/\lambda$  die groter zijn dan 0.030 kan geen ontgrondingsdiepte worden afgelezen uit Figuur 9. Deze waarden zullen leiden tot een kleinere waarde voor de ontgrondingsdiepte en zijn derhalve niet maatgevend. Op basis van deze berekeningen is in Tabel 12 een ontgrondingsdiepte van 0.80 m aangehouden voor het hele traject van waterkering A en B.

**Tabel 12 Ontwerpgolflengte per uitvoerpunt**

Uitvoer Punt Nr.	h [m]	$T_p$ [s]	$\lambda$ [m]	$H_s$ [m]	$H_s/\lambda$ [-]	$y_{m,e}/H_s$ [-]	$y_{m,e}$ [m]	Lengte teen [m]
f	6.65	3.9	22.6	0.9	0.040	-	-	-
g	6.65	5.0	33.2	1.0	0.030	0.09	0.60	1.80
h	6.65	5.0	33.2	1.1	0.033	-	-	-
i	6.65	5.0	33.2	1.0	0.030	0.09	0.60	1.80
j	6.65	5.0	33.2	0.8	0.024	0.11	0.73	2.19

De berekende waarde voor de ontgrondingsdiepte bij de teen heeft een relatief lage waarde. Er mag geconcludeerd worden dat er geen grote erosie zal optreden. Op basis hiervan kan het ontwerp worden gekozen dat toepasbaar is op een locatie met weinig ontgroning, zoals aangegeven in Figuur 10.



**Figuur 10: Ontwerp kreukelberm [Hoffmans, 2007]**

Referentie:

[Hoffmans, 1997]

Hoffmans, C.J.C.M. & H.J. Verhey (1997), Scour Manual, A.A.Balkema, Rotterdam

### Dimensionering waterkering A

Bij waterkering A wordt teendrainage voorzien. Daarvoor wordt de onderzijde van het talud tot NAP + 3,5 meter verdedigd met losse breuksteen. De benodigde steendiameter kan dan met de formule van Van Der Meer (Rock Manual) worden uitgerekend. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Schadegetal (S) = 3 (Handleiding Projectbureau Zeeweringen)
- Aantal golven (N) = 2000
- Permeabiliteit onderlaag (P) = 0,1
- Dichtheid steen = 2650 kg/m<sup>3</sup>
- Dichtheid water = 1025 kg/m<sup>3</sup>
- Cotangens talud = 4
- Golfhoogte (H<sub>s</sub>) = 1,0 m
- Golfperiode (T<sub>m</sub>) = 4,3 s

De volgende formules worden gebruikt om de benodigde steendiameter te berekenen (Van Der Meer)

$$\frac{H_s}{\Delta d_{n50}} = 6,2 \cdot P^{0,18} \cdot \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5}$$

Met;

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_0}} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2 \cdot \pi}{g \cdot T_m^2}}}$$

De benodigde steendiameter is dan 0,27 meter. Er wordt daarom gekozen voor een steensortering van 40-200kg.

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 3** **Geotechnische onderbouwing voorkeursvariant**



# **Geotechnische onderbouwing Voorkeursvariant**

## Natuurcompensatie Perkpolder

Dienst Landelijk Gebied

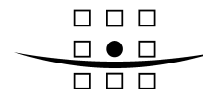
23 juni 2011

Definitief rapport

9T9564.B0



A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

HASKONING NEDERLAND B.V.  
KUST & RIVIEREN

George Hintzenweg 85  
Postbus 8520  
3009 AM Rotterdam  
+31 (0)10 443 36 66 Telefoon

info@rotterdam.royalhaskoning.com E-mail  
www.royalhaskoning.com Internet  
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel Geotechnische onderbouwing  
Voorkeursvariant  
Natuurcompensatie Perkpolder  
Verkorte documenttitel Dijkontwerp Perkpolder  
Status Definitief rapport  
Datum 23 juni 2011  
Projectnaam Natuurcompensatie Perkpolder  
Projectnummer 9T9564.B0  
Opdrachtgever Dienst Landelijk Gebied  
Referentie 9T9564.B0/R0010/CSEV/NTEK/Rott

Auteur(s) Chris Sevink  
Collegiale toets Albert Wiggers  
Datum/paraaf 23 juni 2011 ..  
Vrijgegeven door Koen van Gerven  
Datum/paraaf 23 juni 2011 ..

## INHOUDSOPGAVE

		Blz.
1	INLEIDING	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Doelstelling	1
1.3	Status	2
1.4	Afkortingen	2
1.5	Gebruikte documenten	2
1.6	Leeswijzer	2
2	PROJECTLOCATIE EN BESCHRIJVING DIJKTRAJECTEN	4
2.1	Projectlocatie	4
2.2	Historische ontwikkeling	5
3	UITGANGSPUNTEN	6
3.1	Algemeen	6
3.2	Programma van Eisen	6
3.3	Materiaalgebruik	7
3.4	Veiligheidsfilosofie en levensduur	8
3.5	Geometrie	9
3.6	Waterstanden en kruinhoogte	9
3.7	Grondonderzoek en parameters	10
3.7.1	Algemeen	10
3.7.2	Volumegewicht, schuifsterkte en samendrukkingsparameters	10
3.7.3	Korrelverdeling en doorlatendheid watervoerende zandlaag	11
3.8	Geohydrologie en waterspanningen	11
3.9	Uitvoeringsaspecten	12
3.9.1	Uitvoeringsduur	12
3.9.2	Uitvoerstabieleit	12
3.9.3	Stabiliteit bij oplevering	12
3.9.4	Verdichting	13
4	BESCHRIJVING VAN HET ONTWERP	14
4.1	Algemeen	14
4.2	Beschrijving dijktrajecten	14
4.3	Zuidoostelijke waterkering (A)	15
4.4	Zuidelijke waterkering (B)	15
4.5	Westelijke waterkering (C)	16
4.6	Waterkering het Hart (D)	16
4.7	Koppeldijk (E)	17
4.8	Noordelijke waterkering (F)	17
4.9	Waterkering Veerhaven – Westelijk Perkpolder (G)	17
4.10	Bres	18
5	BEREKENINGEN	19
5.1	Inleiding	19

5.2	Kruinhoogte	19
5.2.1	Zettingen	19
5.2.2	Reserveringsruimte voor dijkprofiel	20
5.3	Zandmeevoerende wellen	21
5.3.1	Algemeen	21
5.3.2	Waterkering A en F	21
5.3.3	Waterkering G	21
5.3.4	Waterkering B, C, D en E	21
5.3.5	Verwachte ontwikkelingen op gebied van zandmeevoerende wellen	23
5.4	Buitenwaartse macrostabiliteit	23
5.4.1	Waterkering A – zijde natuurgebied	24
5.4.2	Waterkering B	25
5.4.3	Waterkering C	25
5.4.4	Waterkering D	26
5.4.5	Waterkering E	27
5.4.6	Waterkering F – zijde natuurgebied	28
5.5	Binnenwaartse macrostabiliteit	30
5.5.1	Algemeen	30
5.5.2	Waterkering B	31
5.5.3	Waterkering C	33
5.5.4	Waterkering D	35
5.5.5	Waterkering E	36
5.6	Microstabiliteit	37
5.7	Stabiliteit voorland	37
5.8	Niet-waterkerende objecten	38
6	AANSLUITING OP BESTAANDE WATERKERING	40
6.1	Algemeen	40
6.2	Bouwvolgorde en bouwtijd	40
6.3	Eisen aan aansluiting op bestaande waterkering	41
7	BIJZONDER WATERKERENDE CONSTRUCTIE	42
8	CONCLUSIES EN SAMENVATTING ONTWERP	44
8.1	Conclusies	44
8.2	Samenvatting ontwerp	44
9	AANBEVELINGEN	46
9.1	Inleiding	46
9.2	Witte vlekken en aanvullend grondonderzoek	46
9.3	Aanbevelingen	47
9.3.1	Grondonderzoek	47
9.3.2	Validatie en optimalisatie ontwerp	47
9.3.3	Vraagspecificatie	47
9.3.4	Damwand ter versterking waterkering C	48
10	LITERATUUR	49





## 1 INLEIDING

### 1.1 Algemeen

Voor u ligt de geotechnische onderbouwing van aanpassing van de waterkering Perkpolder. Dit rapport is een bijlage bij het Definitief Ontwerp Voorkeursvariant Natuurcompensatie Perkpolder. Het definitief ontwerp geldt als referentieontwerp voor de aanbesteding.

De aanpassing van de waterkering Perkpolder maakt onderdeel uit van de Gebiedsontwikkeling Perkpolder. Aanleiding voor de gebiedsontwikkeling Perkpolder is het opheffen van de veerverbinding Kruiningen-Perkpolder na de opening van de Westerscheldetunnel in maart 2003.

Aan de zuidoostzijde van het plangebied van de Gebiedsontwikkeling Perkpolder (in de Oostelijke Perkpolder, Noordhofpolder en de Noorddijkpolder) wordt een nieuw buitendijks natuurgebied gerealiseerd met een omvang van circa 75 hectare. Voor de realisatie van de natuurcompensatie en de gebiedsontwikkeling zullen de waterkeringen langs de Westerschelde worden aangepast.

### 1.2 Doelstelling

Het doel van het opstellen van dit rapport is tweeledig. Het eerste doel is het onderbouwen van de geotechnische haalbaarheid en veiligheid van het definitief ontwerp van de waterkering. De waterkering dient te voldoen aan de eisen die de wet en de latere beheerder, Waterschap Scheldestromen, hieraan stellen. Dit rapport toont aan dat de waterkering binnen deze eisen en beschikbare ruimte gerealiseerd kan worden.

Het tweede doel is het stellen van een set randvoorwaarden waar de waterkering en de uitvoering aan dienen te voldoen. Dit is van belang om de aannemer in de vervolgfase de juiste hoeveelheid speelruimte te geven. De bouw van de waterkering zal door middel van een D&C contract in de markt gezet gaan worden. De aannemende partij dient daarom voldoende speelruimte te krijgen om het ontwerp te kunnen optimaliseren. Tegelijkertijd dient de speelruimte voldoende afgebakend te zijn opdat aan de eisen van de toekomstige beheerder en andere belanghebbenden tegemoet gekomen wordt.

Door het opstellen van dit rapport wordt duidelijk welke eisen toegevoegd moeten worden aan het PVE en de vraagspecificatie.

### 1.3 Status

Dit rapport is een definitief rapport.

### 1.4 Afkortingen

In dit rapport zijn voor de technische rapporten en leidraden de volgende afkortingen gebruikt, zie Tabel 1.1.

Tabel 1.1: Lijst met gebruikte afkortingen

Afkorting	Volledige omschrijving	Literatuur
NEN6740	NEN 6740:2006 Geotechniek - Basiseisen en belastingen	[Lit. 1]
LZM	Leidraad Zee- en Meerdijken	[Lit. 4]
LR	Leidraad Rivieren	[Lit. 2]
TRWG	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies	[Lit. 5]
TRWD	Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken	[Lit. 6]
TRZW	Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen	[Lit. 8]
TRKD	Technisch Rapport Klei voor dijken	[Lit. 7]
Addendum TRWG	Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies	[Lit. 3]

### 1.5 Gebruikte documenten

De volgende ontwerpdocumenten zijn gebruikt bij het tot stand komen van dit rapport:

- [1] Royal Haskoning, 2007, Hydraulische ontwerpwaarden gebiedsontwikkeling Perkpolder, 9S7587.A0/R0003/SJAC/SSOM/Rott1
- [2] Royal Haskoning, 2009, Programma Van Eisen Natuurcompensatie Perkpolder, 9T9564.B0/R0002/KVG/SSOM/Rott
- [3] Royal Haskoning, 2010, Definitief Ontwerp Voorkeursvariant, Natuurcompensatie Perkpolder, 9T9564.B0/R0005/LMOY/ILAN/Rott
- [4] Royal Haskoning, 2011, Milieueffectrapportage Aanpassing waterkering Perkpolder, 9T9564.C0/R0005/RS/ILAN/Rott

### 1.6 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 staat een beschrijving van de projectlocatie en een korte historische ontwikkeling van het gebied. Hoofdstuk 3 bevat de gehanteerde uitgangspunten bij het ontwerp. In hoofdstuk 4 is het ontwerp beschreven. Per dijktraject wordt concreet ingegaan op de wijzigingen ten opzichte van de bestaande situatie en de belangrijkste functionele onderdelen. Hoofdstuk 5 bevat een samenvatting en presentatie van de uitgevoerde berekeningen. De aansluiting op de bestaande waterkering staat beschreven in hoofdstuk 6. De conclusies, samenvatting van het ontwerp en aanbevelingen staan weergegeven in hoofdstukken 7 en 8.

De gebruikte literatuur staat vermeld in hoofdstuk 9.

In bijlage A is de notitie opgenomen waarin de gehanteerde schuifsterkte parameters staan onderbouwd. In bijlage B zijn de korrelverdelingen opgenomen met statistische interpretatie. De volledige rekenresultaten van de Sellmeijer berekeningen is opgenomen in bijlage C.





## 2 PROJECTLOCATIE EN BESCHRIJVING DIJKTRAJECTEN

### 2.1 Projectlocatie

Perkpolder ligt in Zeeuws Vlaanderen in het gebied 'De Kop van Hulst'. De huidige waterkering is onderdeel van dijkringgebied 32, Zeeuws Vlaanderen.

Het projectgebied is ten aanzien van de primaire waterkeringen geografisch opgedeeld in een zevental dijktrajecten. De situering van de dijktrajecten en de ligging van de huidige primaire waterkeringen staan weergegeven in Figuur 2.1. De huidige primaire waterkering is aangegeven met een rode lijn. In de polder tussen dijktraject A, B, C, D en F zal een slikken- en schorrenatuur ontstaan doordat de bestaande primaire waterkering deels wordt ontgraven. De veerhaven tussen dijktraject F, E en G blijft gehandhaafd. Ten westen van traject D en E komt een bebouwd gebied, Hart van Perkpolder met daarnaast een recreatiegebied met golfbaan. Het recreatiegebied en Hart van Perkpolder zijn geen onderdeel van dit ontwerp.

In hoofdstuk 4 is een beschrijving opgenomen van het ontwerp per dijktraject.



Figuur 2.1: Situering dijktrajecten en huidige primaire waterkering

## 2.2 Historische ontwikkeling

In deze paragraaf staan de relevante ontwikkelingen beschreven ten aanzien van de primaire waterkering. De historische ontwikkeling van de kop van Hulst waarin het projectgebied is gelegen, staat beschreven in [Lit. 9].

Op de plaats waar de bres is gepland (dp259 – dp260) heeft in het verleden een dijkdoorbraak plaatsgevonden. Dit is te zien aan de vorm van de huidige dijk en tekeningen uit 1938. De oorspronkelijke dijk is als uitlaagdijk buiten de kolk om gelegd. In de jaren zestig is de dijk binnendijs versterkt. Hiervan zijn geen tekeningen beschikbaar. Vermoedelijk is de kolk bij die dijkversterking gedempt. De huidige waterkering is dus een combinatie van een uitlaagdijk en een doorlaagdijk.

In het zuiden bij de Mariadijk bevindt zich eveneens een oude dijkdoorbraak. Het weeltje is nog altijd zichtbaar in het landschap en heeft cultureel een beschermde status.

Waterkering G is net voor de tweede wereldoorlog aangelegd bij de aanleg van de haven. In de jaren zestig is de haven uitgebreid waarbij de waterkering is verhoogd en binnendijs is verzaagd.

Waterkering D en F zijn ten tijde van diezelfde havenuitbreiding in de jaren zestig nieuw aangelegd. Waterkering D en F zijn vanaf het toenmalige maaiveld rond NAP opgebouwd uit een kern van zand met daarop een laag klei. De kleilaag op het benedenbeloop heeft een dikte van 0,75 m, op het bovenbeloop een dikte van 1,0 m en op het binnentalud een dikte van 0,6 m.

### 3 UITGANGSPUNTEN

#### 3.1 Algemeen

Dit hoofdstuk beschrijft de gehanteerde uitgangspunten bij het geotechnisch ontwerp van de waterkering. De uitgangspunten bestaan deels uit een selectie van eisen en randvoorwaarden uit het Programma van Eisen [2] die relevant zijn voor het geotechnisch ontwerp. Aan deze eisen zijn meer specifieke uitgangspunten toegevoegd die gedurende het project zijn geformuleerd. Deze aanvullende uitgangspunten zullen in een later stadium worden verwerkt in de vraagspecificatie.

#### 3.2 Programma van Eisen

De geselecteerde, voor het geotechnisch ontwerp relevante, eisen uit het programma van eisen [2] staan in Tabel 3.1 weergegeven. Eis 171 bevat een tekst over de schadefactoren. De partiële materiaalfactoren staan weergegeven in Tabel 3.2. Deze factoren zullen in de vraagspecificatie ingevuld moeten worden bij eis 171.

Tabel 3.1: Selectie van relevante eisen uit Programma van Eisen [2]

Eis	Soort eis	Titel	Omschrijving
20	aspecteis: toekomstvastheid	Levensduur	De primaire waterkeringen moeten voor een levensduur van 50 jaar worden ontworpen (hydraulische randvoorwaarden 2060).
39	aspecteis: vormgeving	Dwarsprofiel waterkeringen	Eisen aan het dwarsprofiel van de waterkeringen: minimale taludhellingen 1:3, minimale kruinbreedte 3 m, minimale breedte buitenberm 5 m, talud buitenberm 1:25, voorrand buitenberm (overgang buitenberm op benedenbeloop) op ontwerppeil, overgang breedte kreukelberm 5 m, teenhoogte NAP + 0,00 m.
52	functionele eis	Kalverdijk en Noorddijksedijk	De Kalverdijk, de Kalverdijk Oost en de Noorddijksedijk in het buitendijkse natuurgebied dienen verwijderd te worden. Toekomstige maaiveldhoogte overeenkomstig eis 217.
72	realisatie eis	N689	Voor aanleg van de Westelijke waterkering (C) dient ter plaatse van de nieuwe waterkering de N689 (inclusief funderingsmaterialen en kabels en leidingen) volledig verwijderd te worden.
106	aspecteis: veiligheid	Waterkeringen	In primaire waterkeringen in tijegebied zijn het opbreken van verdedigingswerken en het verrichten van ontgravingen alleen toegestaan in de periode van 1 april tot 1 oktober. De verdedigingswerken moeten 1 oktober weer gesloten zijn.
107	aspecteis: veiligheid	Waterkeringen	Ontgraven van dijklichamen (meer dan alleen de toplaag) is slechts toegestaan over een lengte van maximaal 100m tegelijk gemeten over de langsrichting van de dijk.
116	randvoorwaarde	Klei	Onder klei wordt verstaan de grondsoort die volgens NEN 5104 'Geotechniek -Classificatie van onverharde grondmonsters met de hoofdnaam klei wordt aangeduid. De klei moet voldoen aan hetgeen is vastgesteld in het 'Technisch Rapport Klei voor dijken van de TAW.
140	aspecteis:	Teenconstructie	Teenconstructie: Bij het realiseren van een nieuwe

	vormgeving		teenconstructie dient in ieder geval een teenschot te worden aangebracht welke wordt ondersteund door palen. Deze palen dienen van hout te zijn en het teenschot mag niet dikker zijn dan 2 cm. De betonband dient minimaal te worden ondersteund door 2 palen en zodanig afgeschuind dat deze aansluit op de aangrenzende bekleding op het talud.
168	randvoorwaarde	Waterkeringen	Stabiliteitsberekeningen dijklichaam: in de berekeningen zullen de betonzuilen als belasting worden meegenomen, de deklaag van klei wordt als grondlaag meegenomen.
169	functionele eis	Waterkering (C)	Stabiliteitsberekeningen waterkeringen: voor de belasting die representatief is voor het verkeer wordt 13 kPa aangehouden.
174	randvoorwaarde	Documenten	De waterkeringen moeten worden ontworpen conform de vigerende leidraden en technische rapporten van de ENW/TAW. Leidraad Zee- en Meerdijken is hierbij leidend.
176	randvoorwaarde	Waterkeringen	Planperiode voor zettingen 50 jaar: de aanleghoogte van de kruin is de ontwerp kruinhoogte vermeerderd met een marge ter compensatie van zetting gedurende 50 jaar.
209	functionele eis	Waterkeringen	Beschermen waterkering tegen falen: de waterkeringen dienen voor wat betreft het hoofdspoor Stabiliteit (deelsporen macrostabiliteit binnenwaarts, macrostabiliteit buitenwaarts, piping/heave, microstabiliteit, bekleding en stabiliteit voorland) te voldoen aan de veiligheidsnorm uit de Wet op de waterkering. Deze norm in de vorm van een overschrijdingskans per jaar bedraagt 1/4000.
214	externe raakvlakeis	Overgang Waterkeringen	De overgang naar de belendende waterkering of constructie dient zodanig te zijn dat deze geen invloed heeft op de veiligheid van zowel de betreffende waterkering als de waterkering of constructie waarop wordt aangesloten

### 3.3 Materiaalgebruik

De waterkering wordt gebouwd als grondconstructie waarbij gebruik wordt gemaakt van de uit het projectgebied afkomstige materialen. De exacte hoeveelheid vrijkomende grond is mede afhankelijk van de uitvoermethode en of het slikken- en schorregebied wordt omgeput. Voor het ontwerp is uitgegaan van 295.000 m<sup>3</sup> bruikbare klei uit verschillende erosiebestendigheidscategoriën. Deze hoeveelheid komt vrij door het graven van de geulen rekening houdend met te verwachten geschiktheid.

### 3.4 Veiligheidsfilosofie en levensduur

- De waterkering zal onderdeel uitmaken van dijkringgebied 32;
- Dijkringgebied 32 heeft conform de Waterwet een gemiddelde overschrijdingskans van de waterstand gelijk aan 1/4000 per jaar;
- De nieuwe waterkering wordt ontworpen conform de vigerende leidraden en technische rapporten van de ENW/TAW. Leidraad Zee- en Meerdijken is hierbij leidend;
- De belangrijkste leidraden en technische rapporten voor het geotechnisch ontwerp zijn (zie Tabel 1.1):
  - Leidraad Zee- en Meerdijken;
  - Leidraad Rivieren;
  - Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies;
  - Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken;
  - Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen;
  - Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies;
- Daar waar in [LZM] wordt verwezen naar de leidraden voor het boven- en benedenrivierengebied wordt uitgegaan van de Leidraad Rivieren die deze twee leidraden heeft vervangen;
- De levensduur van de grondconstructies en de daarvoor benodigde materialen bedraagt tenminste 50 jaar.

De veiligheidsfactor van de sterkte ( $\gamma_R$ ) is een product van 4 partiële veiligheidsfactoren  $\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$  conform [Addendum TRWG]. De 4 partiële veiligheidsfactoren staan in Tabel 3.2 nader toegelicht.

**Tabel 3.2: Gehanteerde partiële veiligheidsfactoren**

Factor	Waarde	Beschrijving
Schematiseringsfactor	$\gamma_b=1,1$	Voor binnenwaartse macrostabiliteit is een schematiseringsfactor gehanteerd van 1,1 (m.u.v. B1-B1).
	$\gamma_b=1,16$	Voor binnenwaartse macrostabiliteit van dwarsprofiel B1-B1 is een schematiseringsfactor gehanteerd van 1,16.
	$\gamma_b=1,1$	Voor buitenwaartse macrostabiliteit is een schematiseringsfactor gehanteerd van 1,1.
Modelfactor	$\gamma_d=1,0$ $\gamma_d=1,05$	Bij berekeningen met cirkelvormige glijvlakken is een modelfactor gehanteerd van 1,0. Bij berekeningen met langwerpige glijvlakken is een modelfactor gehanteerd van 1,05.
Materiaalfactor	$\gamma_m$ = variabel	Er is gebruik gemaakt van de partiële materiaalfactoren uit tabel 5.3.1 Addendum TRWG en uit tabel 3 NEN6740. De materiaalfactoren zijn verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkte, zie grondparameters.
Schadefactor	$\gamma_{n:HW}=1,12$	De schadefactor is bepaald aan de hand van de formules 5.3.8 en 5.3.9 uit Addendum TRWG uitgaande van: <ul style="list-style-type: none"> <li>• dijkringlengte = 82,7 km</li> <li>• normfrequentie = 1/4000 jaar.</li> <li>• <math>P_{f_{inst}} = 1,0</math></li> </ul> Indien het optreden van de instabiliteit samenhangt met het optreden van hoogwater is $P_{f_{inst}} = 1,0$ aangehouden.

$\gamma_{n;NHW}=1,06$	Indien het optreden van een instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater is $P_{f_{inst}} = 0,1$ aangehouden. Een buitenwaartse instabiliteit als gevolg van hevige regenval of een val van hoogwater wordt beschouwd als een instabiliteit die niet samenhangt met het optreden van hoogwater.
-----------------------	---

### 3.5 Geometrie

- De vereiste geometrie is ten tijde van het opstellen van de voorkeursvariant, per waterkering, vastgelegd op de eerste uitgave van tekening 2332-501;
- Deze tekening geldt als uitgangspunt voor de geotechnische berekeningen. Indien een geometrie geotechnisch niet voldoet, wordt de geometrie aangepast zodat wel aan de eisen wordt voldaan. De aangepaste geometrie is vastgelegd op tekening 2332-501 revisie A;
- In de geometrie voor buitenwaartse en binnenwaartse macrostabiliteit wordt rekening gehouden met overhoogte voor mogelijke zettingen na oplevering (voor bouwtijd, zie paragraaf 5.2).

### 3.6 Waterstanden en kruinhoogte

- De maatgevende waterstand (piek maatgevende getij-amplitude) bedraagt voor alle secties NAP +6,65 m [1];
- De aanleghoogte van de waterkering dient dusdanig te zijn dat de kruinhoogte aan het eind van de planperiode, minimaal gelijk is aan de ontwerpkuinhoogte [3];
- In de indicatieve zettingsberekeningen is uitgegaan van een 1/3 bouwtijd methode. Dit houdt in dat bij een uitvoeringsduur van 9 maanden, er gerekend wordt met 3 maanden effectieve consolidatietijd van de hele ophoging;
- In de berekeningen voor zandmeevoerende wellen wordt veiligheidshalve uitgegaan van het gereguleerde winterpeil. Opgemerkt wordt dat de slootpeilen in werkelijkheid niet stationair zijn onder invloed van het getij, ondanks regulering door middel van stuwen. Voor binnenwaartse macrostabiliteit is uitgegaan van een iets hoger slootpeil gelijk aan zomerpeil. De zomer- en winterpeilen zijn opgenomen in Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Polderpeilen per dijktraject na aanpassing waterhuishouding conform [ref]

Dijktraject	Van	Tot	Zomerpeil	Winterpeil
	[m]	[m]	[m+NAP]	[m+NAP]
B	0	800	-0,85	-1,10
C	200	670	-0,85	-1,10
	670	830	-0,30	-0,60
	830	1050	-0,80	-0,80
G	0	400	-0,80	-0,80

### 3.7 Grondonderzoek en parameters

#### 3.7.1 Algemeen

- De grondopbouw is gebaseerd op het in 2007 door Inpijn-Blokpoel uitgevoerde aanvullende grondonderzoek en archiefgegevens uit het DINO-loket;
- De sterkte, samendrukbaarheid en consolidatiegedrag van de grond is gebaseerd op het in 2007 door Inpijn-Blokpoel uitgevoerde laboratoriumonderzoek, zie Tabel 3.4. In de notitie "Herbepaling sterkteparameters" (bijlage A) wordt in meer detail ingegaan op de afleiding van de sterkteparameters;
- Ontbrekende gegevens zijn op basis van ervaring aangevuld met parameters uit NEN6740:2006, tabel 1.

Het grondonderzoek is uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel in opdracht van Grontmij [Lit. 10]. Het geotechnisch veld- en laboratoriumonderzoek heeft bestaan uit:

- 24 sonderingen, diepte 25 à 30 m-mv;
- 15 mechanische boringen, diepte 10 à 15 m-mv;
- 33 volumegewicht en watergehalte;
- 40 Atterbergse grenzen;
- 16 triaxiaalproeven;
- 17 samendrukkingsproeven;
- 23 korrelverdeling (natte zeving).

#### 3.7.2 Volumegewicht, schuifsterkte en samendrukkingsparameters

De in Tabel 3.4 opgenomen parameters zijn gehanteerd bij het uitvoeren van de berekeningen. Geadviseerd wordt de parameters te evalueren door middel van aanvullend grondonderzoek, zie ook hoofdstuk 9.

**Tabel 3.4: Geotechnische parameters op basis van Grontmij 2008 [Lit. 10] en [NEN6740]**

Grondsoort	Volumegewicht		Sterkte		Samendrukking/Consolidatie					Bron
	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{nat}$	$\Phi'_{rep}$	$C'_{rep}$	$C_v$	$C'_p$	$C_p$	$C'_s$	$C_s$	
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	[°]	kPa	m <sup>2</sup> /s	kPa	[-]	[-]	[-]	
Dijkmateriaal, bekleding	18	18	22,5	5	-	-	-	-	-	NEN6740
Dijkmateriaal, kleikern	18	18	22,5	5 *)	-	-	-	-	-	NEN6740
Dijkmateriaal, zandkern	20	18	32,5	0	-	-	-	-	-	NEN6740
Klei, zw zandig, matig	18	18	22,5	5	$1 \cdot 10^{-7}$	60	20	720	240	NEN6740
Zand, st. siltig, kleilig	20	18	27,5	0	-	600	200	$10^4$	$10^4$	NEN6740
Veen **)	10,2	10,2	15	5	$5 \cdot 10^{-8}$	15	5	60	20	NEN6740 [Lit. 10]
Klei, st siltig, matig tot vast ***)	17,8	17,8	28,5	0	$5 \cdot 10^{-8}$	75	25	960	320	NEN6740 [Lit. 10]
Zand, schoon, matig	20	18	32,5	0	-	1800	600	$10^4$	$10^4$	NEN6740

\*) In verband met effecten van overconsolidatie bij een val van hoogwater wordt gerekend met een minimale waarde van de schuifsterkte van 15 kPa (representatief) voor het dijkmateriaal.  
 \*\*) Volumegewicht, cv-waarde en samendrukking o.b.v. [Lit. 10], schuifsterkte o.b.v. [NEN6740]  
 \*\*\*) Volumegewicht, cv-waarde en schuifsterkte o.b.v. [Lit. 10], samendrukking o.b.v. [NEN6740]

### 3.7.3 Korrelverdeling en doorlatendheid watervoerende zandlaag

Er worden twee zandlagen onderscheiden, namelijk de diepe zandlaag (wvp-1a) en een ondiepe zandlaag. De laatste kan zowel ophoogmateriaal zijn van de N689 als zand uit de doorbraakgeul [Lit. 9]. Voor beide zandlagen is de karakteristieke waarde bepaald uitgaande van een regionale proevenverzameling (zie bijlage B en Tabel 3.5).

De doorlatendheid kan geschat worden aan de hand van de  $d_{10}$ , bijvoorbeeld met formule A.II.7 [TRZW]. Echter, de fijne fractie kleiner dan  $63 \mu\text{m}$  is niet in het laboratorium bepaald. Daarom is de  $d_{10}$  bepaald met formule A.II.6 uit [TRZW].

**Tabel 3.5: Korrelverdeling en doorlatendheid zandlagen**

Parameter	Eenheid	Diepe zandlaag	Ondiepe zandlaag
$d_{70}$	[ $\mu\text{m}$ ]	156	60
$d_{10}$ *)	[ $\mu\text{m}$ ]	70	27
k **)	[m/s]	$5,3 \cdot 10^{-5}$	$7,8 \cdot 10^{-6}$
*) De $d_{10}$ is bepaald met formule A.II.6 uit [TRZW]			
*) Doorlatendheid bepaald met formule A.II.7 uit [TRZW]			

In de pipingberekeningen door de diepe zandlaag is uitgegaan van de hogere doorlatendheid uit DINO en bedraagt  $1,15 \cdot 10^{-4}$  m/s (10 m/dag). In de ondiepe zandlaag is een veilige waarde voor de doorlatendheid aangehouden van  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s (4,3 m/dag).

## 3.8 Geohydrologie en waterspanningen

- De waterspanningen worden bepaald volgens [TRWD];
- Bij de schematisering van de waterspanningen bij binnenwaartse macrostabiliteit en piping wordt uitgegaan van een stationaire situatie. Dit betekent dat de inschatting van de freatische lijn en de stijghoogte als conservatief kunnen worden beschouwd;
- Bij de buitenwaartse macrostabiliteit is aangenomen dat een maximaal verval over de bekleding optreedt van 1,5 m. Dit is gedaan door een instationaire analyse uit te voeren met PlaxFlow. Het aangenomen doorlatendheidscontrast<sup>1</sup> wordt als veilig beschouwd. De open teen wordt doorgezet tot NAP +3,5 m;
- De buitendijkse randvoorwaarde is gelijk aan maatgevend hoogwater. Dit is voor alle dijktraject vastgesteld op NAP +6,65 m;
- De binnendijkse randvoorwaarde voor de potentiaalberekening in het watervoerend pakket is het gereguleerde winterpeil, zie Tabel 3.3);
- De weerstand van het voorland bij waterkering A, E, F en G wordt verwaarloosd;
- Het schorren- en slikkengebied geldt als voorland voor waterkering B, C en D. Dit voorland bestaat voor een groot deel uit klei en veenlagen met een dikte van ongeveer 5 m. Plaatselijk wordt deze deklaag echter doorsneden door de midden 17<sup>e</sup> eeuwse doorbraakgeul door de Nieuwhofpolder, Perkpolder en Noordhofpolder [Lit. 9]. Het is onduidelijk tot welke diepte deze uitschuring precies heeft plaatsgevonden. In de ondiepe voorlandboringen (maximaal 3 m minus maaiveld) waar zand wordt aangetroffen, wordt onder de zandlaag in vrijwel alle boringen veen of klei aangetroffen. De geul lijkt niet te reiken tot wvp-1a. Dit beeld wordt

<sup>1</sup> Doorlatendheid drainerende binnenberm: 100 m/dag, zandkern: 10 m/dag, klei: 1 m/dag.



- bevestigd door de sonderingen DKM-17 en DKM-18. Er is uitgegaan van een waterremmende deklaag met een dikte van 3 m;
- Bij een deklaag in het achterland met een dikte van meer dan 4 m wordt een indringingszone aangehouden aan de onderzijde van de deklaag met een lengte van 1 m. In deze zone verloopt de stijghoogte van de hoge stijghoogte in wvp-1a tot de hydrostatische stijghoogte van de freatische lijn;
  - De freatische lijn wordt geschematiseerd conform geval 2A uit bijlage 1 [TRWD], uitgaande van een open bekleding. Dit betekent dat er geen verval optreedt over de buitenbekleding. De bekleding mag alleen als dicht worden beschouwd indien de kleibekleding minimaal 1,5 m dik is;
  - Bij het ontwerp is uitgegaan van een afgesloten oppervlakkige zandlaag onder waterkering C en deels onder waterkering B. Deze afsluiting kan vormgegeven worden door een dieper gelegen kleibekleding of kleikist of door het vormgeven van het teenschot zodat deze dienst kan doen als waterremmend scherm.

### 3.9 Uitvoeringsaspecten

#### 3.9.1 Uitvoeringsduur

De uitvoeringsduur is van invloed op de restzettingen en de consolidatiegraad als gevolg van de ophoging. In het ontwerp is uitgegaan van dat de effectieve consolidatietijd gelijk is aan 1/3 van de totale bouwtijd (tijd benodigd voor het ophogen). De aangehouden bouw en rusttijd staat per dijktraject weergegeven in Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Bouwtijd, rusttijd, uitvoeringsduur en consolidatietijd

Dijktraject	Bouwtijd	Rusttijd	Uitvoeringsduur	Effectieve consolidatietijd
A, B, C	9	18	27	21
D, E, F	3	2	5	3
G	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

#### 3.9.2 Uitvoerstabieleit

De stabiliteit tijdens uitvoering dient te voldoen aan [Addendum TRWG]. Dit geldt ook voor grondlichamen die tijdens uitvoering niet vergunningplichtig zijn ten aanzien van de Keur, maar later wel onderdeel worden van de waterkering. Voor controle van de stabiliteit dient uitgegaan te worden van dezelfde semi-probabilistische methodiek en karakteristieke schattingen van de parameters als in de eindsituatie. De schadefactor mag iets naar beneden toe worden bijgesteld. De minimale schadefactor voor glijvlakken die het waterkerende vermogen aantasten bedraagt 1,0. De minimale schadefactor voor glijvlakken die het waterkerend vermogen niet aantasten bedraagt 0,9.

#### 3.9.3 Stabiliteit bij oplevering

De stabiliteit bij oplevering en de administratieve verlegging van de waterkering dient te voldoen aan de ontwerpveiligheid, rekening houdend met de op dat moment in de ondergrond aanwezige wateroverspanning als gevolg van de ophoging.

Dit uitgangspunt houdt in dat de consolidatie tijdens uitvoering gevolgd zal moeten worden en bij oplevering aan een nader vast te stellen grenswaarde moet voldoen. In hoofdstuk 9 wordt nader ingegaan op monitoring tijdens de uitvoering.

#### 3.9.4 Verdichting

In het ontwerp wordt ervan uitgegaan dat de sterkte (Tabel 3.4) in de praktijk gehaald zal worden. Ten aanzien van de aan te brengen materialen stelt dit uitgangspunt eisen aan de uitvoering.

De klei dat in de kern van de dijk wordt toegepast dient bij het juiste vochtgehalte te worden aangebracht en goed te worden verdicht conform RAW 2005, 22.02.21 & 22.02.22. Door deze werkmethode zal de klei overgeconsolideerd zijn en bij grotere vervorming dilatant gedrag vertonen.

Het zand dient laagsgewijs te worden aangebracht en per laag te worden verdicht. Om de vereiste sterkte te bereiken dient het zand te voldoen aan eisen voor gradering. Het zand mag niet te veel afgerond zijn. Aangetoond moet kunnen worden dat het zand bij een normale verdichtingsmethode de sterkte uit Tabel 3.4 zal worden bereikt.

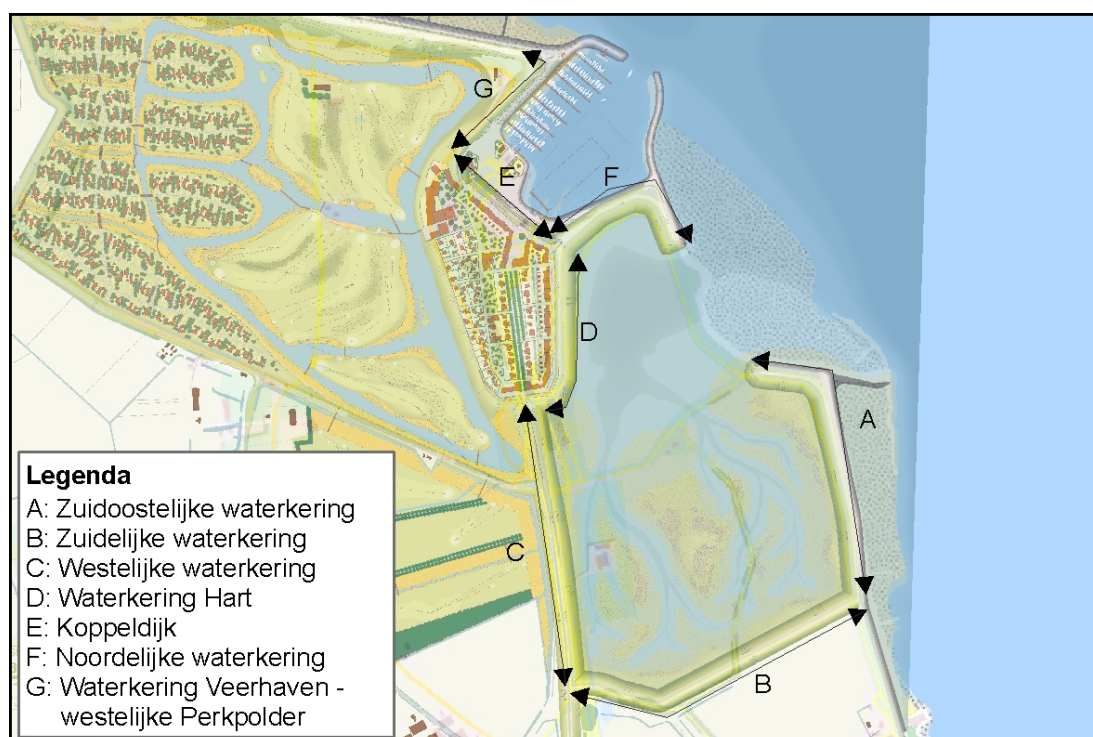
## 4 BESCHRIJVING VAN HET ONTWERP

### 4.1 Algemeen

In deze paragraaf wordt het ontwerp van de dijktrajecten beschreven. In Figuur 2.1 staan de dijktrajecten weergegeven. De situatietekening en dwarsprofielen staan in tekeningen:

- 9T9564.B0 / 2332-101;
- 9T9564.B0 / 2332-501;
- 9T9564.B0 / 2332-502.

De tekeningen zijn opgenomen in bijlage 3 van Projectplan Aanpassing waterkering [4].



Figuur 4.1: Dijktrajecten

### 4.2 Beschrijving dijktrajecten

De bestaande primaire waterkering loopt (van zuid naar noord beschreven) over waterkering A, F, D, de westelijke kant van het Hart van Perkpolder en waterkering G.

Waterkeringen A en F fungeren nu als primaire waterkering en zullen na realisatie van de bres als dam gaan fungeren. In overleg met het waterschap is besloten dat de steenbekleding en het dijkprofiel aan de zijde van de Westerschelde niet aangepast hoeven te worden.

De Zuidelijke en Westelijke waterkeringen B en C zullen nieuw aangelegd worden. Op de kruin van waterkering C zal een nieuwe ontsluitingsweg worden aangelegd. Waterkering B krijgt een smalle kruin en is niet geschikt voor autoverkeer.

Waterkeringen D en E beschermen het Hart van Perkpolder. In de eindsituatie krijgen deze waterkeringen een hoog achterland. Waterkering E zal door middel van een relatief kleine ophoging op het bestaande veerplein kunnen worden gerealiseerd. Waterkering D zal deels over de bestaande waterkering worden aangelegd aan de binnendijkse zijde. De belasting op waterkering D draait om (binnendijks wordt buitendijks).

Waterkering G fungeert nu als primaire waterkering en behoudt na realisatie van het plan haar functie. Voor deze waterkering wordt slechts de bekleding vervangen. Het profiel blijft in tact.

Tussen waterkering A en F zal een bres worden gemaakt. De bestaande primaire waterkering wordt daarvoor over een lengte van circa 400 m afgegraven tot NAP. In het midden van de bres komt een stroomgeul tot een diepte van NAP -3 m. Als gevolg van het maken van de bres zal er circa 75 ha slikken- en schorrenatuur ontstaan in het gebied tussen waterkering A, B, C, D en F.

#### **4.3 Zuidoostelijke waterkering (A)**

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en zal na realisatie van de bres als dam gaan fungeren. De bestaande waterkering betreft een oude kleidijk die aan de binnendijkse zijde is verzaard met zand en een stabiliteitsberm.

In overleg met het waterschap is besloten dat de steenbekleding en het dijkprofiel aan de zijde van de Westerschelde niet aangepast hoeven te worden. Aan de zijde van het natuurgebied wordt het talud verflauwd en voorzien van een berm op ontwerppeil.

De taludverflauwing en verbreding van de waterkering worden uitgevoerd in zand. Het zand wordt afgedekt met een laag klei. Tevens zal een open teen constructie worden toegepast tot NAP +3,5 m om afdrukken van de bekleding te voorkomen. Dit is nodig omdat door de aanpassing een zandscheg ontstaat.

#### **4.4 Zuidelijke waterkering (B)**

Deze waterkering zal nieuw aangelegd dienen te worden en krijgt een smalle kruin. Het buitentalud krijgt een helling van 1V:4H en een berm op ontwerppeil. Het binnentalud krijgt een helling van 1V:3H en een stabiliteitsberm. Aan de binnenteen wordt een diepe kwelsloot gegraven. Vanaf halverwege waterkering B, zal een fietspad worden aangebracht richting de provinciale weg (waterkering C).

De waterkering zal volledig opgebouwd worden uit klei. Tussen de ondergrond en de aan te brengen klei wordt een drainerende zandlaag aangebracht ten behoeve van de consolidatie. Aan de buitenteen dient de bekleding goed aangesloten te worden op de deklaag in het voorland om kwel onder de dijk te voorkomen. De stabiliteitsberm wordt uitgevoerd in zand.

#### 4.5 Westelijke waterkering (C)

Deze waterkering zal nieuw aangelegd dienen te worden op het tracé van de N689. Bovenop de waterkering worden een erftoegangsweg en een fietspad aangelegd die het Hart van Perkpolder ontsluiten. De kruin van deze dijk is daardoor breder. Net als waterkering B krijgt het buitentalud een helling van 1V:4H en een berm op ontwerppeil. Het binnentalud krijgt een helling van 1V:3H en een stabiliteitsberm. Aan de binnenteen wordt een diepe kwelsloot gegraven. Onder de stabiliteitsberm wordt een cunet aangelegd waar het water uit de kern van de dijk door af kan stromen naar de kwelsloot. Ten noorden van de Kalverdijk is er geen teensloot maar loopt de binnenteen over in een plas rond de toekomstige golfbaan.

Tussen de Kalverdijk en de Mariadijk (aansluiting op waterkering B) verloopt het fietspad van de kruin naar de teen van de dijk. Op de buitenberm van de dijk ligt eveneens een fietspad.

Ten noorden van de Kalverdijk ligt de dijk op de hoog gelegen toerit naar het veerplein. De benodigde ophoging is derhalve gering. Het binnentalud wordt aangesloten op bestaand maaiveld.

De kern en stabiliteitsberm van de waterkering zullen opgebouwd worden uit zand. Verwacht wordt dat er dicht onder het maaiveld een, van nature aanwezige, zandlaag ligt. De funderingslaag van de N689 is vermoedelijk ook op zand zijn aangebracht. Deze lagen worden aan de buitenteen afgesloten met een kleikist om kwel onder de dijk te voorkomen. Tevens wordt onder de buitenbekleding tot boven gemiddeld hoogwater een laag klei aangebracht. Hierdoor zal er niet of nauwelijks kwel door de dijk stromen tijdens normale omstandigheden.

#### 4.6 Waterkering het Hart (D)

Deze waterkering zal na realisatie van het project tegen het Hart aan liggen. Het buitentalud krijgt een helling van 1V:4H en een berm op ontwerppeil. In de eindsituatie zal er geen binnentalud zijn, maar is er sprake van hoog achterland. Het is echter nog onzeker wanneer het Hart zal worden opgehoogd. Daarom wordt als tijdelijke voorziening uitgegaan van een binnentalud met een helling van 1V:3H dat aansluit op het bestaande maaiveld.

De waterkering wordt overlappend aan de binnendijkse zijde aangelegd van de bestaande waterkering. Het nieuwe binnentalud komt op de plaats van de bestaande stabiliteitsberm te liggen. De opbouw van de bestaande waterkering is niet exact bekend. Bij de uitbreiding van de veerhaven in de zestiger jaren is de waterkering ter plaatse van waterkering F opgebouwd uit zand met kleibekleding. Uitgegaan wordt dat waterkering D dezelfde opbouw heeft als waterkering F.

De nieuwe waterkering wordt opgebouwd uit klei met op het binnen- en buitentalud een erosiebestendige kleilaag met grasbekleding. Door het hoge achterland is het niet nodig de zandlaag af te sluiten voor het tegengaan van kwel of zandmeevoerende wellen.

#### 4.7 Koppeldijk (E)

De koppeldijk, waterkering E, verbindt waterkering F en G en wordt aangelegd op het huidige veerplein. Het buitentalud wordt aangebracht onder een helling van 1V:4H. Net als bij waterkering D zal er in de eindsituatie sprake zijn van hoog achterland. Als tijdelijke voorziening wordt uitgegaan van een binnentalud met een helling van 1V:3H dat onder het sijpelpunt verflauwd tot 1V:5H en aansluit op bestaand maaiveld.

De waterkering wordt uitgevoerd in zand. Het bovenbeloop wordt opgebouwd uit klei met daarop een laag gepenetreerde breuksteen. Deze laag moet als ondoorlatend worden beschouwd. Op het binnentalud komt een tijdelijke kleilaag met grasbekleding.

Omdat de gepenetreerde breuksteen als ondoorlatend moet worden beschouwd, dient het water aan de achterzijde van het Hart af te kunnen stromen. Om dit te waarborgen mogen er op het Hart geen waterremmende objecten, zoals parkeerkelders of keerwanden, worden aangelegd onder NAP +4 m.

#### 4.8 Noordelijke waterkering (F)

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en zal na realisatie van de bres als dam gaan fungeren. Dit betekent dat de waterkering aan alle zijden belast zal worden door waterstand en golven. Het dijkprofiel aan de zijde van de Veerhaven hoeft niet aangepast te worden. Aan de binnendijkse zijde zal de waterkering net als bij waterkering A worden verzwaard en verflauwd.

Met uitzondering van de breskoppen zijn de aanpassingen gelijk aan de aanpassingen van waterkering A. Dit betekent dat de taludverflauwing en verbreding van de waterkering worden uitgevoerd in zand, het zand wordt afgedekt met een laag klei en een open teen constructie wordt toegepast om afdrucken van de bekleding te voorkomen.

De breskoppen ondergaan dezelfde aanpassingen als de overige delen van waterkering F. In aanvulling hierop zal de teen beschermd worden tegen erosie. Hiertoe zal het buitentalud naar beneden toe enkele meters worden doorgetrokken en daaronder worden verflauwd tot een helling van 1V:10H. Het talud wordt onder NAP beschermd door een laag breuksteen. Op de breskoppen hoeft geen open teen constructie te worden toegepast.

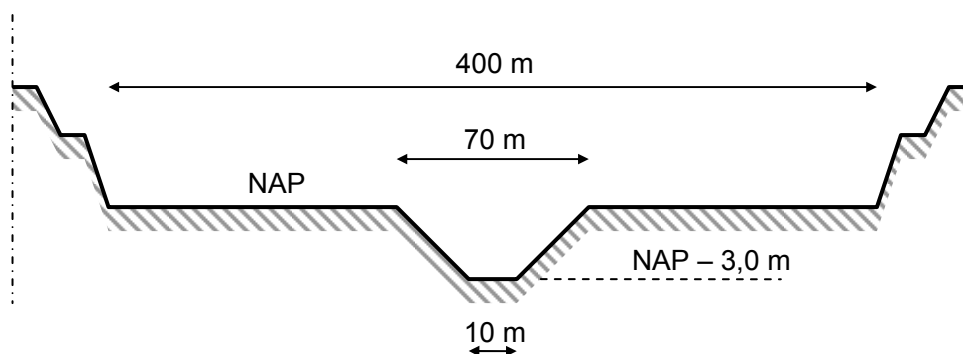
#### 4.9 Waterkering Veerhaven – Westelijk Perkpolder (G)

Deze waterkering fungeert nu als primaire waterkering en behoudt na realisatie van het plan haar functie. Voor deze waterkering wordt slechts de steenzetting vervangen. Het profiel en de kleibekleding blijven in tact.

#### 4.10 Bres

De bres zal tot een niveau van NAP ontgraven worden over een breedte van 400 meter. In het midden van de bres wordt een getijde geul gegraven tot NAP – 3 meter (diepste punt). Het aan te leggen doorstroomprofiel is weergegeven in Figuur 4.2. De bres is geotechnisch niet ontworpen (zie hoofdstuk 9).

Aan de noordelijke kant van de bres dient ten aanzien van stabiliteit en erosie rekening gehouden te worden met het nog onbekende opvulmateriaal van de kolk, paragraaf 2.2.



Figuur 4.2: Schematisch doorstroomprofiel bres (verschaald)

## 5 BEREKENINGEN

### 5.1 Inleiding

In Tabel 5.1 staat per waterkering aangegeven voor welke faalmechanismen controleberekeningen zijn uitgevoerd. In onderstaande paragrafen staan de rekenresultaten per faalmechanisme weergegeven.

**Tabel 5.1: Relevante faalmechanismen per dijksectie**

Faalmechanisme	Waterkering						
	A	B	C	D	E	F	G
Kruinhoogte	X	X	X	X			
Zandmeevoerende wellen		X	X	X *)	X *)		
Macrostabieliteit buitenwaarts	X **)	X	X	X	X	X **)	
Macrostabieliteit binnenwaarts		X	X	X *)	X *)		
Microstabieliteit					X *)		
Stabiliteit vooroever							

\*) Berekeningen zijn uitgevoerd op basis van een theoretisch profiel. In werkelijkheid zal hier hoog achterland worden gecreëerd door ophoging van 't Hart van Perkpolder. Het is nog niet zeker of deze ophoging daadwerkelijk gerealiseerd wordt voordat de waterkering als waterstaatswerk in gebruik zal worden genomen.

\*\*\*) Zijde natuurgebied. In de nieuwe situatie zijn waterkering A en F dammen, geen dijken. Met buitenwaartse macrostabieliteit wordt in dit hoofdstuk de situatie bedoeld bij een snelle val van hoogwater.

## 5.2 Kruinhoogte

### 5.2.1 Zettingen

Op tekening 2332-501 staat per dijksectie de minimaal benodigde kruinhoogte weergegeven. Na oplevering zal nog zetting optreden (restzetting). Bij waterkering B dient na oplevering ook rekening gehouden te worden met klink. Het op te leveren profiel dient daardoor hoger en mogelijk ruimer te zijn dan het in tekening 2332-501 opgenomen ontwerp-profiel (zie paragraaf 5.2.2).

De uitgevoerde zettingsberekeningen geven een indicatie van de benodigde overhoogte, hoeveelheid grond en ruimtebeslag voor de waterkering. De definitieve overhoogte ter compensatie van restzetting dient door de ontwerper te worden vastgesteld.

Bij de berekeningen is ervan uitgegaan dat de effectieve consolidatietijd gelijk is aan 1/3 van de totale bouw-tijd (ophogen) en een uitvoeringsduur van 2,25 jaar (9 maanden bouw-tijd gevolgd door 18 maanden rust-tijd). De consolidatie- en samendrukkingsparameters zijn overgenomen uit Tabel 3.4. De berekende zetting en verwachte restzetting na oplevering is weergegeven in Tabel 5.2.



**Tabel 5.2: Indicatieve eindzetting en restzetting na oplevering bij 2,25 jaar uitvoering (9 maanden bouwtijd gevolgd door 18 maanden rusttijd)**

Profiel	Locatie	Eindzetting			Restzetting na oplevering		
		halverwege buitentalud/ buitenberm	kruin	halverwege binnentalud/ binnenberm	halverwege buitentalud/ buitenberm	kruin	halverwege binnentalud/ binnenberm
A1-A1	A-370	n.v.t.	0,10	0,60	n.v.t.	0,05	0,20
B1-B1	B-170	1,35	1,45	1,20	0,50	0,50	0,45
B2-B2	B-630	1,05	1,10	0,95	0,25	0,30	0,25
C2-C2	C-700	1,00	1,10	0,80	0,20	0,20	0,15
C3-C3	C-880	0,20	0,40	0,20	0,05	0,05	0,05
D1-D1	D-230	0,60	0,50	0,30	0,05	0,10	0,10

### 5.2.2 Reserveringsruimte voor dijkprofiel

De voorkeursvariant [3] dient als basis voor het vaststellen van de grenzen van het bestemmingsplan. De in het bestemmingsplan te reserveren ruimte voor de waterkering hangt af van de hoogte van de dijk, de taludhellingen en de breedte van de bermen. De grens in het bestemmingsplan kan worden bepaald door uit te gaan van:

- Verwachte opleverhoogte en ontwerptaluds;
- Ontwerphoogte van de dijk en ontwerptaluds.

Het is sterk aan te bevelen bij het bepalen van de bestemmingsplangrenzen uit te gaan van de eerste optie en meer ruimte te reserveren. Hiermee wordt voorkomen dat in een later stadium het ontwerp, uitgaande van een volledige grondconstructie, niet binnen de bestemmingsplangrenzen past.

De eerste optie levert aanvankelijk een dijk op met een binnen- en buitentalud conform het ontwerp. Na verloop van tijd zullen de taluds enigszins verflauwen als gevolg van de zettingen na oplevering. De consequentie van deze optie is dat er meer ruimte nodig is voor de dijk dan in het ontwerpprofiel staat aangegeven.

- Voor dijktraject B, waar een restzetting wordt verwacht van 0,50 m, betekent dit een extra ruimtelijke reservering van  $0,5 * (3+4) = 3,5$  m;
- Voor dijktraject C, waar een restzetting wordt verwacht van 0,20 m, betekent dit een extra ruimtelijke reservering van  $0,2 * (3+4) = 1,4$  m.

De tweede optie zal na 50 jaar een dijk opleveren die ongeveer gelijk is aan het ontwerpprofiel. Echter, direct na oplevering zullen de taluds een steilere helling hebben dan waarvan is uitgegaan in het ontwerp. Net als bij de eerste optie zullen de taluds na verloop van tijd enigszins verflauwen als gevolg van de zettingen na oplevering. De maximaal verwachte versteiling van de taluds staat in Tabel 5.3 weergegeven. Steilere taluds geven in het algemeen een iets lagere stabiliteit en een iets hoger overslagdebiet. Dit laatste wordt geheel of gedeeltelijk gecompenseerd doordat de kruin bij oplevering hoger is dan de ontwerphoogte.

**Tabel 5.3: Verschil tussen ontwerptalud en oplevertalud bij gelijke teenlijnen (optie 2)**

Dwarsprofiel	Restzetting	Buitentalud		Binnentalud	
		Ontwerp	Bij oplevering	Ontwerp	Bij oplevering
B1-B1	0,50	1:4	1:3,75	1:3	1:2,8
C2-C2	0,20	1:4	1:3,9	1:3	1:2,9

## 5.3 Zandmeevoerende wellen

### 5.3.1 Algemeen

Voor de bepaling van de maatregelen ten aanzien van piping en heave is gebruik gemaakt van de rekenregels uit [TRZW]. De eigenschappen van de watervoerende zandlaag (wvp-1a) zijn afgeleid uit [Lit. 10] en zijn samengevat in paragraaf 3.7.3.

Niet alle secties zijn gevoelig voor piping en heave. In onderstaande paragrafen staat per waterkering aangeven welke maatregelen ten aanzien van zandmeevoerende wellen nodig zijn. In de laatste paragraaf wordt een doorkijk gegeven naar de recente ontwikkelingen op het gebied van zandmeevoerende wellen.

### 5.3.2 Waterkering A en F

Dijktrajecten A en F hebben nagenoeg geen verval over de waterkering. Het slikken- en schorregebied staat namelijk in direct contact met de Westerschelde door een voldoende grote instroomopening (bres) en het ontbreken van een drempel. Het verval over de waterkering wordt veroorzaakt door korte golven en een klein naijl effect doordat het natuurgebied moet leegstromen door de bres. Gezien de breedte van de dijkbasis zijn maatregelen ten aanzien van piping en heave niet nodig.

### 5.3.3 Waterkering G

Het dijkprofiel van waterkering G wordt niet aangepast. De situatie verslechterd niet ten opzichte van de bestaande situatie is derhalve niet gecontroleerd ten aanzien van zandmeevoerende wellen.

### 5.3.4 Waterkering B, C, D en E

Dijktrajecten B en C zijn mogelijk gevoelig voor piping en heave. Heave kan hier alleen ontstaan indien de kwel sloten worden voorzien van kwelopeningen, bijvoorbeeld door het aanleggen van zandpalen. Tot dusverre is hier geen definitief besluit over genomen en is niet gecontroleerd op heave. Mochten zandpalen worden opgenomen in het ontwerp dan gelden er aanvullende eisen ten aanzien van gradering waarmee gevaar voor heave wordt ondervangen.

In veel sonderingen is een dunne, aan het oppervlak gelegen, zandlaag aangetroffen. Mogelijk betreft dit ophoogzand dat gebruikt is voor de aanleg Rijksweg 60. Echter, uit historisch onderzoek [Lit. 9] blijkt dat er in het gebied een doorbraakgeul aanwezig is. Deze doorbraakgeul is ontstaan als gevolg van een dijkdoorbraak midden 17<sup>e</sup> eeuw. De vermoedelijke ligging van deze geul wordt teruggevonden in de handboringen [Lit. 10].

De aanwezigheid van een natuurlijk aanwezige, ondiep gelegen, zandlaag wordt bevestigd door DKM-08A, DKM-09, DKM-11 en DKM-17. Veiligheidshalve is aangenomen dat de doorbraakgeul overal onder waterkering B en C doorloopt. Het blijkt dat deze laag niet maatgevend is. De volledige rekenresultaten zijn opgenomen in bijlage C.

Dijktrajecten D en E zijn nauwelijks gevoelig voor piping en heave door het hoge en brede achterland.

De benodigde kwelweglengte in dijktraject B, C, D en E is bepaald met de methode van Sellmeijer. De buitenwaterstand is feitelijk instationair en daarmee ook het verval over de waterkering. Het rekenmodel kan geen onderscheid maken tussen een stationaire en een instationaire waterstand. Uitgaan van een stationaire situatie bij de piek in de buitenwaterstand leidt dit tot een veilige ontwerpbenadering.

Een samenvatting van de rekenresultaten bij waterkering B en C is weergegeven in Tabel 5.4. De volledige rekenresultaten zijn opgenomen in bijlage C.

**Tabel 5.4: Rekenresultaten benodigde kwelweglengte in dijktraject B en C**

Sectie	Locatie	CPT	Aanwezige kwelweglengte	Waterstand intredepunt	Waterstand uittredepunt	Benodigde kwelweglengte	Benodigde voorlandlengte
B	B-070	DKM-24	96,6	6,65	-1,10	55,4	41,2
B	B-172	DKM-23	96,6	6,65	-1,10	81,1	15,5
B	B-271	DKM-22	88,9	6,65	-1,10	86,9	2,0
B	B-402	DKM-21	91,5	6,65	-1,10	89,3	2,2
B	B-502	DKM-20	91,5	6,65	-1,10	91,2	0,3
B	B-599	DKM-19	91,5	6,65	-1,10	87,9	3,6
B	B-683	DKM-18	91,1	6,65	-1,10	88,3	2,8
B	B-766	DKM-17	91,1	6,65	-1,10	89,8	1,3
C	C-315	DKM-16	94,6	6,65	-1,10	84,5	10,1
C	C-412	DKM-15	96,7	6,65	-1,10	87,4	9,3
C	C-501	DKM-14	91,8	6,65	-1,10	88,3	3,5
C	C-615	DKM-13	93,8	6,65	-1,10	87,9	5,9
C	C-728	DKM-12	95,7	6,65	-1,10	87,9	7,8
C	C-827	DKM-11	90,7	6,65	-0,80	79,1	11,6
C	C-948	DKM-10	105,2	6,65	-0,80	78,6	26,6

### 5.3.5 Verwachte ontwikkelingen op gebied van zandmeevoerende wellen

In het kader van het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) wordt gewerkt aan een aanpassing van de rekenregels ten aanzien van zandmeevoerende wellen. Dit zal mogelijk voor het eerst zijn beslag krijgen in VTV2011 waarmee de eerstvolgende toetsing zal moeten worden uitgevoerd. Op dit moment is het nog onduidelijk welke consequenties de nieuwe regels precies zullen hebben. Wel lijkt het erop dat de regels gemiddeld genomen strenger zullen worden dan de Sellmeijer formule zoals beschreven in [TRZW].

## 5.4 Buitenwaartse macrostabiliteit

In Tabel 5.5 staat aangegeven welke delen van de waterkering zijn gecontroleerd ten aanzien van het faalmechanisme buitenwaartse macrostabiliteit. Voor de waterkeringen die niet gecontroleerd hoeven te worden, is aangegeven waarom.

In onderstaande paragrafen is per waterkering een nadere toelichting gegeven op de rekenresultaten en specifieke uitgangspunten.

**Tabel 5.5: Te controleren onderdelen ten aanzien van buitenwaartse macrostabiliteit**

Waterkering	Beschouwen buitenwaartse macrostabiliteit	Argument / opmerking
A – zijde Westerschelde	nee	Het buitentalud blijft ongewijzigd. De binnendijkse aanpassingen worden dusdanig uitgevoerd dat de belasting ten aanzien van de buitenwaartse macrostabiliteit niet verslechterd ten opzichte van de bestaande situatie.
A – zijde natuurgebied	ja	-
B	ja	-
C	ja	-
D	ja	Bijzonderheid: de belasting op de waterkering zal omkeren t.o.v. de bestaande situatie.
E	ja	-
F – zijde veerhaven	nee	Het buitentalud blijft ongewijzigd. De binnendijkse aanpassingen worden dusdanig uitgevoerd dat de belasting ten aanzien van de buitenwaartse macrostabiliteit niet verslechterd ten opzichte van de bestaande situatie.
F – zijde natuurgebied	ja	-
G	nee	De aanpassing van de bekleding heeft geen invloed op de buitenwaartse macrostabiliteit.

### 5.4.1 Waterkering A – zijde natuurgebied

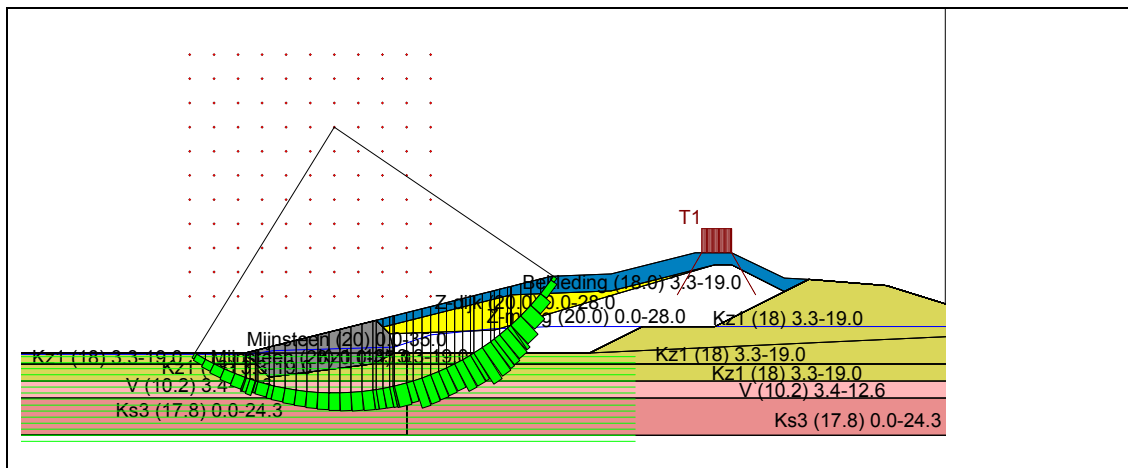
De aanpassingen aan waterkering A bevinden zich aan de huidige binnendijkse zijde. De bestaande waterkering betreft een oude kleidijk, die reeds aan de binnendijkse zijde is verzaard met zand. De huidige buitenberm is de kruinhoogte van de oude kleidijk.

In de eindsituatie zal er tijdens hoogwater aan beide zijden van de waterkering water staan. De kern van de waterkering zal daardoor volledig volstromen. Doordat de zijde van de Westerschelde bestaat uit een kleidijk, is de doorlatendheid richting het natuurgebied veel groter dan richting de Westerschelde. Om te voorkomen dat de bekleding bij een plotselinge val van hoogwater wordt afgedrukt, wordt geadviseerd een drainage voorziening aan te leggen bij de teen aan de zijde van het natuurgebied. Bij de berekeningen is ervan uitgegaan dat de freatische lijn in de kern van de dijk maximaal 1,5 m hoger staat dan de buitenwaterstand.

De waterkering wordt vermoedelijk opgeleverd voordat de ondergrond volledig is geconsolideerd. Bij de berekening van de consolidatiegraad is onderscheid gemaakt tussen de grond onder de ingegraven mijnsteen en de grond onder de dijk. De reden hiervoor is dat onder de mijnsteen de deklaag aanzienlijk dunner is en de maatgevende veenlaag hier dichter aan het oppervlak komt. Het aanhouden van de gemiddelde consolidatiegraad leidt tot een onnodig conservatief ontwerp.

Tabel 5.6: Overzicht uitgevoerde berekening buitenwaartse macrostabiliteit A1-A1

Profiel	CPT / hm	Buiten-waterstand	verval bekleding	FS (eis)	FS	Bestandsnaam
		[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	
A1-A1	B49C0481	0,2	1,50	1,17	1,24	9T9564_A1_STBU_20110201



Figuur 5.1: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede A1-A1, FS = 1,24

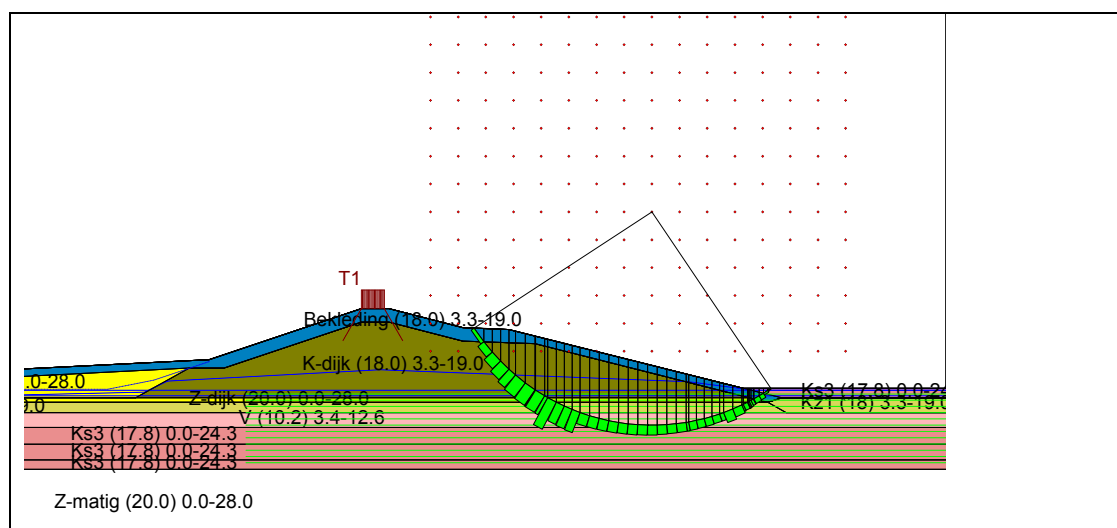
### 5.4.2 Waterkering B

Waterkering B is opgebouwd uit een kern van klei met een erosiebestendige kleibekleding. De val na hoogwater treedt snel op. Onder de waterkering bevindt zich een dunne drainerende zandlaag die is aangebracht om de consolidatie tijdens ophoging te versnellen. De zandlaag staat in verbinding met de binnenberm. De stijghoogte in deze zandlaag is aangehouden op NAP +0,8 m.

De hoogte van het voorland bedraagt thans NAP +0,6 m. De berekeningen wijzen uit dat dit voorland met 0,4 m moet worden opgehoogd tot NAP +1,0 m.

**Tabel 5.7: Overzicht uitgevoerde berekening buitenwaartse macrostabiliteit B1-B1**

Profiel	CPT / hm	FS (eis)	FS	Bestandsnaam
		[-]	[-]	
B2-B2	DKM-20	1,17	1,21	9T9564_B1_STBU_20110304



**Figuur 5.2: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede B2-B2, FS = 1,21**

### 5.4.3 Waterkering C

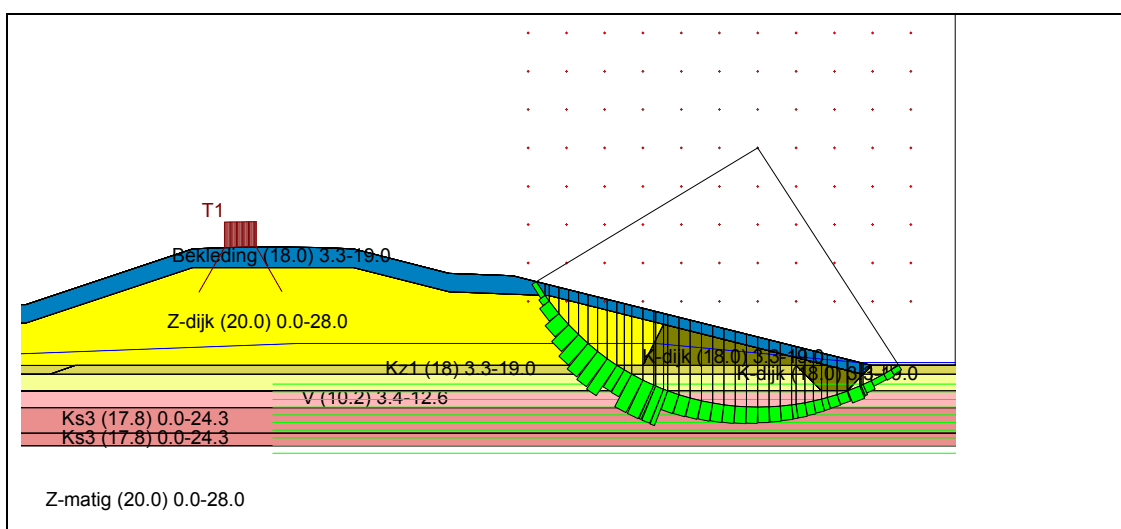
Waterkering C wordt gebouwd op de plaats van Rijksweg 60. In alle sonderingen wordt een aan de oppervlakte gelegen zandlaag aangetroffen. Deze dient bij de buitenteen afgesloten te worden om kwelproblemen te voorkomen. Tevens wordt het onderste deel van het buitentalud opgebouwd uit klei tot het niveau van gemiddeld hoogwater. Hierdoor zal er heel weinig water door de dijk sijpelen en het kwelbezwaar beperkt blijven. Bijkomend voordeel is dat er geen gevaar bestaat voor opdrukken en afschuiven van de buitenbekleding door een hoge freatische lijn in de dijk.

De ontwatering aan de binnenteen van de dijk is ontworpen zodat de freatische lijn in de kern van de dijk niet meer dan 1,5 m hoger staat dan de buitenwaterstand. Het ontwerp van de ontwateringvoorziening is gebaseerd op een instationaire PlaxFlow berekening.

Het doorlatendheidscontrast tussen de bekleding op het buitentalud en de kern van de dijk, en tussen de kern van de dijk en het zand in de binnenberm, is een factor 10.

Tabel 5.8: Overzicht uitgevoerde berekening buitenwaartse macrostabiliteit C2-C2

Profiel	CPT / hm	Buiten-waterstand	verval bekleding	FS (eis)	FS (bi)	Bestandsnaam
		[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	
C2-C2	DKM-15	0,2	1,50	1,17	1,22	9T9564_C2_STBU_20110406



Figuur 5.3: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede C2-C2, FS = 1,22

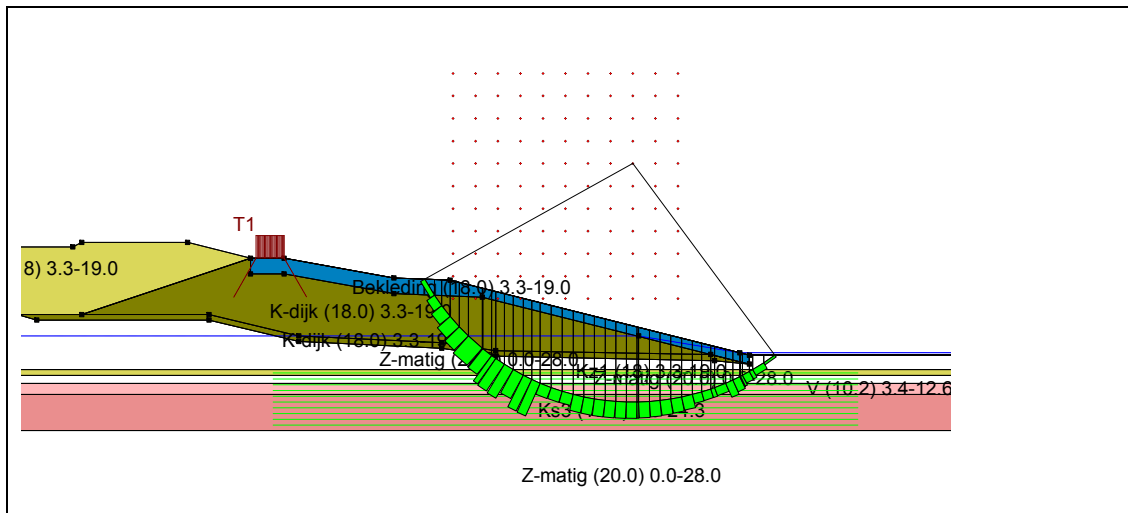
#### 5.4.4 Waterkering D

Waterkering D is, net als waterkering B, opgebouwd uit een kern van klei met een erosiebestendige kleibekleding. De val na hoogwater treedt snel op. Onder de waterkering bevindt zich een van nature aanwezige zandlaag wat gunstig werkt voor de consolidatietijd.

Bij de berekening is uitgegaan van 3 maanden bouwtijd gevolgd door 2 maanden rusttijd waarin de ondergrond kan consolideren en de waterkering kan worden afgewerkt zonder substantiële ophogingen. De effectieve consolidatietijd bedraagt 3 maanden.

Tabel 5.9: Overzicht uitgevoerde berekening buitenwaartse macrostabiliteit D1-D1

Profiel	CPT / hm	FS (eis)	FS	Bestandsnaam
		[-]	[-]	
D1-D1	DKM-8A	1,17	1,21	9T9564_D1_STBU_20110301



**Figuur 5.4: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede D1-D1, FS = 1,21**

#### 5.4.5 Waterkering E

Voor waterkering E is uitgegaan van het profiel tot en met de gepenetreerde breuksteen. Onder maatgevende omstandigheden moet ervan uitgegaan worden dat de bovenliggende grond, conform plan Bureau Lubbers, volledig weggeslagen is.

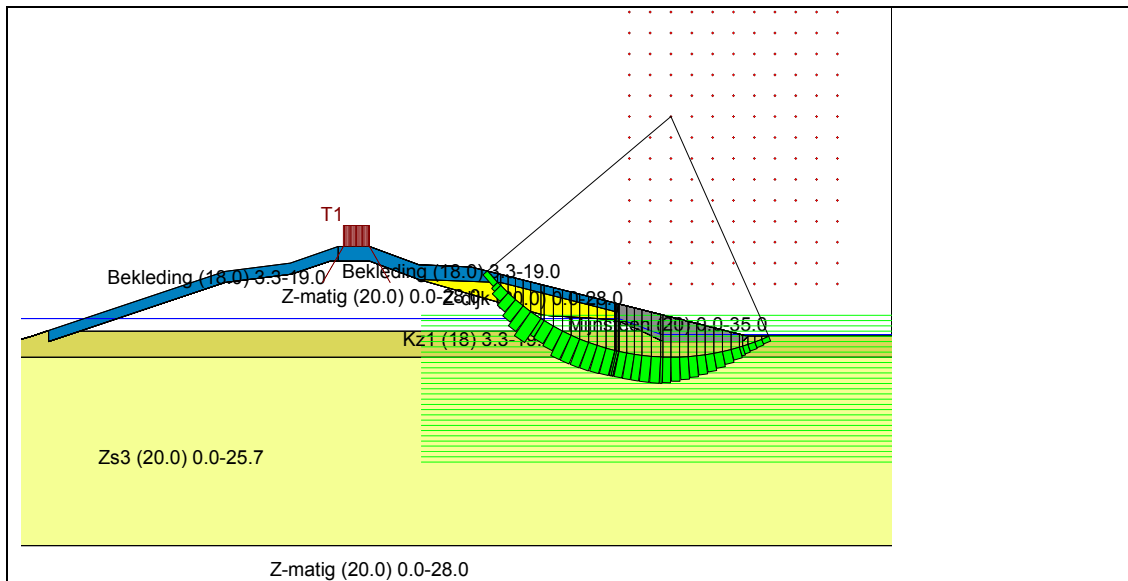
In de berekening is uitgegaan van een verval over de breuksteen van 1,5 m. De gepenetreerde breuksteen is ondoorlatend. De kern van de waterkering loopt daardoor niet snel op bij hoogwater maar neemt ook niet af bij een val van hoogwater. Het water zal naar de binnenzijde moeten kunnen afstromen. Om dit te waarborgen mogen er op het Hart geen waterremmende objecten, zoals parkeerkelders of keerwanden, worden aangelegd onder NAP +4 m.

**Tabel 5.10: Overzicht uitgevoerde berekening buitenwaartse macrostabiliteit E1-E1**

Profiel	CPT / hm	verval bekleding [m]	FS (eis) [-]	FS (bi) [-]	Bestandsnaam
E1-E1	DKM-04	1,50	1,17	1,33	9T9564_E1_STBU_20110307







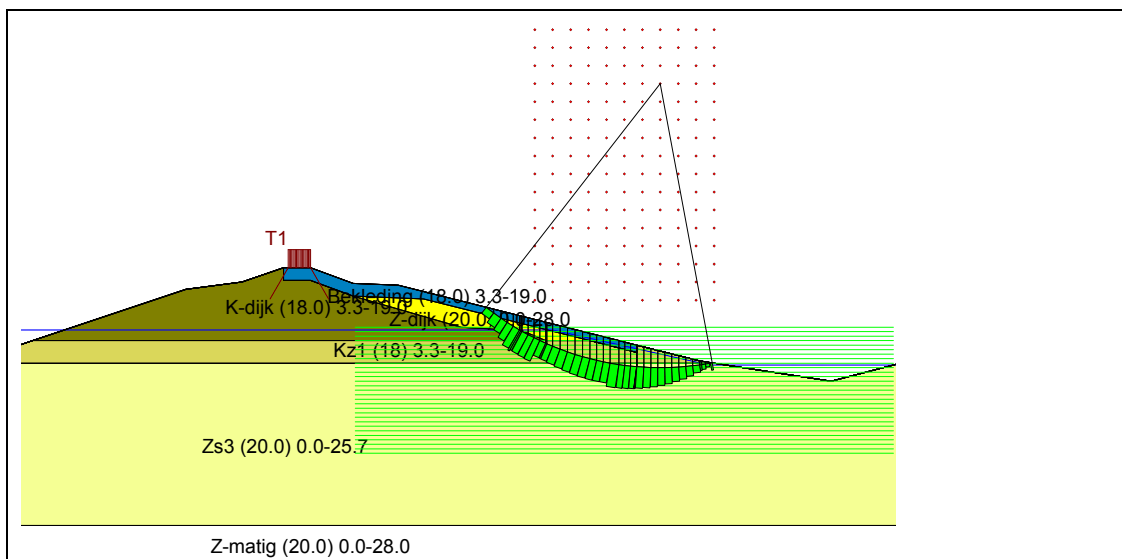
**Figuur 5.6: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede F1-F1, FS = 1,53**

De grondopbouw in de som is gebaseerd op het digitale bestand “Grondmechanische Laagopbouw onder de waterkering linkeroever Westerschelde” opgesteld door TNO. Het digitale bestand is een interpolatie van DINO gegevens tot een diepte van 30 m die per hectometerpaal zijn vertaald naar een verticaal, zie Tabel 5.12.

**Tabel 5.12: Grondopbouw volgens TNO tot 30m (interpolatie op basis van DINO)**

hct dijkkring 32	bovenkant laag [m+NAP]	Code	Geo klasse	Grondsoort
20200	0,00	III	Duinkerke-d	sterk zandige klei tot kleilig zand
20200	-2,60	XIV	Duinkerke-ab	zand, schoon, los/matig
20200	-20,10	XV	Pleistoceen-ab	zand, matig/vast
20300	0,00	III	Duinkerke-d	sterk zandige klei tot kleilig zand
20300	-0,94	XIV	Duinkerke-ab	zand, schoon, los/matig
20300	-19,08	XV	Pleistoceen-ab	zand, matig/vast
20400	0,00	XIV	Duinkerke-ab	zand, schoon, los/matig
20400	-17,44	XV	Pleistoceen-ab	zand, matig/vast
20500	0,00	XIV	Duinkerke-ab	zand, schoon, los/matig
20500	-14,97	XV	Pleistoceen-ab	zand, matig/vast

Rond de breskoppen kan in de loop van de jaren mogelijk erosie optreden. Er is vanuit gegaan dat de erosie de volledige laag met breuksteen blootlegt. De freatische lijn in de waterkering is aangehouden op hetzelfde niveau als bij dwarsprofiel F1-F1 op NAP +1,7 m. De buitenwaterstand is aangehouden op NAP -2,2 m (GLW). Ook met deze veilige schematisering van de waterspanningen voldoet het profiel aan de vereiste stabiliteit.



Figuur 5.7: Maatgevend glijvlak (STBU) voor doorsnede F2-F2, FS = 1,19

## 5.5 Binnenwaartse macrostabiliteit

### 5.5.1 Algemeen

In Tabel 5.13 staat aangegeven welke delen van de waterkering zijn gecontroleerd ten aanzien van het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit. Voor de waterkeringen die niet gecontroleerd hoeven te worden, is aangegeven waarom.

In onderstaande paragrafen is per waterkering een nadere toelichting gegeven op de rekenresultaten en specifieke uitgangspunten.

Tabel 5.13: Te controleren onderdelen ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit

Waterkering	Beschouwen binnenwaartse macrostabiliteit	Argument / opmerking
A	nee	De maatgevende binnenwaartse belasting op de bestaande dijk neemt af als gevolg van doorsteken waterkering A. De maatgevende belasting in de eindsituatie is bij laagwater en wordt behandeld in paragraaf 5.4.
B	ja	-
C	ja	-
D	ja	Bijzonderheid: de belasting op de waterkering zal omkeren t.o.v. de bestaande situatie.
E	ja	-
F	nee	De maatgevende binnenwaartse belasting op de bestaande dijk neemt af als gevolg van doorsteken waterkering A. De maatgevende belasting in de eindsituatie is bij laagwater en wordt behandeld in paragraaf 5.4.
G	nee	De aanpassingen betreffen alleen het buitentalud en hebben geen invloed op de sterkte en belasting ten aanzien van binnendijkse macrostabiliteit.

## 5.5.2 Waterkering B

Bij de berekening is uitgegaan van 9 maanden bouwtijd gevolgd door 18 maanden rusttijd waarin de ondergrond kan consolideren en de waterkering kan worden afgewerkt zonder substantiële ophogingen. De effectieve consolidatietijd bedraagt 21 maanden.

Er zijn berekeningen uitgevoerd op 3 dwarsprofielen. Een overzicht van de resultaten staat weergegeven in Tabel 5.14.

**Tabel 5.14: Overzicht uitgevoerde berekening binnenwaartse macrostabiliteit waterkering B**

Profiel	CPT / hm	polderpeil	berm breedte	FS (eis)	FS (bi)	FS *) (Van)	Bestandsnaam
		[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[-]	
B1-B1**)	DKM-23A	-0,80	31	1,23	1,56	1,28	9T9564_B1_20110303_B=30m
B1-B1	DKM-23A	-0,80	26	1,30	1,34	1,36	9T9564_B1_20110302_d=6m met VL
B2-B2	DKM-19A	-0,80	20	1,23	1,42	1,26	9T9564_B2_20110131

\*) Waarde van de stabiliteit tussen haakjes in MStab, deze waarde is gereduceerd met een modelfactor 1,05  
 \*\*) Extra profiel. Profiel staat niet op tekening. Alleen de binnenberm wijkt af van profiel B1-B1.

### Profiel B1 extra profiel

De schematiseringsfactor voor profiel B1a is bepaald op 1,1 (Tabel 3.2). De toetsnorm voor de stabiliteit bedraagt daarmee 1,23 op basis van rekenwaarden voor de sterkte. Het glijvlak is niet-cirkelvormig en de opdrukveiligheid is lager dan 1,2. Derhalve is gerekend met het model Uplift Van waarbij rekening is gehouden met een modelfactor van 1,05.

Doordat dit profiel zijwaarts aansluit op waterkering A loopt de grondwaterstroming hier voornamelijk in lengterichting van waterkering B. De stijghoogte in het watervoerend pakket is berekend over een lijn in lengterichting van waterkering B (Westerschelde naar Noorddijkpolder).

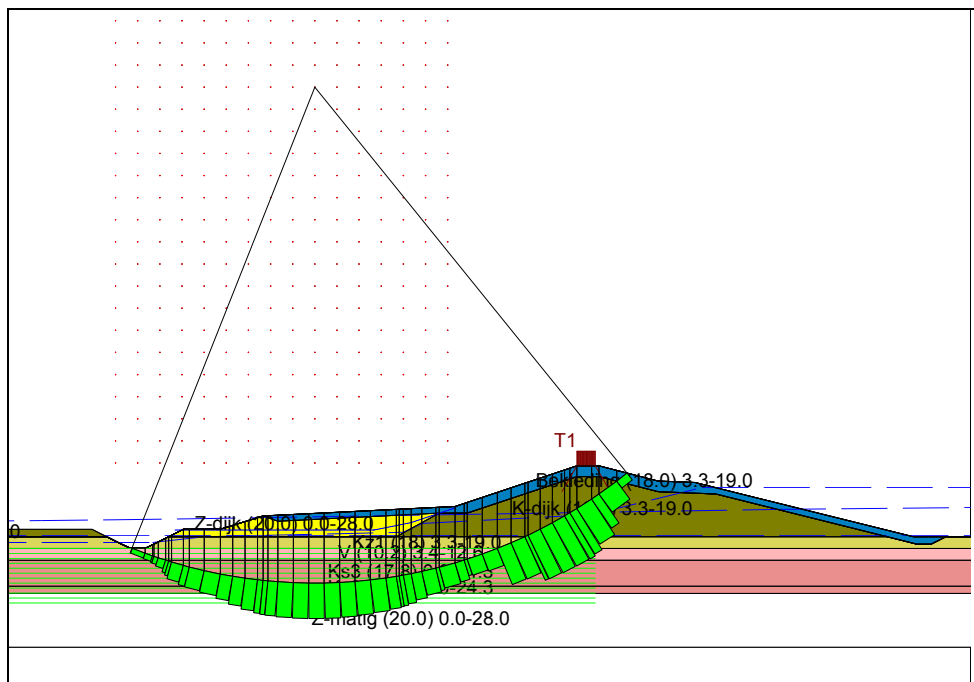
Bij het toepassen van een 31 m brede binnenberm die verloopt van NAP +4,6 m aan het binnentalud tot NAP +3,3 m aan het eind van de berm, wordt voldaan aan de stabiliteitseis. Hierbij is uitgegaan van een consolidatiegraad van 40% in het midden van de deklaag en 80% aan de onder- en bovenkant van de deklaag. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.8.

### Profiel B1

De schematiseringsfactor voor profiel B1 is bepaald op 1,16 (Tabel 3.2). De toetsnorm voor de stabiliteit bedraagt daarmee 1,30 op basis van rekenwaarden voor de sterkte. Het maatgevende glijvlak is cirkelvormig ondanks de lage opdrukveiligheid. Het glijvlak gaat door de laag met de laagste consolidatiegraad.

De consolidatiegraad in het midden van de deklaag bedraagt 40%. Aan de onder- en bovenkant van de deklaag bedraagt de consolidatiegraad 80%. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.8.

Bij het toepassen van een 26 m brede binnenberm die verloopt van NAP +4,1 m aan het binnentalud tot NAP +2,8 m aan het eind van de berm, wordt voldaan aan de stabiliteitseis.



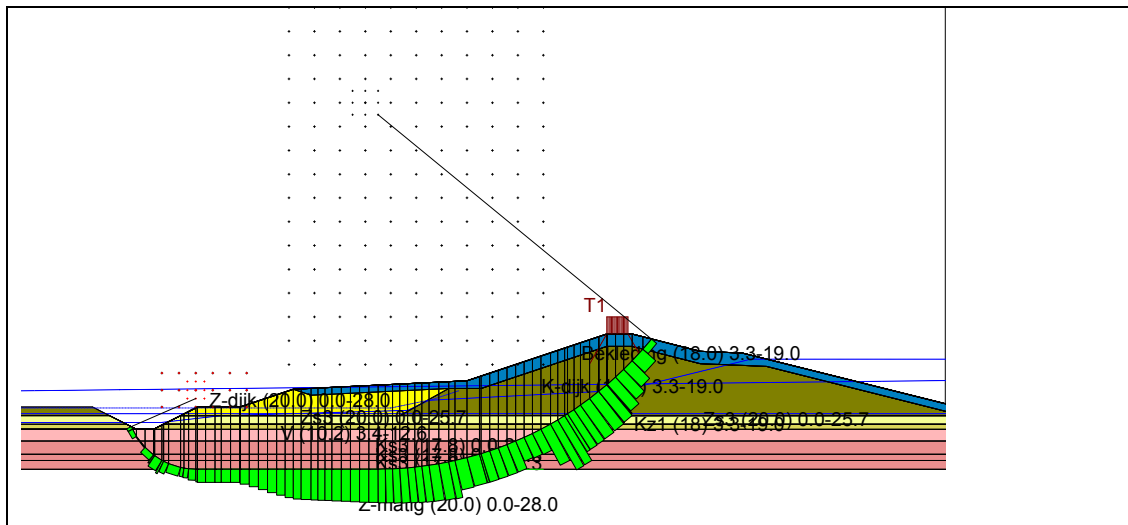
Figuur 5.8: Maatgevend glijvlak (STBI) voor doorsnede B1-B1, FS = 1,34

### Profiel B2

De schematiseringsfactor is voor profiel B2 bepaald op 1,1 (Tabel 3.2). De toetsnorm voor de stabiliteit bedraagt daarmee 1,23 op basis van rekenwaarden voor de sterkte. Het glijvlak is niet-cirkelvormig en de opdrukveiligheid is lager dan 1,2. Derhalve is gerekend met het model Uplift Van waarbij rekening is gehouden met een modelfactor van 1,05.

In het westelijk deel van waterkering B is de deklaag minder dik en wordt bovendien een aan de oppervlakte gelegen zandlaag aangetroffen. Mogelijk is deze onderdeel van de midden 17<sup>e</sup> eeuwse doorbraakgeul (zie paragraaf 3.8). Doordat de deklaag minder dik is zal de ondergrond sneller consolideren en is een iets minder brede binnenberm nodig.

Bij het toepassen van een 20 m brede binnenberm die verloopt van NAP +4,1 m aan het binnentalud tot NAP +3,1 m aan het eind van de berm, wordt voldaan aan de stabiliteitseis. Hierbij is uitgegaan van een consolidatiegraad van 60% in het midden van de deklaag en 85% aan de onder- en bovenkant van de deklaag. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.9.



**Figuur 5.9: Maatgevend glijvlak (STBI) voor doorsnede B2-B2, FS = 1,26**

### 5.5.3 Waterkering C

Bij de berekening is uitgegaan van 9 maanden bouwtijd gevolgd door 18 maanden rusttijd waarin de ondergrond kan consolideren en de waterkering kan worden afgewerkt zonder substantiële ophogingen. De effectieve consolidatietijd bedraagt 21 maanden.

Er zijn berekeningen uitgevoerd op 3 dwarsprofielen. Een overzicht van de resultaten staat weergegeven in Tabel 5.15.

**Tabel 5.15: Overzicht uitgevoerde berekening binnenwaartse macrostabiliteit waterkering C**

Profiel	CPT / hm	polderpeil	berm breedte	FS (eis)	FS (bi)	FS *)	Bestandsnaam
		[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[-]	
C2-C2**)	DKM-15	-0,80	10	1,23	1,45	1,28	9T9564_C2_20110304_Sc-3 fietspad
C2-C2	DKM-15	-0,80	14	1,23	1,51	1,26	9T9564_C2_20110224_Sc-3
C3-C3***)	DKM-11	-0,80	n.v.t.	1,23	>1,3 (zone 1) 1,21 (zone 2) 1,21 (zone 3)		9T9564_C3_20110304

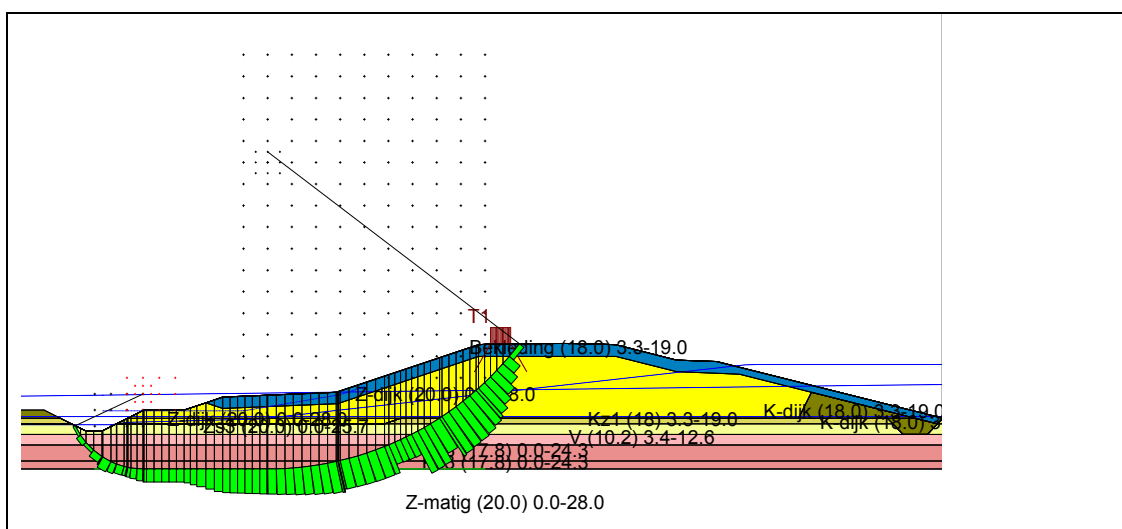
\*) Waarde van de stabiliteit tussen haakjes in MStab, deze waarde is gereduceerd met een modelfactor 1,05  
 \*\*) Extra profiel. Profiel staat niet op tekening. Alleen de binnenberm wijkt af van profiel C2-C2.  
 \*\*\*) De berekening is uitgevoerd met het theoretisch profiel.

#### Profiel C2

De schematiseringsfactor is bepaald op 1,1 (Tabel 3.2). De toetsnorm voor de stabiliteit bedraagt daarmee 1,23 op basis van rekenwaarden voor de sterkte.

Het glijvlak is niet-cirkelvormig en de opdrukveiligheid is lager dan 1,2. Derhalve is gerekend met het model Uplift Van waarbij rekening is gehouden met een modelfactor van 1,05.

Bij het toepassen van een 14 m brede binnenberm die verloopt van NAP +3,2 m aan het binnentalud tot NAP +2,6 m aan het eind van de berm, wordt voldaan aan de stabiliteitseis. Hierbij is uitgegaan van een consolidatiegraad van 70% in het midden van de deklaag en 90% aan de onder- en bovenkant van de deklaag. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.10.



**Figuur 5.10: Maatgevend glijvlak (STBI) voor doorsnede C2-C2, FS = 1,33 (1,26)**

De verkeersbelasting is aangebracht op het fietspad aan de binnenkruin. Het fietspad verloopt in zuidelijke richting (vanaf de Kalverdijk tot aan de aansluiting bij de Mariadijk) van de kruin naar de teen van de dijk. Bij de maatgevende berekening (C2-C2) is het fietspad veiligheidshalve aangehouden op kruinhoogte. Naarmate het fietspad lager komt te liggen neemt de binnenwaartse macrostabiliteit toe. De meest gunstige ligging van het fietspad is gelijk aan de bovenkant van de berm.

#### Profiel C2 extra profiel

Het extra profiel dat is doorgerekend, gaat uit van een fietspad op NAP +6,0 m en van een fietspad gelijk aan bermhoogte (NAP +3,2 m). Het blijkt dat de bermbreedte met een fietspad onder NAP +6,0 m minimaal 10 m dient te bedragen.

Over een lengte van circa 120 m voldoet de waterkering niet aan de stabiliteitseisen en wordt voorgesteld om de stabiliteit te verhogen door het aanbrengen van een bijzonder waterkerende constructie, zie hoofdstuk 7.

#### Profiel C3

Ten noorden van de Kalverdijk ligt de dijk op de hoog gelegen toerit naar het veerplein. De benodigde ophoging is derhalve gering. Het binnentalud wordt aangesloten op bestaand maaiveld. Indien gewenst, mag de binnendijkse zijde deels afgegraven worden voor de waterpartij. Afgraven is toegestaan onder een taludhelling van 1V:3H waarbij de bovenkant van de taludhelling minimaal 15 m uit de binnenteen ligt. Onder NAP +2,0 m dient de taludhelling verflauwd te worden tot 1V:5H. De grens tot waar ontgraven mag worden (theoretisch profiel) staat in tekening 2332-501 aangegeven.

#### 5.5.4 Waterkering D

Bij de berekening is uitgegaan van 3 maanden bouwtijd gevolgd door 2 maanden rusttijd waarin de ondergrond kan consolideren en de waterkering kan worden afgewerkt zonder substantiële ophogingen. De effectieve consolidatietijd bedraagt 3 maanden.

**Tabel 5.16: Overzicht uitgevoerde berekening binnenwaartse macrostabiliteit waterkering D**

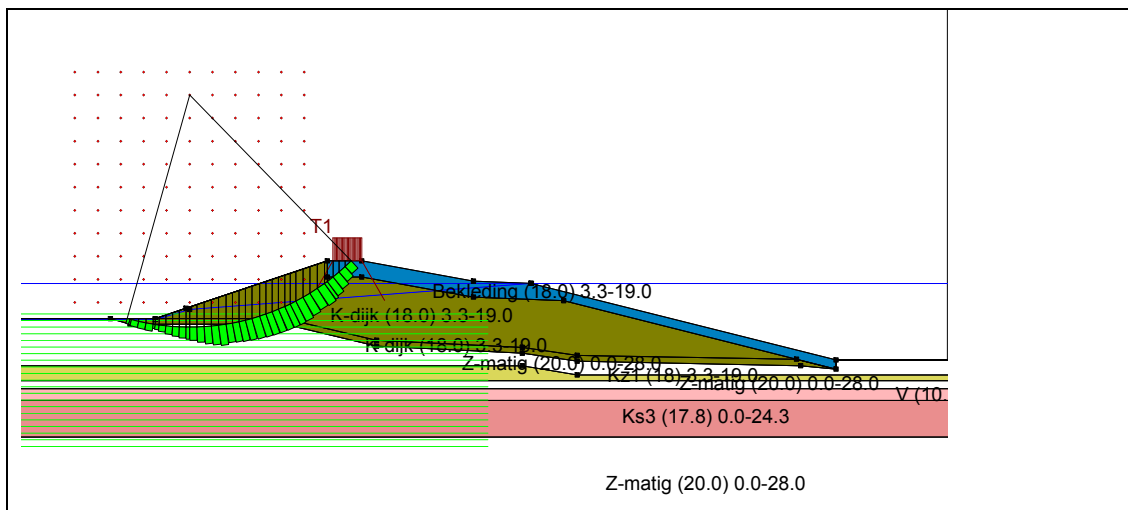
Profiel	CPT / hm	berm breedte	FS (eis)	FS (bi)	FS *) (Van)	Bestandsnaam
		[m]	[-]	[-]	[-]	
D1-D1	DKM-08A	0	1,23	1,31		9T9564_D1_20110301

\*) Waarde van de stabiliteit tussen haakjes in MStab, deze waarde is gereduceerd met een modelfactor 1,05

Deze waterkering heeft een relatief hoog achterland en een theoretisch of tijdelijk binnentalud. Na ophoging van 't Hart van Perkpolder zal er helemaal geen binnentalud meer zijn, maar hoog achterland boven toetspeil over een afstand van minimaal 100 m.

Er is volledig stationair gerekend met een hoge ligging van de freatische lijn en een stijghoogte in vwp-1a gelijk aan de buitenwaterstand. Tevens is gerekend met een zeer lage consolidatiegraad van 34%. Er is geen ongunstigere schematisering van de waterspanning mogelijk. Derhalve wordt de minimale schematiseringsfactor toegepast van 1,10. De stabiliteitseis op basis van rekenwaarden voor de sterkte bedraagt 1,23.

Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.11.



**Figuur 5.11: Maatgevend glijvlak (STBI) voor doorsnede D1-D1, FS = 1,31**



### 5.5.5 Waterkering E

Tabel 5.17: Overzicht uitgevoerde berekening binnenwaartse macrostabiliteit waterkering E

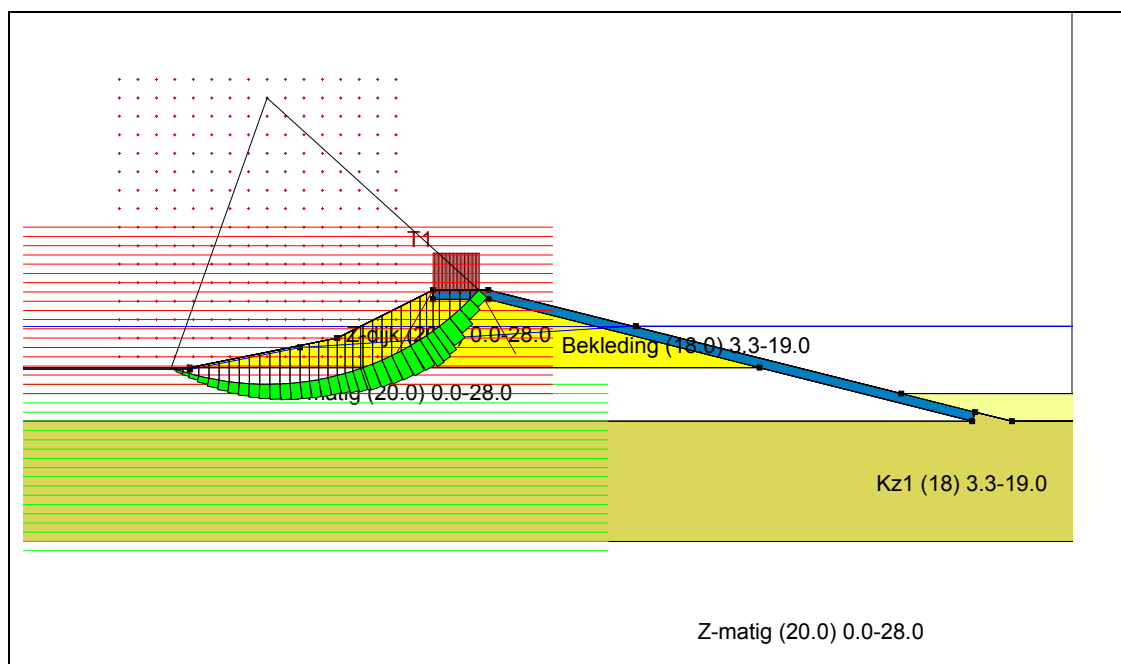
Profiel	CPT / hm	berm breedte	FS (eis)	FS (bi)	FS *) (Van)	Bestandsnaam
		[m]	[-]	[-]	[-]	
E1-E1	DKM-04	0	1,23	1,27		9T9564_csev90_E1_20110119

\*) Waarde van de stabiliteit tussen haakjes in MStab, deze waarde is gereduceerd met een modelfactor 1,05

Deze waterkering heeft een relatief hoog achterland en een theoretisch of tijdelijk binnentalud. Na ophoging van 't Hart van Perkpolder zal er helemaal geen binnentalud meer zijn, maar hoog achterland boven toetspeil over een afstand van minimaal 100 m.

Er is volledig stationair gerekend met een hoge ligging van de freatische lijn en een lineair verloop naar de buitenwaterstand in wvp-1a. Tevens is gerekend met een zeer lage consolidatiegraad van 20%. Er is geen ongunstigere schematisering van de waterspanning mogelijk. Derhalve wordt de minimale schematiseringsfactor toegepast van 1,10. De stabiliteitseis op basis van rekenwaarden voor de sterkte bedraagt 1,23.

Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.12.



Figuur 5.12: Maatgevend glijvlak (STBI) voor doorsnede E1-E1, FS = 1,27

## 5.6 Microstabiliteit

Het ontwerp van de waterkering is gecontroleerd ten aanzien van het faalmechanisme microstabiliteit indien er gevaar bestaat voor het uitspoelen van zanddeeltjes. In Tabel 5.18 staat aangegeven welke delen van de waterkering zijn gecontroleerd.

**Tabel 5.18: Te controleren onderdelen ten aanzien van microstabiliteit**

Waterkering	Beschouwen microstabiliteit	Argument / opmerking
A	nee	Er staat geen waterstandsverschil over deze waterkering waardoor microstabiliteit geen gevaar vormt. De stabiliteit van de bekleding door korte golven is beschouwd in [3]. De veiligheid tegen opdrukken en afschuiven wordt gewaarborgd door de open teen constructie.
B	nee	De kern van de dijk wordt ontwaterd via een drainage aan de binnenteen.
C	nee	De kern van de dijk wordt ontwaterd via een drainage aan de binnenteen.
D	nee	De kern van de dijk bestaat volledig uit klei.
E	ja	-
F	nee	Er staat geen waterstandsverschil over deze waterkering waardoor microstabiliteit geen gevaar vormt. De stabiliteit van de bekleding door korte golven is beschouwd in [3]. De veiligheid tegen opdrukken en afschuiven wordt gewaarborgd door de open teen constructie.
G	nee	De aanpassingen betreffen alleen het buitentalud en hebben geen invloed op de sterkte en belasting ten aanzien van microstabiliteit. Gelet op de archieftekeningen is er bovendien een drainagevoorziening bij de binnenteen aanwezig.

### Waterkering E

Waterkering wordt opgebouwd uit zand en dient dus gecontroleerd te worden ten aanzien van microstabiliteit. Conform [TRWD] bijlage 1 geval 2A, wordt uitgegaan van een sijpeloppervlak gelijk aan  $\frac{1}{4}$  van het verval over de waterkering. In de berekeningen is uitgegaan van een binnendijks maaiveld gelijk aan bestaand maaiveld (NAP +4,4 m). Bij maatgevend hoogwater (NAP +6,65 m) is er dus 2,2 m verval over de waterkering. Het sijpeloppervlak ligt daarmee 0,55 m boven de binnenteen.

Voor het ontwerp wordt voorgesteld onder NAP +6 m uit te gaan van een taludhelling van 1V:5H. Indien wordt gekozen voor een talud van 1V:5H dan zal het profiel volgens de huidige toetsingsregels, ook bij het opdrukken en afschuiven van de bekleding, minimaal de score 'voldoende' krijgen.

Bij ophoging van het Hart kan de bekleding worden verwijderd en aangevuld worden met zand.

## 5.7 Stabiliteit voorland

De oever van de Westerschelde is het voorland van waterkering A. Dit voorland wordt alleen aangepast op de plaats van de bres (paragraaf 4.10). De bestaande waterkering wordt hier afgegraven. In het midden van de bres wordt een uitstroombegul gemaakt.

De diepte van deze ontgraving is niet dusdanig dat gevreesd moet worden voor de stabiliteit van het voorland. Wel is het aan te raden om aan de buitendijkse zijde van de bres enkele sonderingen uit te laten voeren om de gevoeligheid voor verweking na te gaan.

De veerhaven is het voorland van waterkering E, F en G. Dit voorland wordt niet aangepast en is derhalve niet gecontroleerd.

Het natuurgebied is het voorland van waterkering B, C, D en de binnenzijde van waterkering A. Dit voorland is niet gevoelig voor verweking. Het voorland bestaat namelijk uit een enkele meters dik klei- en veenpakket op een dikke laag zand. Uit de sonderingen blijkt dat het zand niet dermate los gepakt is dat verweking voor de hand ligt.

Het aan te brengen geulpatroon snijdt niet door het klei- en veenpakket heen. Grootschalige afschuivingen die de stabiliteit van het dijklichaam bedreigen zijn daarom niet te verwachten. Wel kan het geulpatroon in de loop van de tijd verschuiven als gevolg van de eb en vloed beweging en daarmee gepaard gaande erosie. De teen van de breskoppen en waterkering F worden daarom tot een diepte van NAP -5 m beschermd door breuksteen. Bij waterkering A, B, C en D wordt het geulpatroon op een afstand van 30 m gehouden uit de buitenteen van de waterkering.

## 5.8 Niet-waterkerende objecten

Op de nieuwe waterkeringen zullen enkele niet-waterkerende objecten worden aangebracht. Gedacht moet worden aan straatmeubilair en kabels.

In het dijkontwerp is geen rekening gehouden met niet-waterkerende objecten. Ten aanzien van niet-waterkerende objecten gelden derhalve de volgende eisen en uitgangspunten:

- Leidingen:
  - Behoudens enkele duikers in en tussen de watergangen evenwijdig aan waterkeringen B en C zijn er geen leidingen in of rond de waterkering voorzien;
  - Er mogen geen leidingen in de waterkering worden aangelegd, tenzij het dijkontwerp hierop wordt aangepast;
- Bebouwing:
  - Binnen de kernzone van de dijk is geen bebouwing voorzien;
  - Indien alsnog bebouwing binnen de kernzone wordt aangebracht dan dient het dijkontwerp hierop te worden aangepast;
  - Op het Hart van Perkpolder mogen onder NAP +4 m geen waterremmende objecten worden aangelegd, zoals parkeerkelders of keerwanden;
- Begroeiing:
  - Bij waterkering D en E mag er begroeiing worden aangebracht buiten het theoretisch profiel, mits de begroeiing bij omwaaien geen schade kan veroorzaken aan het theoretische profiel;
  - Binnen de kernzone van de andere dijktrajecten dijk mag geen begroeiing worden aangebracht;

- Overige objecten:
  - Straatmeubilair dient aan de binnendijkse zijde of boven dijktafelhoogte te worden aangebracht;
  - De weg over waterkering C zal op natuurlijke wijze over het oppervlak dienen af te wateren;
  - Waterkering E is ontworpen op basis van een veiligheidsprofiel bij de gepenetreerde breuksteen. De objecten die op het buitentalud van waterkering E zijn voorzien worden geacht geen invloed te hebben op de veiligheid van de waterkering.

## 6 AANSLUITING OP BESTAANDE WATERKERING

### 6.1 Algemeen

Uitvoering van werkzaamheden aan een primaire waterkering, zeker in tijgebied, is onderhevig aan eisen die voortvloeien uit de Keur van het waterschap. De nieuw aan te leggen waterkeringen zullen voor het grootste deel buiten de Keurzone worden aangelegd en zijn derhalve niet vergunningplichtig. Wel zullen de nieuwe waterkeringen aan moeten sluiten op de bestaande waterkering om de dijkkring te sluiten. Deze aansluiting verdient speciale aandacht ten aanzien van beheer, uitvoering en techniek.

In onderstaande paragrafen worden enkele aandachtspunten genoemd bij de bouwvolgorde en aansluiting op de bestaande waterkering, uitgangspunten die bij dit ontwerp zijn gehanteerd en eisen die gesteld zouden moeten worden aan de bouwvolgorde en aansluiting in de volgende ontwerpfase.

### 6.2 Bouwvolgorde en bouwtijd

Afhankelijk van de bouwvolgorde zijn er meer of minder aansluitingen op de bestaande waterkering. In elk geval zal er een aansluiting zijn van:

- Waterkering B op de bestaande waterkering A;
- Waterkering E op de bestaande waterkering F en G.

In dit ontwerp is ervan uitgegaan dat waterkering E als eerste wordt aangelegd. Als waterkering E voltooid is, kan de waterkering administratief worden verlegd. De huidige waterkering rond het veerhaventerrein verliest dan de status van primaire waterkering. Dit vergemakkelijkt de aanpassingen aan waterkering D.

Om uitvoerteknische redenen kan ervoor gekozen worden waterkering E als laatste aan te leggen. In dat geval kan het veerplein als werkterrein worden gebruikt. Wel zal in dat geval rekening gehouden moeten worden met de aansluiting van waterkering C op waterkering D.

De aansluiting van waterkering E op waterkering G dient te geschieden volgens dezelfde voorwaarden als het aanpassen van de bekleding van waterkering G. Om de aansluiting te realiseren dient immers de bekleding van waterkering G te worden verwijderd. Waterkering E heeft op het moment van aansluiten nog geen status als primaire waterkering.

De aansluiting van waterkering B op waterkering A kan volledig binnendijs plaatsvinden en dient uitgevoerd te worden vóór het maken van de bres in waterkering A.

De Kalverdijk heeft op dit moment de status van secundaire waterkering en kan niet zondermeer worden afgegraven. Bij het ophogen van waterkering C en het aanpassen van waterkering A dient de Kalverdijk geheel of gedeeltelijk te worden verwijderd. In dit ontwerp is er vooralsnog van uitgegaan dat de Kalverdijk bij de aansluitingen kan worden afgegraven zolang de primaire waterkering gesloten blijft. Ten behoeve van de vraagspecificatie dient nagegaan te worden welke eisen de Keur zal stellen aan de wijze waarop en in welke fase van het project de Kalverdijk wordt verwijderd.

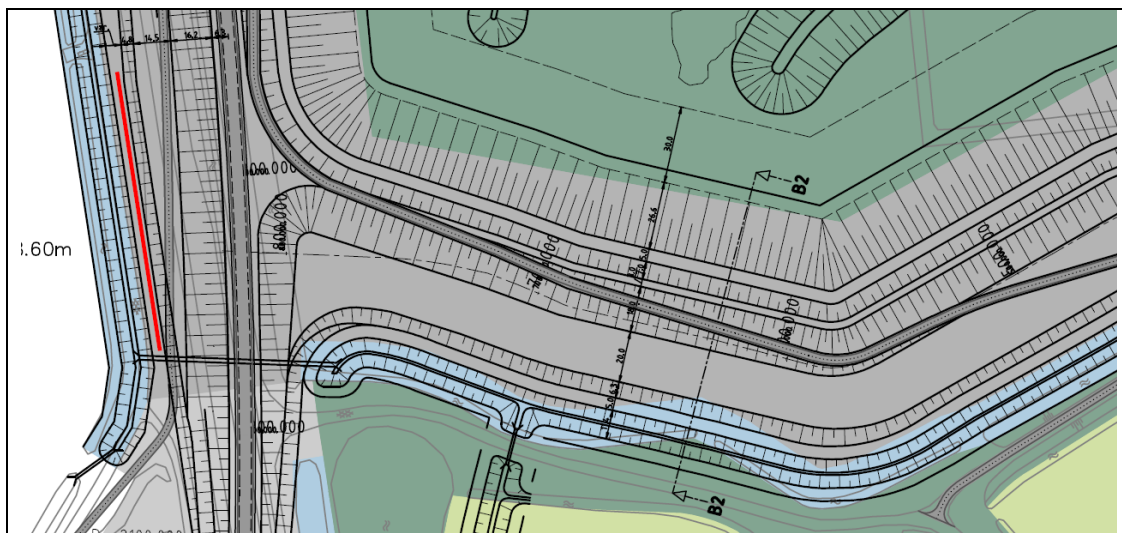
### 6.3 Eisen aan aansluiting op bestaande waterkering

De aansluiting op de bestaande waterkering dient minimaal te voldoen aan onderstaande eisen. De eisen zullen overgenomen moeten worden in de vraagspecificatie.

- Aansluitingen op de bestaande waterkering die een negatieve invloed hebben op het waterkerend vermogen, mogen alleen worden uitgevoerd in het open seizoen van 1 april en 1 oktober, conform eis 106 [2];
- De bres in waterkering A mag, gezien bovenstaande eis, alleen in het open seizoen worden gerealiseerd;
- Tot het moment dat waterkering E aan de wettelijke veiligheidseisen voldoet, dient het waterkerend vermogen van waterkering D onaangetast te blijven;
- Het verwijderen van waterkeringvreemde elementen ten behoeve van de aanleg van waterkering E, mogen alleen in het open seizoen leiden tot een afname van het waterkerend vermogen van bestaande waterkering;
- Waterkeringen B, C en D dienen vanaf 1 oktober na doorsteken van waterkering A, volledig te voldoen aan de wettelijke veiligheidseisen;
- Waterkeringen B, C en D dienen tussen het doorsteken van waterkering A en de eerstvolgende 1 oktober te voldoen aan een door Waterschap Schelstromen, in de vraagspecificatie, nader te specificeren veiligheidsniveau.

## 7 BIJZONDER WATERKERENDE CONSTRUCTIE

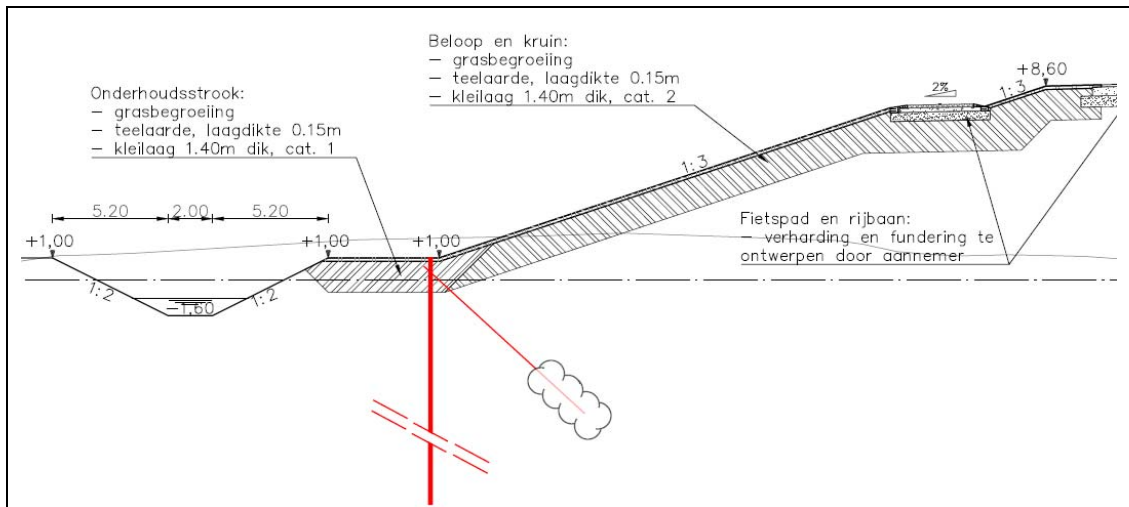
Bij de zuidelijke aansluiting van waterkering C op de provinciale weg N689 is er onvoldoende ruimte voor een volledige grondconstructie. Om de waterkering binnen de bestemmingplan grenzen aan te kunnen leggen dient de dijk tussen C-130 en C-250 versterkt te worden met een bijzonder waterkerende constructie (BWC), zie Figuur 7.1.



Figuur 7.1: Locatie verankerde damwand (rode lijn) bij de zuidelijke aansluiting van waterkering C op de provinciale weg N689.

De damwand dient enkele meters in de diepe zandlaag ingebracht te worden voor voldoende inklemming en aan de bovenzijde te worden verankerd. De dimensies van de damwand zijn niet berekend. Uitgegaan wordt van een AZ26-S270 met een inheidiepte van NAP -10 m. Een principeschets van de oplossing is weergegeven in Figuur 7.2. Door de aannemer kan worden gekeken of de damwand ook als vrijstaande damwand (zonder anker) kan worden ontworpen. Ook kan de damwand mogelijk uit het ontwerp gehaald worden door een optimalisatie van het dwarsprofiel, zie paragraaf 9.3.4.

In overleg met het Waterschap en Rijkswaterstaat is besloten in de raming geen extra kosten op te nemen voor het aanbrengen van de Bijzonder Waterkerende Constructie.



**Figuur 7.2: Principeschets van verankerde damwand in binnenteen als bijzonder waterkerende constructie**



## 8 CONCLUSIES EN SAMENVATTING ONTWERP

### 8.1 Conclusies

Dit ontwerprapport bevat de geotechnische onderbouwing van de voorkeursvariant. Gedurende het ontwerpproces is geconcludeerd dat:

- De opbouw van de huidige waterkering onvoldoende bekend is;
- Het grondonderzoek een onvoldoende hoog detailniveau heeft om de volgende ontwerpfase mee te starten;
- Dit ontwerp is derhalve gebaseerd op veilige aannamen. Hierdoor wordt voorkomen dat het ontwerp later niet maakbaar blijkt te zijn als grondconstructie en met constructies versterkt moet worden.

### 8.2 Samenvatting ontwerp

Het ontwerp van de waterkering is per dijktraject samengevat in Tabel 8.1. In Tabel 8.2 staan de kenmerken van de dwarsprofielen in waterkering B en C in meer detail weergegeven.

**Tabel 8.1: Samenvatting per dijktraject van de functionele onderdelen van de waterkering**

Functioneel onderdeel waterkering	Eenheid	Waterkering / dijktraject					
		A	B	C	D	E	F
Kruinhoogte	[m]	huidig	8,60	8,60	8,60	8,60*	8,60
Kernmateriaal / aanvulmateriaal	[-]	zand	klei	zand	klei	zand	zand
Bekleding**	[-]	klei/steen	klei/steen	steen	steen	steen*	steen
Drainage buitenteen / open teen	[-]	ja	nee	nee	nee	nee	ja
Helling binnentalud	[1/n]	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
Kleikist / kwelremmende voorziening	[-]	nee	deels	ja	nee	nee	nee
Drainage binnenteen	[-]	nee	ja	ja	ja ***)	ja ***)	nee
Kwelsloot, zomerpeil	[m+NAP]	-	-0,80	-0,80	-	-	-
Kwelsloot, winterpeil	[m+NAP]	-	-1,10	-1,10	-	-	-

\*) Bij waterkering E is sprake van een veiligheidsprofiel en een landschappelijk profiel. De opgenomen informatie betreft het veiligheidsprofiel.  
 \*\*) De onderbouwing van de keuze voor gras- of steenbekleding staat in de MER  
 \*\*\*) Waterkering D en E wateren via de ophoging Hart van Perkpolder af

In waterkering B en D is de kern opgebouwd uit klei. De reden hiervoor is om zoveel mogelijk klei te (her)gebruiken dat vrijkomt uit het project. Indien de klei vervangen wordt door zand dan zal er bij waterkering D mogelijk een open teen constructie moeten worden aangebracht tot NAP +3,5 m. Bij waterkering B zal onder de binnenberm een zandcunet worden aangebracht voor ontwatering van de kern van de dijk.

In waterkering A en F dient een open teen te worden aangebracht ter voorkoming van afdrucken van de kleibekleding. Beide waterkeringen zullen in de eindsituatie dienst doen als dam. De huidige waterkeringen bestaan volledig (F) of deels (A) uit zand. Doordat het water aan beide kanten van de waterkering staat zal de kern van de waterkering snel vollopen met water. Bij een val van hoogwater dient het naijl effect zo klein mogelijk gehouden te worden.

Bij waterkering C en B (alleen westelijke 200 m) wordt een kleikist aangebracht tot net iets in het veen. Hiermee wordt de kwelstroom door de oppervlakkige zandlaag afgeremd. Bij waterkering C wordt daarnaast onder de bekleding op het buitentalud extra klei aangebracht tot NAP +3 m. Hierdoor wordt voorkomen dat er onder normale omstandigheden veel water door de dijk gaat stromen.

De binnenteeën van waterkering C wordt voorzien van een cunet waardoor het water uit de kern van de dijk kan uitstromen richting de kwelsloot. Waterkering B wordt voorzien van een binnenberm van zand zonder cunet. Doordat de binnenberm veel meer doorlatend is dan de kleikern zal de berm, samen met de kwelsloot, functioneren als teendrainage. Waterkering D en E wateren aan de binnenzijde af via de grond onder het veerplein. Het veerplein is opgehoogd met zand. Het water kan hierdoor eenvoudig afstromen. Wel is het van belang het veerplein vrij te houden van diepe waterremmende constructies zoals parkeerkelders.

De consolidatie verloopt het snelst bij waterkering C door de iets minder dikke deklaag en door de van nature aanwezige, oppervlakkige zandlaag. De consolidatiegraad is daardoor aanzienlijk hoger dan bij waterkering B.

Tussen C-130 en C-250 wordt waterkering C versterkt met een verankerde damwand in de binnenteeën wegens onvoldoende ruimte aan de binnendijkse zijde.

**Tabel 8.2: Samenvatting van de binnendijkse onderdelen van de dwarsprofielen in waterkering B en C**

Functioneel onderdeel waterkering	Eenheid	Dwarsprofiel					
		B1-B1	B1-B1*	B2-B2	C2-C2**	C2-C2	C3-C3
Locatie	[m]	B-170	B-200	B-670	B-500	B-700	B-880
Kruinhoogte	[m]	8,60	8,60	8,60	8,60	8,60	8,60
Kernmateriaal / aanvulmateriaal	[-]	klei	klei	klei	zand	zand	zand
Kleikist buitenteen/ kwelremmende voorziening	[-]	nee	nee	ja	ja	ja	nee
Helling binnentalud	[1/n]	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
Binnenberm, breedte	[m]	31	26	20	10	14	15 ***
Binnenberm, hoogte begin	[m+NAP]	4,6	4,1	4,1	3,2	3,2	4,6
Binnenberm, hoogte eind	[m+NAP]	3,3	2,6	3,1	2,6	2,6	4,6
Consolidatie (U) midden deklaag	[%]	40	40	60	70	70	70
Consolidatie (U) rand deklaag	[%]	80	80	85	90	90	90
Slootpeil, berekening	[m+NAP]	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80
*) Extra rekenprofiel met lagere stijghoogte in watervoerend pakket (wvp-1a)							
**) Extra rekenprofiel met fietspad op het niveau van de binnenberm							
***) Bermbreedte op NAP +4,6 m indien afgegraven wordt tot theoretisch profiel							

## 9 AANBEVELINGEN

### 9.1 Inleiding

De aanbevelingen in dit hoofdstuk hebben tot doel ervoor te zorgen dat:

- De belangrijkste aspecten van het dijkontwerp worden opgenomen in vraagspecificatie deel 1 en deel 2;
- Ontbrekende informatie wordt verzameld voordat het project wordt aanbesteed.

In paragraaf 9.2 worden eerst de witte vlekken in het huidige ontwerp toegelicht.

Veel ontwerp- en uitvoeringsrisico's hangen samen met deze witte vlekken.

De aanbevelingen voor de vraagspecificatie staan in paragraaf 9.3.

### 9.2 Witte vlekken en aanvullend grondonderzoek

Bij dit ontwerp is alle beschikbare informatie gebruikt. Op een aantal terreinen ontbreekt echter informatie voor het optimaliseren van het ontwerp. Geadviseerd wordt een aantal van deze witte vlekken in te vullen voordat het project wordt aanbesteed.

De witte vlekken betreffen:

- De dijkopbouw van waterkering A, D en F;
- De dijkopbouw van de waterkering ten westen van het veerplein;
- De schuifsterkte van het Hollandveen;
- De uniformiteit en heterogeniteit van de soms zandige, soms siltige kleilaag onder het Hollandveen, op het gebied van horizontale en verticale doorlatendheid en op het gebied van de schuifsterkte;
- De ligging van de boven het Hollandveen gelegen zandlaag bij B2-B2;
- Het verloop van de dikte van het Holocene pakket bij de aansluiting van waterkering B op waterkering A;
- De stijghoogte beweging in het eerste watervoerend pakket onder normale getij omstandigheden, ter plaatse van de diepe teensloten (waterkering B en C) en de invloed van instationaire grondwaterstroming op de stabiliteit. Dit kan deels uitgevoerd worden door analyse van peilbuismetingen Witteveen en Bos [Lit. 11];
- De gevoeligheid voor verweking van het zand ter plaatse van de bres;
- Het materiaal waarmee de kolk van de oude dijkdoorbraak tussen dp259 – dp260 is opgevuld.

## 9.3 Aanbevelingen

### 9.3.1 Grondonderzoek

Aanbevolen wordt om aanvullend grondonderzoek uit te laten voeren waarmee de witte vlekken kunnen worden ingevuld. Onderscheid wordt gemaakt tussen grondonderzoek ter verificatie van het ontwerp en grondonderzoek ter optimalisatie van het ontwerp.

De bres in de huidige primaire waterkering is niet geotechnisch gecontroleerd. Onderzocht moet worden of de voorgestelde geometrie stabiel is ten aanzien van bres- en verwekingsvloeiing. Met het op dit moment beschikbare grondonderzoek is een dergelijke analyse niet mogelijk.

De eerste fase van het onderzoek moet bestaan uit enkele sonderingen met gelijktijdige meting van de waterspanning (pakkingsdichtheid) en classificatie van het zand aan de hand van korrelverdelingen.

Voor een goede vergelijking van de inschrijvingen is het van belang dat de inschrijvers met een gelijkwaardig ontwerp inschrijven en dat de prijsverschillen tussen de ontwerpen minimaal zijn. Dit kan worden bereikt door het grondonderzoek vóór aanbesteding uit te laten voeren en bij de aanbesteding mee te leveren als aanvullende informatie.

### 9.3.2 Validatie en optimalisatie ontwerp

Geadviseerd wordt het dijkontwerp te valideren op basis van de resultaten van het grondonderzoek alvorens het project wordt aanbesteed. De validatie kan resulteren in de conclusie dat het referentieontwerp kan worden geoptimaliseerd. Geadviseerd wordt de berekeningen met de gewijzigde parameters nogmaals uit te voeren en op basis daarvan een inschatting te geven van de te verwachten optimalisatie in ruimte en geld. Hiermee kan een vergelijking worden gemaakt tussen de optimalisatie door wijziging parameters en de optimalisatie die de inschrijvers weten te realiseren.

### 9.3.3 Vraagspecificatie

De aannemer draagt de verantwoordelijkheid voor het ontwerp. Om ervoor te zorgen dat de aannemer tegemoet zal komen aan de eisen en wensen van het waterschap, wordt geadviseerd in de vraagspecificatie eisen te stellen aan:

- Monitorings- en verificatieprotocollen;
- Eisen toe te passen materialen;
- Verdichtingseisen;
- Eisen ten aanzien van optimalisatie ontwerp.

#### 9.3.4 Damwand ter versterking waterkering C

Over een afstand van 120 m dient een verankerde damwand te worden aangebracht ter versterking van waterkering C ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit. Het is niet gebruikelijk een BWC toe te passen in een nieuw te bouwen waterkering.

De reden dat de damwand nodig is, is het gevolg van de gekozen uitgangspunten. Aanbevolen wordt het dwarsprofiel te optimaliseren voordat het project wordt aanbesteed, met als doel de damwand uit het ontwerp te kunnen halen.

De doorsnede kan geoptimaliseerd worden door bijvoorbeeld:

- aanpassing waterspanningen door instationaire analyse grondwaterstroming op basis van peilbuis meetresultaten Witteveen + Bos [Lit. 11];
- extra grondaankoop (of grondruil) op de westelijk van waterkering C gelegen percelen;
- watergang aan binnenteen vervangen door duiker (lengte ca. 120 m);
- uitvoeren grondverbetering onder dijklichaam en/of binnenberm.

## 10 LITERATUUR

- [Lit. 1] NEN 6740, Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen, Delft, september 2006.
- [Lit. 2] ENW, Leidraad Rivieren, ISBN 978-90-369-1408-6, 's -Gravenhage, juli 2007.
- [Lit. 3] ENW, Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, ISBN 978-90-369-1411-6 's -Gravenhage, juli 2007.
- [Lit. 4] TAW, Leidraad Zee- en Meerdijken, Basisrapport, Delft, december 1999.
- [Lit. 5] TAW, Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, ISBN 90-369-3776-0, kernmerk P-DWW-2001-035, Delft, juni 2001.
- [Lit. 6] TAW, Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, ISBN 90-369-5565-3, kenmerk DWW-2004-057, Delft, september 2004.nen6740.
- [Lit. 7] TAW, Technisch Rapport Klei voor Dijken, Delft, mei 1996.
- [Lit. 8] TAW, Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen, Delft, maart 1999.
- [Lit. 9] Archeologische Werkgemeenschap voor Nederland Afdeling Zeeland, Bureau onderzoek naar de zeedijk en binnendijken van de Perkpolder vallende binnen het project "Gebiedsontwikkeling Perkpolder", 5 november 2009.
- [Lit. 10] Grontmij, Milieukundig- en geotechnisch grondonderzoek Perkpolder, 13/99083862/VC revisie D1, 20 maart 2008.
- [Lit. 11] Witteveen+Bos, Hydrologisch ontwerp watersysteem Perkpolder, MDB221-6/boud/2/024 concept 03, 21 juli 2009.

=O=O=O=

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 4** **Ontwerp kwelvoorziening**

# **Kwelvoorziening perkpolder**

## Toelichting op ontwerp diepdrainage

Dienst Landelijk Gebied

21 februari 2012

Conceptrapport

9T9564.F0



**ROYAL HASKONING**  
Enhancing Society





HASKONING NEDERLAND B.V.  
WATER

George Hintzenweg 85  
Postbus 8520  
3009 AM Rotterdam  
+31 10 443 36 66 Telefoon  
+31 (0)10 44 33 688 Fax  
info@rotterdam.royalhaskoning.com E-mail  
www.royalhaskoning.com Internet  
Arnhem 09122561 KvK

Documenttitel Kwelvoorziening perkpolder  
Toelichting op ontwerp diepdrainage  
Verkorte documenttitel Kwelvoorziening perkpolder  
Status Conceptraport  
Datum 21 februari 2012  
Projectnaam Natuurcompensatie Perkpolder  
Projectnummer 9T9564.F0  
Opdrachtgever Dienst Landelijk Gebied  
Referentie 9T9564.F0/R/903703/Rott

Auteur(s) Leslie Mooyaart, Leon Brouwer  
Collegiale toets Koen van Gerven  
Datum/paraaf 5 april 2012  
Vrijgegeven door Koen van Gerven  
Datum/paraaf 5 april 2012



## INHOUDSOPGAVE

	Blz.	
1	INLEIDING	1
1.1	Inleiding	1
1.2	Doel	1
1.3	Leeswijzer	1
2	BESCHRIJVING PRINCIPE	2
3	BEREKENINGEN	4
4	ONTWERP KWELVOORZIENING	5
4.1	Inleiding	5
4.2	Locatie kwelvoorziening	5
4.3	Principeontwerp drainagesysteem	6
4.4	Schetsontwerp putten	7
5	MONITORING	9
6	SAMENVATTING ONTWERP	10
7	REFERENTIES	11



## **1 INLEIDING**

### **1.1 Inleiding**

Tot de opening van de Westerscheldetunnel in 2003 was de haven van Perkpolder vertrek- en aanmeerlocatie voor de veerdienst tussen Perkpolder en Kruiningen. Na het verlies van deze functie is gezocht naar een nieuwe bestemming voor de Veerhaven en het omliggende gebied. Een ambitieus plan is bedacht waarbij ruimte is gemaakt voor de ontwikkeling van de lokale economie en de natuur. Dit plan bestaat uit een golfbaan en recreatiegebied in de Westelijke perkpolder, een jachthaven op de originele locatie van de Veerhaven, maximaal 250 woningen op een terp die zich 10 m boven gemiddeld zeeniveau bevindt en een slikken- en schorregebied van 75 hectare ten zuidoosten van de Veerhaven (zie Figuur 1). De natuurontwikkeling is daarbij wettelijk verplicht vanwege de vereiste natuurcompensatie voor het uitdiepen van de Westerschelde ten behoeve van de scheepvaart naar Antwerpen.

Voor deze natuurontwikkeling zullen de zeedijken binnenwaarts worden verlegd. Dit kan zonder maatregelen leiden tot een verhoging van de grondwaterstand en een verkleining van de zoetwaterbel in de achterliggende gebieden (nadeel landbouw). De effecten zijn het gevolg van de verhoging van de stijghoogte in het watervoerende pakket. Om nadelige effecten te voorkomen is voorgesteld een watergang met een kwelvoorziening aan te leggen aan de binnenzijde van de nieuwe zeedijk. De kwelvoorziening moet er voor zorgen dat een direct contact tussen de kwelsloot en het watervoerend pakket ontstaat. Hierdoor wordt de stijghoogte in het watervoerend pakket verlaagd en wordt landinwaartse stroming van zout kwelwater onder de dijk via het watervoerend pakket afgevangen.

Witteveen+Bos heeft een grondwatermodel opgesteld om de invloed van de natuurontwikkeling op het grondwater in de omgeving te bepalen [Witteveen+Bos, 2010]. Op basis van dit model is beoordeeld dat ten behoeve van het behoud van de zoetwaterbel een kwelvoorziening benodigd is. Ten behoeve van het ontwerp van de kwelvoorziening is in mei 2011 door Royal Haskoning gericht geohydrologisch onderzoek verricht [Royal Haskoning, 2011]. Hierbij is het systeem van het natuurgebied, dijken, watergangen en achterliggende gebieden 1-dimensionaal gemodelleerd. Als kwelvoorziening is toen verticale drainage voorgesteld. Na overleg met het Waterschap is in januari 2012 besloten om in plaats van verticale drainage te kiezen voor horizontale drainage [Royal Haskoning, 2012].

### **1.2 Doel**

Het doel van dit rapport is om ten behoeve van de aanbesteding toelichting te geven op het ontwerp van de kwelvoorziening.

### **1.3 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 wordt de rol van de kwelvoorziening in het behoud van de zoetwaterbel beschreven. De uitgevoerde berekeningen zijn toegelicht in hoofdstuk 2. In hoofdstuk 4 is het ontwerp van de kwelvoorziening getoond. Het ontwerp is samengevat in hoofdstuk 5.

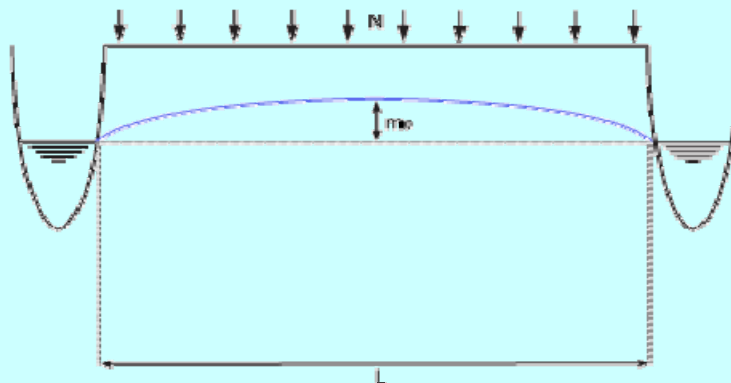
## 2 BESCHRIJVING PRINCIPE

De kwelvoorziening wordt aangelegd met het oog op de zoetwaterbel achter de (te verleggen) zeedijk. Deze zoetwaterbel dient in stand te worden gehouden en waar mogelijk te worden vergroot ten behoeve van de landbouw. Door het binnendijs verleggen van de zeedijken, versterkt door ontgraving t.b.v. de realisatie van het natuurgebied en de zeedijken, neemt de indringing van kwel toe. Er zal dan zout kwelwater onder de dijk stromen, die het zoete water (deels) kan verdringen uit de ondergrond.

### Zoetwaterbel

Een zoetwaterbel is een zoetwatervoorraad die wordt geborgen in de bodem. Een zoetwaterbel ontstaat doordat neerslag (zoet water) infiltreert. Doordat zoet water lichter is dan zout water, zal het zoete grondwater boven het zoute grondwater drijven. Wanneer er een neerslagoverschot is, kan een neerslaglens in de loop der jaren uitgroeien tot een ondergrondse voorraad zoet water.

Naast het neerslagoverschot is de drainerende werking aan twee zijden van een zoetwaterbel een voorwaarde. Hierdoor ontstaat namelijk opbolling van de grondwaterstand. Op deze wijze wordt een neerslaglens een zoetwaterbel.

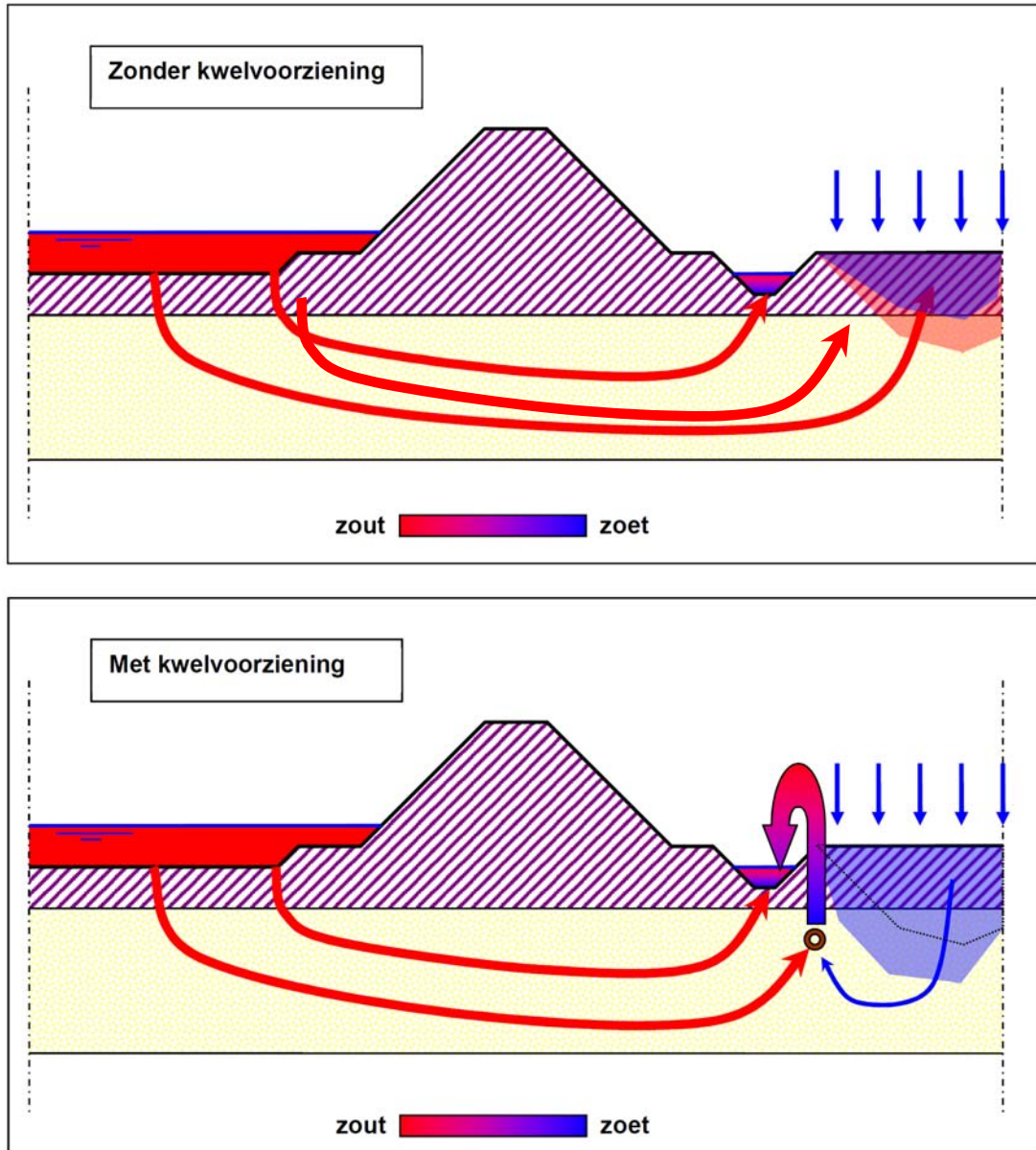


**Figuur 1: Principe opbolling (bron: grondwaterformules.nl)**

Afhankelijk van de dikte van de zoetwaterlens en de stijghoogtedruk van het onderliggende zoute grondwater zal zich een evenwicht instellen. Als gevolg van een toename van de zoute kwel (door de grotere invloed van de Westerschelde) neemt de stijghoogte in de ondergrond toe. Hierdoor zal zich een nieuw evenwicht instellen tussen het zoute en zoete water. Als gevolg hiervan wordt het zoete water meer weggedrukt door het zoute water. Dit zoete water stroomt bijvoorbeeld af via sloten of drainage en wordt daarmee niet meer geborgen in de ondergrond. Door de stijghoogtedruk van het zoute water onder de zoetwaterbel laag te houden wordt voorkomen dat de zoetwaterbel kleiner wordt.

De kwelvoorziening heeft als doel om het zoute kwelwater dat onder de dijk doorstroomt net achter de dijk zoveel mogelijk af te vangen en af te voeren. Indien meer kwelwater wordt afgevangen dan er in de huidige situatie onder de dijken doorstroomt wordt de netto kweldruk (ten opzichte van de huidige situatie) verkleind. De huidige zoetwatervoorraad in de bodem kan dan mogelijk zelfs worden vergroot (doordat

neerslagwater dieper de ondergrond kan indringen dan bij een hogere kweldruk). Het principe van een kwelvoorziening is weergegeven in figuur 1.



**Figuur 2: Schematisch dwarsprofiel met werking kwelvoorziening**

De kwelvoorziening wordt uitgevoerd als diepdrainage. De drains worden machinaal aangelegd op een diepte van 8 meter beneden maaiveld. De drains liggen daarmee 1,5 tot 2,0 meter onder de deklaag, in het onderliggende watervoerend pakket. De totale dikte van dit watervoerend pakket is circa 20 meter. De drains worden aangelegd in een aantal segmenten. De stijghoogte in elk drainsegment kan via een regelvoorziening in een verzamelput apart worden ingesteld. Hiermee kan de hoeveelheid kwelwater die naar de drain toestroomt per segment worden geregeld.



### 3 BEREKENINGEN

Om te komen tot het ontwerp van de kwelvoorziening zijn onder andere geohydrologische berekeningen uitgevoerd. Doel van deze berekeningen was om in inschatting te kunnen maken van de vrijkomende hoeveelheid grondwater in samenhang met de dimensionering van de kwelvoorziening en om de effectiviteit van de kwelvoorziening te beschouwen in relatie tot het afvangen van de brakke kwel.

Bij de berekeningen is uitgegaan van een schematisatie (zie ook figuur 1) met één watervoerend pakket en deklaag met de volgende eigenschappen:

- Transmissiviteit (kD-waarde) van het pakket: 60 m<sup>2</sup>/d;
- Weerstand deklaag buiten de Oostelijke Perkpolder 285 d;
- Gemiddelde freatische grondwateraanvulling 0.0007 m/d;
- Gemiddelde waterstand Westerschelde NAP+0.14 m (met een getijslag van 4,5m);
- Gemiddeld polderwaterstand NAP -0.975 m (zomerpeil NAP-0.85m, winterpeil NAP -1.1m);
- Dikte van het watervoerend pakket: 20 m.

Gelet op de verschillen in de situatie aan de westzijde en de oostzijde (westelijke en oostelijke kwelsloot) zijn beide gebieden apart beschouwd. Belangrijke verschillen zijn de afstand van de aan te leggen kwelvoorziening tot de zoetwaterbel en de afstand tot de rand ontgraving/omputting.

Bij de berekening is gekozen voor een 1-dimensionale analytische beschrijving van de grondwaterstroming in het watervoerend pakket. Bij de berekening is een vergelijking gemaakt tussen enerzijds de werking van een ideale drain en anderzijds de werking van een beperkt aantal verticale putten (NB: tijdens het ontwerpproces heeft ook de afweging tussen toepassing verticale kwelbuizen en horizontale diepdrainage centraal gestaan).

Uit de berekeningen volgen voor de situatie met een ideale (volkomen) drain de volgende debieten:

- drain westelijke kwelsloot (totaal 600 meter): 266 m<sup>3</sup>/dag (0,44 m<sup>3</sup>/dag.m)
- drain oostelijke kwelsloot (totaal 800 meter): 606 m<sup>3</sup>/dag (0,76 m<sup>3</sup>/dag.m)

In de praktijk zal het debiet lager zijn omdat sprake is van een onvolkomen drain.

De capaciteit van de drainage wordt beïnvloed door de diameter, de lengte en de weerstand van de buis. Vervolgens wordt de afvoercapaciteit door het drukverschil over de buis bepaald. De formule van Ritzema (zie hieronder) is toegepast om de capaciteit van een buis te bepalen.

*Formule van Ritzema*

$$Q = 38 \cdot D^{2,67} \cdot \sqrt{dH / dL}$$

Waarin;

Q	Debiet [m <sup>3</sup> /s]
D	Diameter [m]
dH/dL	Drukverschil over lengte van de buis [-]

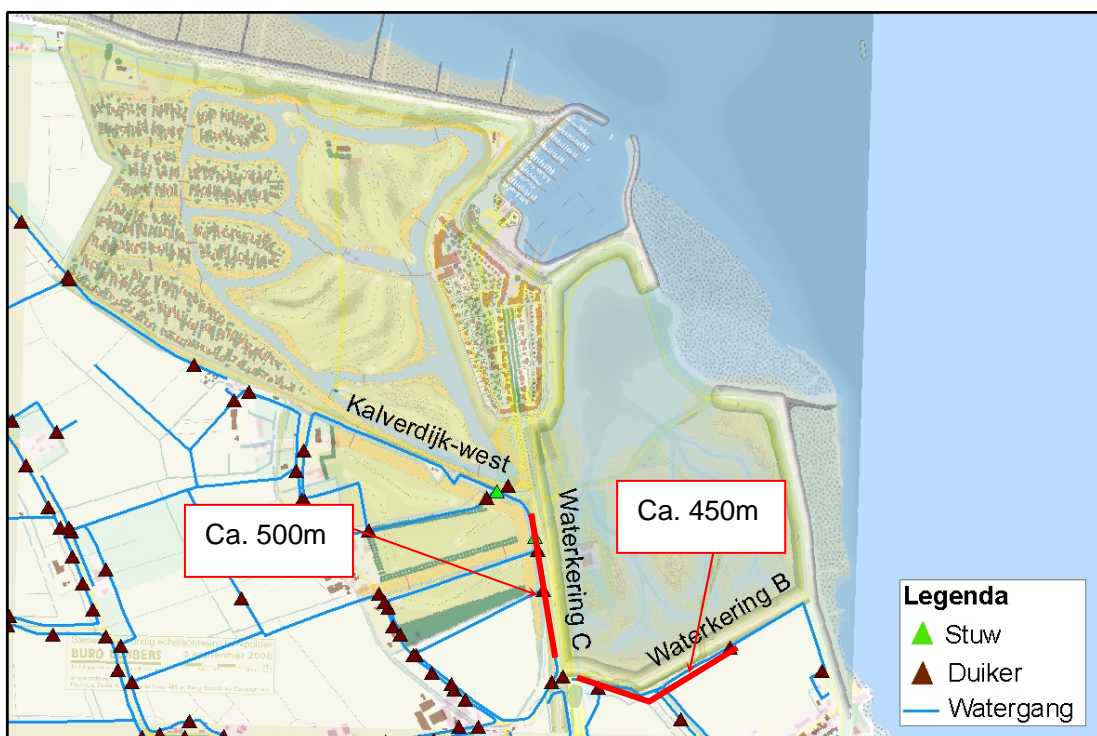
## 4 ONTWERP KWELVOORZIENING

### 4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk is het ontwerp van de kwelvoorziening beschreven en toegelicht.

### 4.2 Locatie kwelvoorziening

De kwelvoorziening wordt aangebracht bij waterkering B (zuidzijde natuurgebied) en waterkering C (zuid-westzijde natuurgebied). Bij waterkering B wordt de kwelvoorziening aangebracht langs de Mariadijk. Dit is een traject van ca. 450 meter. Bij waterkering C wordt de kwelvoorziening ten zuiden van de Kalverdijk gerealiseerd. Dit traject is ca. 500 meter.



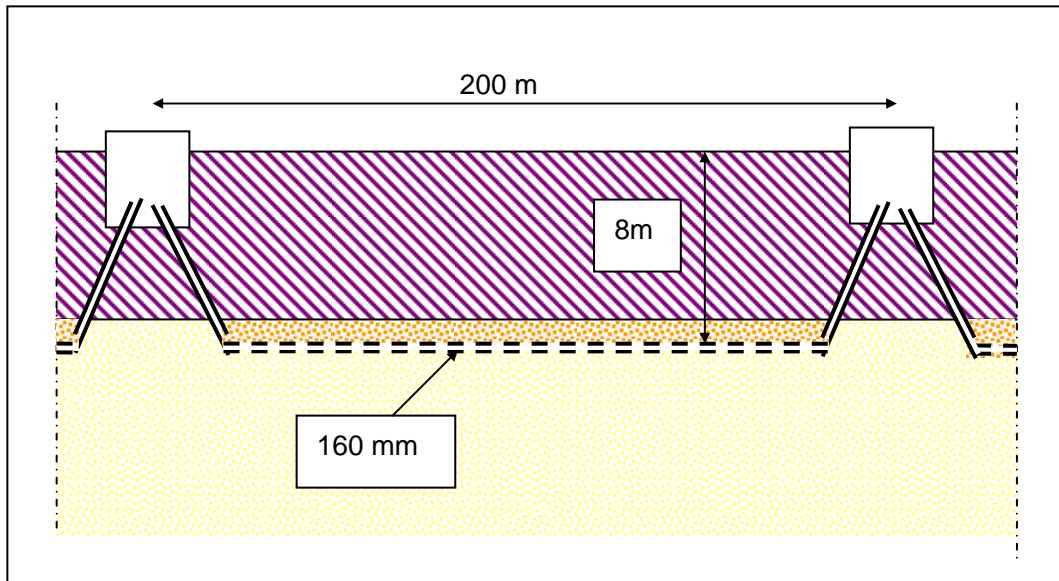
**Figuur 3: Locatie kwelvoorziening (in rood)**

Ten oosten van de Mariadijk (waterkering B) wordt geen kwelvoorziening aangebracht. Hier is de deklaag dermate dik dat de diepdrainage dieper dan 8 meter beneden maaiveld aangebracht dient te worden. Daarnaast bevindt deze locatie zich al relatief dicht bij de Westerschelde en is hier thans een zoetwaterbel aanwezig. Het is onduidelijk of een drainagesysteem hier een gunstige bijdrage zal leveren.

De locatie van de putten is getoond in Figuur 4. Bij de bepaling van de locatie van de putten is rekening gehouden met de bereikbaarheid van deze voorziening. Met uitzondering van de meest noordelijk gelegen put, zijn alle putten via een verhard pad bereikbaar.







**Figuur 5: Schetsmatige langsdoorsnede diepdrainage**

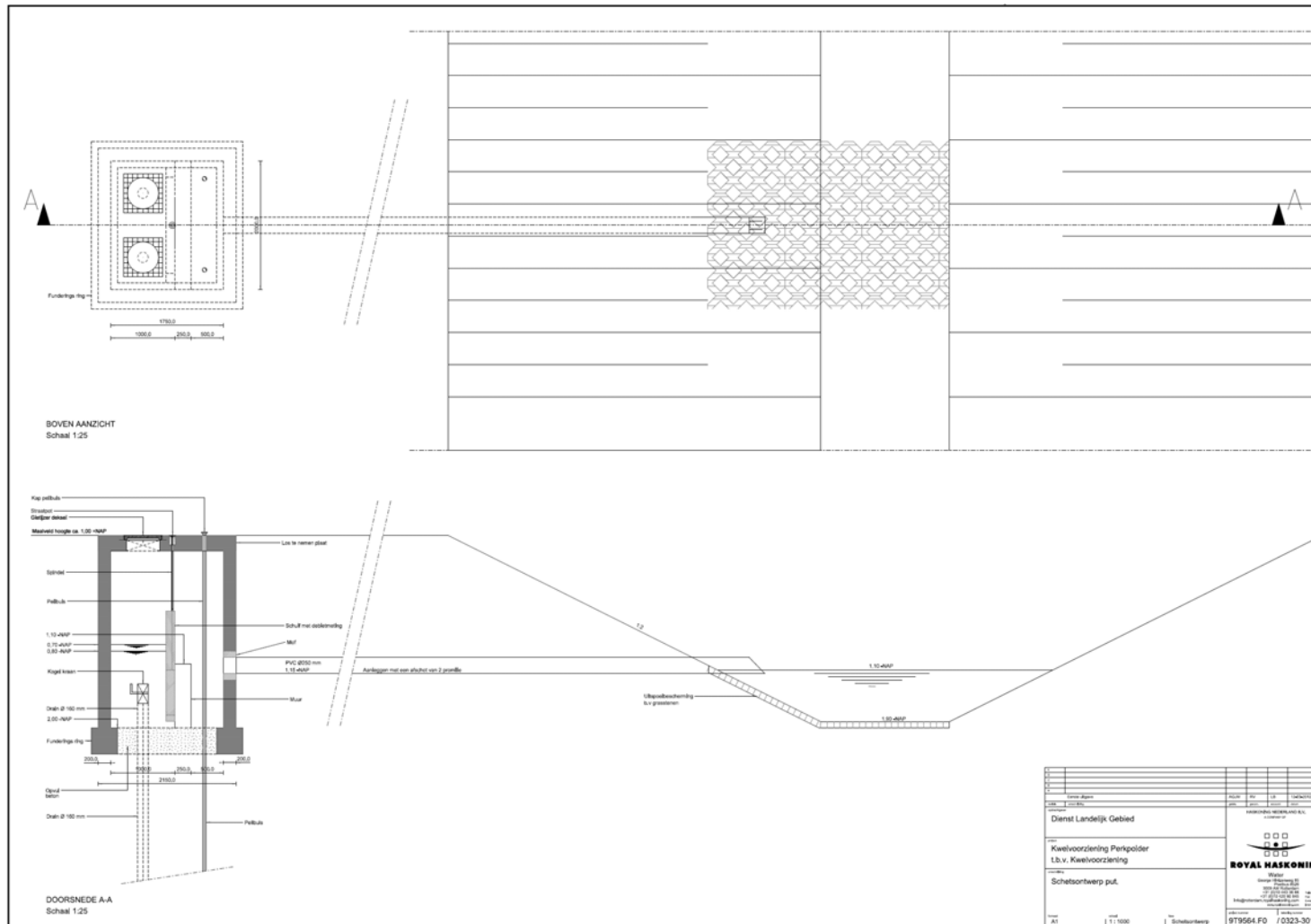
Toelichting op het ontwerp van de putten is gegeven in de volgende paragraaf.

#### **4.4 Schetsontwerp putten**

De putten hebben als doel om de drainagebuis met de sloot te verbinden. Daarnaast is het mogelijk om bij de putten de hoeveelheid water te reguleren. Een schetsontwerp van deze putten is getoond in Figuur 6.

Zoals te zien is in het schetsontwerp, komen in de put twee drainagebuizen uit. Middels een schuif kan de hoeveelheid water gereguleerd worden. Het water stroomt vervolgens langs de schuif en is verbonden met de sloot middels een pijp. Om te voorkomen dat de oever als gevolg van deze stroom erodeert, is een uitspoelbescherming voorzien.

Middels een deksel is het mogelijk om de put te bedienen en te inspecteren. Ten behoeve van de monitoring zijn twee peilbuizen opgenomen, toelichting hierop is gegeven in hoofdstuk 5 (monitoring).



**Figuur 6: Schetsontwerp put diepdrainage**

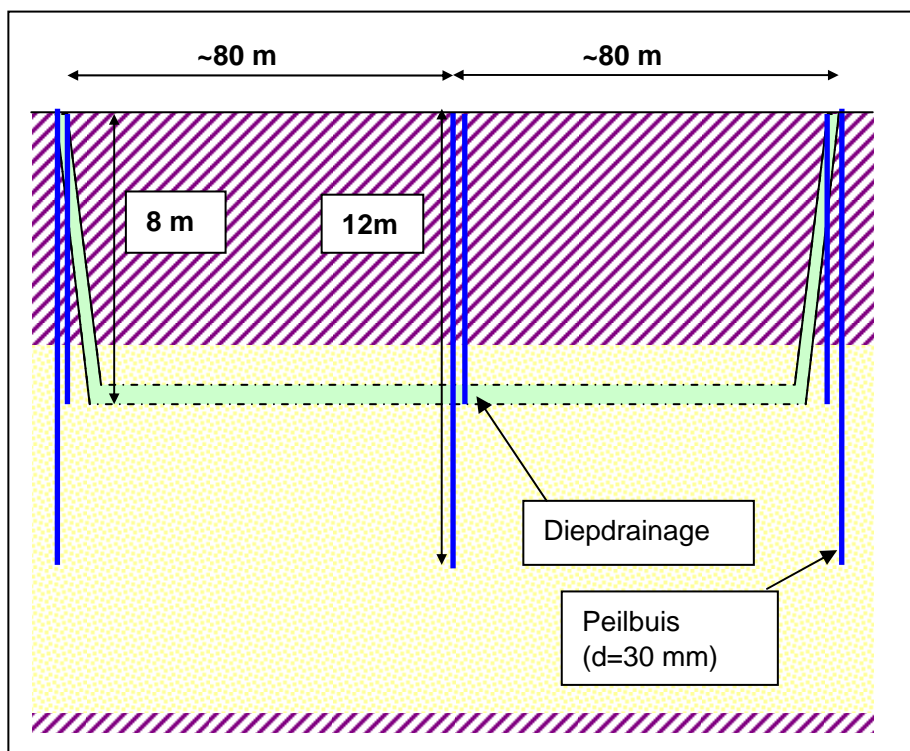
## 5 MONITORING

Om de werking van het diepdrainagesysteem inzichtelijk te maken, wordt een monitoringssysteem voorgesteld. Dit systeem is in eerste instantie gericht op het bepalen van de werking van de drainage<sup>2</sup>. Ten behoeve van het monitoringssysteem worden er peilbuizen aangebracht. Er worden per put twee peilbuizen aangebracht, een ondiepe (8 meter beneden maaiveld) en een diepe (12 meter beneden maaiveld). Daarnaast worden er een ondiepe en een diepe peilbuis geplaatst halverwege de putten.

Het voorgestelde monitoringssysteem heeft drie doelen;

- Bepalen hoeveel water wordt geloosd op het watersysteem.
- Bepalen of de drainage dichtslibt.
- Bepalen of de drainage oppervlakkig of over de gehele diepte van het watervoerend pakket werkt.

Middels de kranen, welke zijn voorzien in de putten, kan de hoeveelheid afgenomen water gemeten worden. Daarbij kan bepaald worden of de drainage dichtslibt. Middels de waterstandsverschillen die gemeten worden in de peilbuizen kan bepaald worden of de drainage over de gehele diepte werkt (weinig verschil) of meer oppervlakkig (groter verschil).



**Figuur 7: Schetsmatig principe monitoring**

<sup>2</sup> Het huidige monitoringsvoorstel is niet gericht op kwaliteitsmetingen ten behoeve van de bepaling van de ligging van de zoetwaterbel. Een discussie over toegevoegde waarde van de diepdrainage zelf als waterkwaliteitsmeting is nog niet gestart.



## 6 SAMENVATTING ONTWERP

Samenvattend bestaat het ontwerp uit de volgende onderdelen;

- 8 putten
- 950 meter drain van 160 mm op 8 meter diepte
- Sleuf van 35 centimeter
- Grindfilter van 330 m<sup>3</sup> (uitgaande van 1 meter hoog filter)
- 14 peilbuizen van 8 meter diepte
- 14 peilbuizen van 12 meter diepte



## 7 REFERENTIES

[Witteveen+Bos, 2010]

Witteveen+Bos, Geologisch effect oemputten oostelijke perkpolder, 20 juli 2010, MDB221-16/winb/004, concept2

[Royal Haskoning, 2011]

Royal Haskoning, Geohydrologisch onderzoek zandpalen perkpolder, 24 mei 2011, 9t9564/N01001/500517/Rott

[Royal Haskoning, 2012]

Royal Haskoning, Afweging varianten kwelvoorziening, 31 januari 2012, ref: 9T9564.F0/N0004/LMOY/NTEK/Rott

=O=O=O=

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 5** **Opbarsten door omputten**



## Memo

HASKONING NEDERLAND B.V.  
RUIMTE & MOBILITEIT

Aan : Koen van Gerven  
Van : Gerard Dijkhuis, Leslie Mooyaart  
Datum : 1 december 2011  
Kopie :  
Onze referentie : 9T9564.F0/M0002/501338/DenB

**Betreft : Opbarsten door ontgravingswerkzaamheden**

---

### Inleiding

Bij Perkpolder wordt een nieuwe zeedijk meer landinwaarts aangelegd. In het nieuwe buitendijkse zal een deel van de deklaag verwijderd worden (zie ook afbeelding 1). De klei die hierbij vrijkomt, wordt in de te realiseren dijklichamen verwerkt (omputten). Het gebied wordt grotendeels ontgraven tot NAP -2.0 meter, lokaal bedraagt het ontgravingsniveau NAP -3.0 meter. Door de ontgraving zou de deklaag kunnen opbarsten. Dit kan de volgende consequenties hebben:

- Doordat de kwelweglengte korter wordt, is er een verhoogde kans op instabiliteit van het dijklichaam (met name faalmechanisme piping)
- Doordat de Westerschelde dichter op de dijk contact maakt met het watervoerend pakket, neemt de druk in het watervoerend pakket toe. Hierdoor neemt de kwel toe.
- Als gevolg van het opbarsten zal het onmogelijk zijn om de ontgravingswerkzaamheden in den droge uit te voeren. Dit kan leiden tot hogere kosten en een uitloop van de planning voor de opdrachtnemer (=aannemer).



**Figuur 1: Voorbeeld van opbarsten**

### Doel

Uitgezocht dient te worden of er opbarsting van de deklaag op kan treden gedurende het omputten.

Noot: Deze beschouwing betreft de situatie met een intact dijklichaam (geen bres). Er wordt dan nog geen water binnengelaten vanuit de Westerschelde

A company of Royal Haskoning



## Bodemopbouw

Ter plaatse van het onderzoeksgebied wordt het maaiveld aangetroffen op gemiddeld NAP+0.8m. In tabel 1 is de gemiddelde bodemopbouw in de omgeving van de locatie weergegeven. Deze gegevens zijn ontleend aan lokale boringen en sonderingen en de REGIS II.1 database (TNO, 2011). De weergegeven bodemopbouw is een schematische opbouw voor de regio Ossenisse/Kloosterzande.

**Tabel 1: Bodemopbouw onderzoekslocatie.**

<b>Globale diepte (m t.o.v. NAP)</b>	<b>Geohydrologische schematisatie (geologische eenheid)</b>	<b>Samenstelling</b>
0.8 tot -2.0	Deklaag (Formatie van Naaldwijk, laagpakket van Walcheren)	Klei, zand
-2.0 tot -3.0	Deklaag (Formatie van Nieuwkoop, Hollandveen)	Veen
-3.0 tot -5.0	Deklaag (Formatie van Naaldwijk, laagpakket van Walcheren)	Klei
-5.0 tot -27	Eerste watervoerend pakket (Formatie van Boxtel, Peize-Waalre Formatie, Formatie van Oosterhout)	Uiterst fijne tot matig fijne zanden
-27 tot -32	Scheidende laag (Formatie van Oosterhout)	Klei

Meer lokale geologische gegevens zijn te vinden op geologische kaarten. Het gebied is op basis van de geologische kartering in te delen in twee gebieden. In gebied B worden zandige kreekafzettingen aangetroffen die de deklaag gedeeltelijk doorsnijden. De verbreiding van het Hollandveen is ook goede indicatie voor geulvorming aangezien veen sterk erosiegevoelig is. Figuur 1 geeft een overzicht van de verbreiding van het Hollandveen (bruine vlakken). Uit de afbeelding kan afgeleid worden dat de deklaag in het zuidelijke gedeelte van het onderzoeksgebied intact is en dat het noordelijke gedeelte (gebied B) de deklaag grotendeels afwezig is.

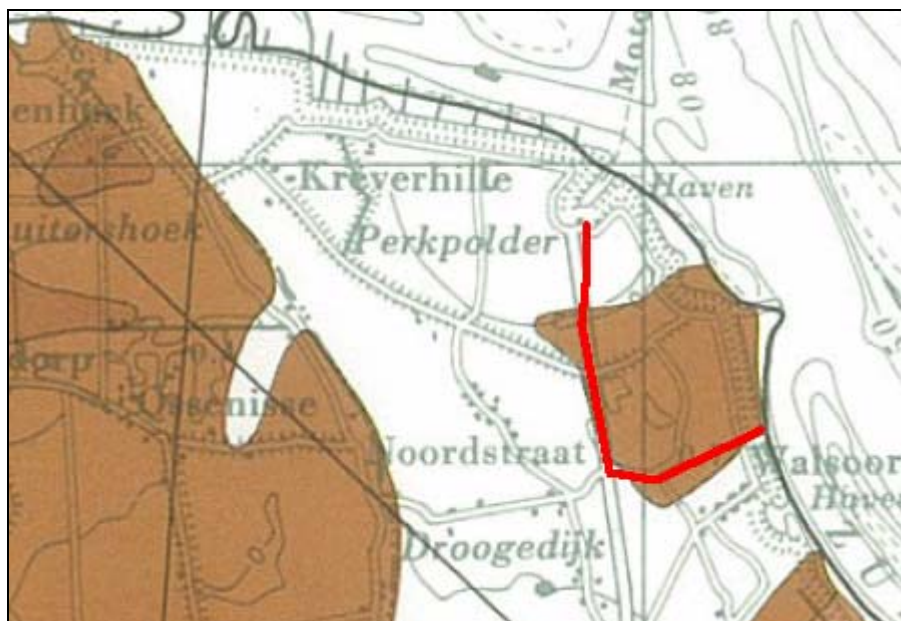




Figuur 2: Detailopname geologische kaart (Geologische dienst, 1965).

Overgenomen vanuit de legenda van de kaarten van de geologische dienst:

- A<sub>0,3</sub><sup>a</sup> Afzettingen van Duinkerke IIIa op Hollandveen op Afzettingen van Calais op Pleistoceen
- A<sub>0,3</sub><sup>b</sup> Afzettingen van Duinkerke IIIb op oudere afzettingen van Duinkerke (DIIIb op DIIIa) op Hollandveen op Afzettingen van Calais op Basisveen op Pleistoceen
- D<sub>0,3</sub><sup>a</sup> Kreekafzettingen van Duinkerke IIIa

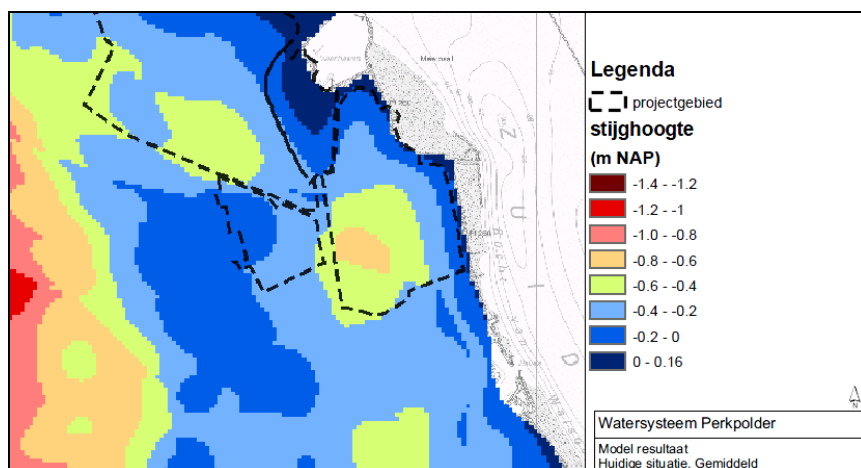


Figuur 3: Verbreiding Hollandveen (Geologische dienst, 1965).

Sonderingen aan de randen van deelgebied A tonen dat de deklaag doorloopt tot NAP-6m a NAP-8m. (Projectnummer: 6011-0232-001, sonderingen: DKM36, DKM37, DKM38, DKM39, DKM40, DKM41, DKM42, DKM53, DKM54, DKM55, DKM56, DKM57, DKM59, DKM60). Bij deelgebied B is slechts een beperkte deklaag aanwezig (zie sonderingen: DKM63, DKM65, DKM66, DKM69). Deze sonderingen bevestigen het beeld van de geologische kaarten over de locatie van de deklaag in het projectgebied. De dikte van de deklaag in deelgebied A lijkt groter dan opgegeven door het REGIS-model.

### Stijghoogten eerste watervoerende pakket

Afbeelding 2 geeft een overzicht van de berekende stijghoogten in het eerste watervoerende pakket. De gemiddeld berekende stijghoogte in het onderzoeksgebied bedraagt circa NAP -0.4 m.



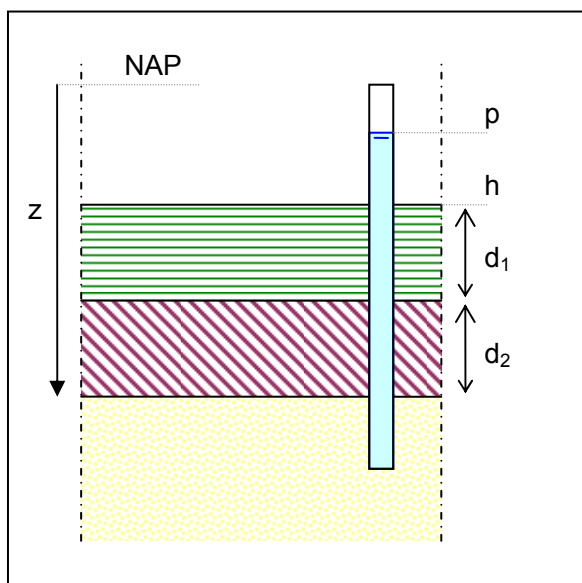
**Figuur 4: Berekende stijghoogte (in meters t.o.v. NAP)**

Als gevolg van het getij op de Westerschelde fluctueert de grondwaterstand. Peilbuis B49C0249 ligt zuidelijk van het projectgebied en ligt op circa 350 meter van de Westerschelde. De peilbuis lijkt daarom het meest geschikt om een beeld te geven over de grondwaterstand in het gebied. De gemiddeld hoge grondwaterstand is NAP, de gemiddelde lage grondwaterstand is NAP – 0,6m.

Voor deze analyse is uitgegaan van de gemiddeld hoge grondwaterstand als stijghoogte in het watervoerend pakket. Dit is het gemiddelde van de drie hoogste grondwaterstanden per jaar gedurende acht jaar. Er kan ter discussie gesteld worden of een hogere grondwaterstand toegepast dient te worden om voldoende veiligheid te verzekeren.

### Opbarstberekningen

Een deel van de deklaag wordt ontgraven. Als gevolg van de ontstane overdruk van het grondwater aan de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag is er een verhoogd risico aanwezig dat de deklaag tijdens de ontgraving opbarst. Ten aanzien van het evenwicht van de deklaag geldt dat de neerwaartse gronddruk groter dient te zijn dan de opwaartse waterdruk aan de onderzijde van de deklaag. Hierbij wordt een veiligheidsfactor van 1,1 (NEN 6740) aangehouden.



$$P_{\text{neerwaarts}} = \gamma_1 \times d_1 + \gamma_2 \times d_2 \quad (1)$$

$$P_{\text{opwaarts}} = \gamma_s \times \gamma_w \times (p - z) \quad (2)$$

Waarin;

- P Druk [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma_{1,2}$  Volumiek gewicht van laag 1 / 2 [kN/m<sup>3</sup>]
- $d_{1,2}$  Dikte laag 1 / 2 [m]
- $\gamma_s$  Veiligheidsfactor [-]
- $\gamma_w$  Volumiek gewicht water [kN/m<sup>3</sup>]
- p Stijghoogte in watervoerend pakket [m t.o.v. NAP]
- z Niveau onderkant deklaag [m t.o.v. NAP]

Op basis van de laboratoriumproeven heeft het veen een nat soortelijke gewicht van 10,2 kN/m<sup>3</sup> en klei een nat soortelijk gewicht van 17,9 kN/m<sup>3</sup>. De berekeningen zijn uitgevoerd op basis van de uitgevoerde grondboringen en de van de bodemlagen bepaalde volumieke gewichten, zoals vermeld is in het geotechnisch onderzoek.

Deze analyse richt zich slechts op het zuidelijke gedeelte, bij het noordelijke gedeelte wordt aangenomen dat door de ontgraving zelf op sommige locatie de deklaag wordt doorgraven. Tevens is het risico op toename van kwel minder relevant voor dit gedeelte. Dit komt omdat er zich bij deze waterkeringen (D, F) geen achterliggende landbouwpercelen bevinden.

In het zuidelijke gedeelte mag er ontgraven worden tot NAP – 2,0m. De dikte van de kleilaag varieert hier tussen de NAP – 5,0m (REGIS-model) en de NAP – 8,0m (Sonderingen). Er is bekeken bij welke deklaagdikte verwacht mag worden dat opbarsten optreedt. Op basis van de formules is de benodigde laagdikte bepaald van de deklaag om opbarsten te voorkomen. Deze berekening is getoond in Tabel 1.



**Tabel 1: Opbarstanalyse**

Laag	Van [m t.o.v. NAP]	Tot [m t.o.v. NAP]	Dikte [m]	Volumiek gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	Druk [kN/m <sup>2</sup> ]
Veen	-2	-3	1,0	10,2	10,2
Klei	-3	-6,3	3,3	17,9	59,1
			<i>Totaal neerwaartse druk =&gt;</i>		69,3
Stijghoogte [m t.o.v. NAP]	Basis deklaag [m t.o.v. NAP]	Waterdruk [m]	Veiligheidsfactor [-]	Volumiek gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	
0	-6,3	6,3	1,1	10	
			<i>Totaal opwaartse druk =&gt;</i>		69,3

In deze analyse wordt getoond dat bij een onderkant van de deklaag van NAP – 6,3m de deklaag niet opbarst. Op basis van de grove schematisatie van het REGIS-model kan de deklaag dan opbarsten. Op basis van het verrichte geotechnische onderzoek lijkt er een voldoende dikke deklaag aanwezig te zijn om opbarsten te voorkomen.

### Conclusie

In het noordelijke gedeelte wordt verwacht dat bij ontgravingen aanwezige deklagen zullen opbarsten. Het zal daarom niet mogelijk zijn om de deklaag in den droge te verwijderen.

Voor het zuidelijke gedeelte is opbarsten bij een ontgraving tot NAP – 2,0 meter niet uit te sluiten. De bodemopbouw van de geologische kartering (REGIS) en de sonderingen zijn niet eenduidig, waardoor op basis van de geologische kartering verwacht wordt dat de deklaag opbarst, maar op basis van de sonderingen niet. Hoewel verwacht wordt dat de sonderingen een nauwkeuriger beeld geven van de bodemopbouw, is hier niet uit te sluiten dat de deklaag lokaal minder goed ontwikkeld is.

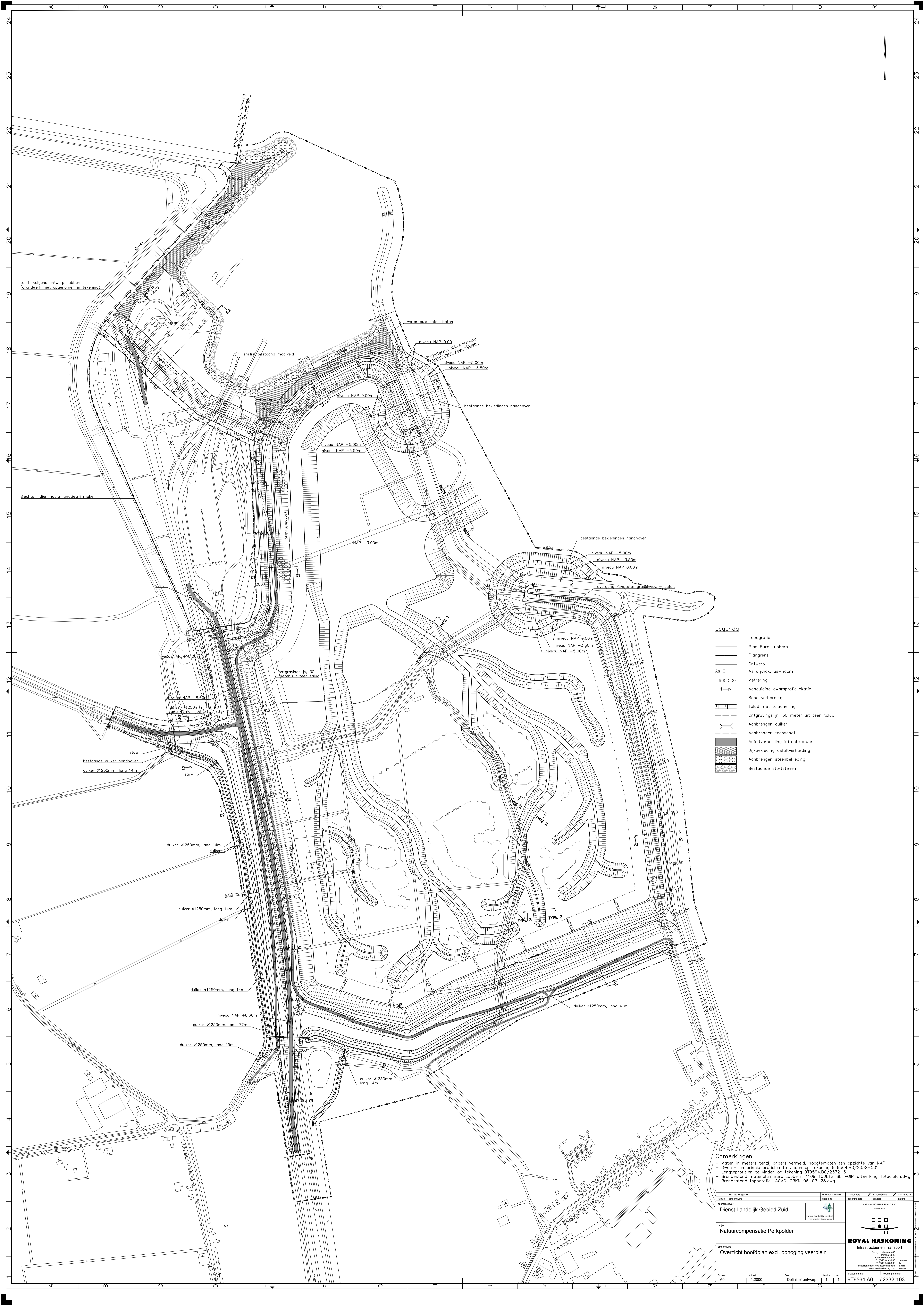
Van de opdrachtgever (lees: aannemer) wordt daarom verwacht dat hij het risico op opbarsten meeneemt in zijn plannen.

A COMPANY OF



**ROYAL HASKONING**

## **Bijlage 6 Tekeningen**



toerit volgens ontwerp Lubbers  
(grondwerk niet opgenomen in tekening)

Slechts indien nodig functioneel maken

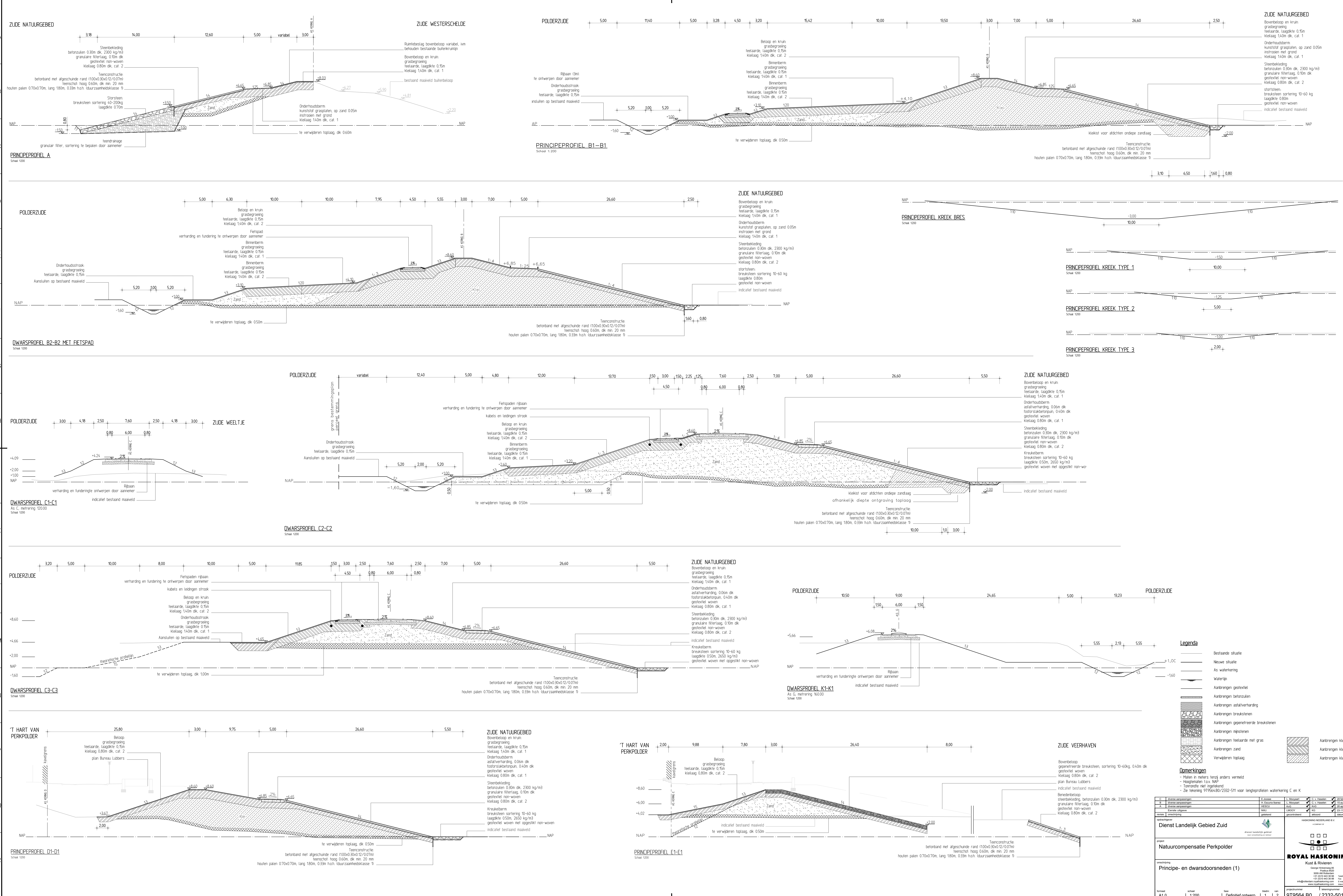
**Legenda**

- Topografie
- Plan Buro Lubbers
- Plangrens
- Ontwerp
- As\_C — As dijkvak, as-naam
- 600.000 — Metreering
- 1 — Aanduiding dwarsprofiellocatie
- Rand verharding
- Talud met taludhelling
- Ontgravingsslijn, 30 meter uit teen talud
- Aanbrengen duiker
- Aanbrengen teenschot
- Asfaltverharding infrastructuur
- Dijkbekleding asfaltverharding
- Aanbrengen steenbekleding
- Bestaande startstenen

**Opmerkingen**

- Maten in meters tenzij anders vermeld, hoogmaten ten opzichte van NAP
- Dwars- en principeprofielen te vinden op tekening 919564.B0/2332-501
- Lengteprofielen te vinden op tekening 919564.B0/2332-511
- Bronbestand matenplan Buro Lubbers: 1109\_100812\_BI\_VOIP\_uitwerking Totaalplan.dwg
- Bronbestand topografie: ACAD-GBKN 06-D3-28.dwg

Eerste uitgave		H. Essena Baten	L. Meesters	A. van Gerven	08 Mei 2012
Diens Landelijk Gebied Zuid		gebied	aanvraag	aanvraag	aanvraag
Natuurcompensatie Perkpolder					
Overzicht hoofdplan excl. ophoping veerplein					
formaat	schaal	type	status	blad	van
A0	1:2000	Definitief ontwerp	1	1	1
projectnummer		<b>919564 A0 / 2332-103</b>			



**Legenda**

- Bestaande situatie
- Nieuwe situatie
- As waterkering
- Waterlijn
- Aanbrengen gestreket
- Aanbrengen betonzulen
- Aanbrengen asfaltverharding
- Aanbrengen breukstelen
- Aanbrengen gepneumateerde breukstelen
- Aanbrengen m'nstelen
- Aanbrengen lestaarde met gras
- Aanbrengen zand
- Verwijderen toplaag
- Aanbrengen klei
- Aanbrengen klei
- Aanbrengen klei

- Opmerkingen**
- Maken in meters terz anders vermeld
  - Hoogten ten N.V. NAP
  - Torrende niet ingeklemd
  - Zie tekening 919564-B0/2332-511 voor lengteprofielen waterkering C en K

0	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
1	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
2	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
3	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
4	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
5	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
6	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
7	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
8	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
9	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
10	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
11	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
12	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
13	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
14	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
15	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
16	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
17	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
18	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
19	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
20	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
21	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
22	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
23	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
24	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
25	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022
26	Bestaande situatie	1	Nieuw	2	18.06.2022

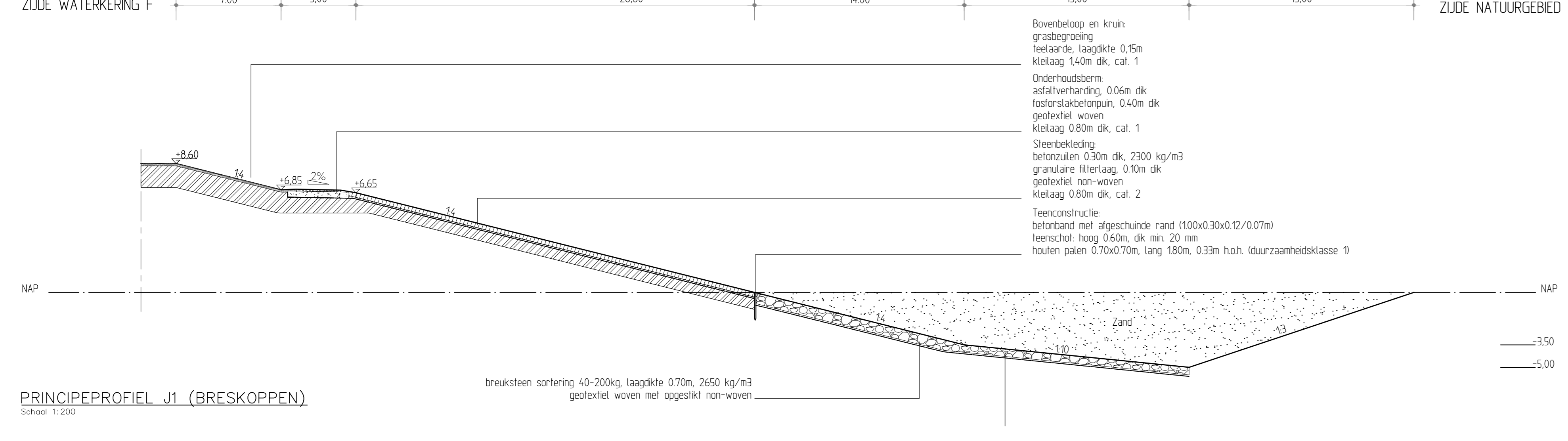
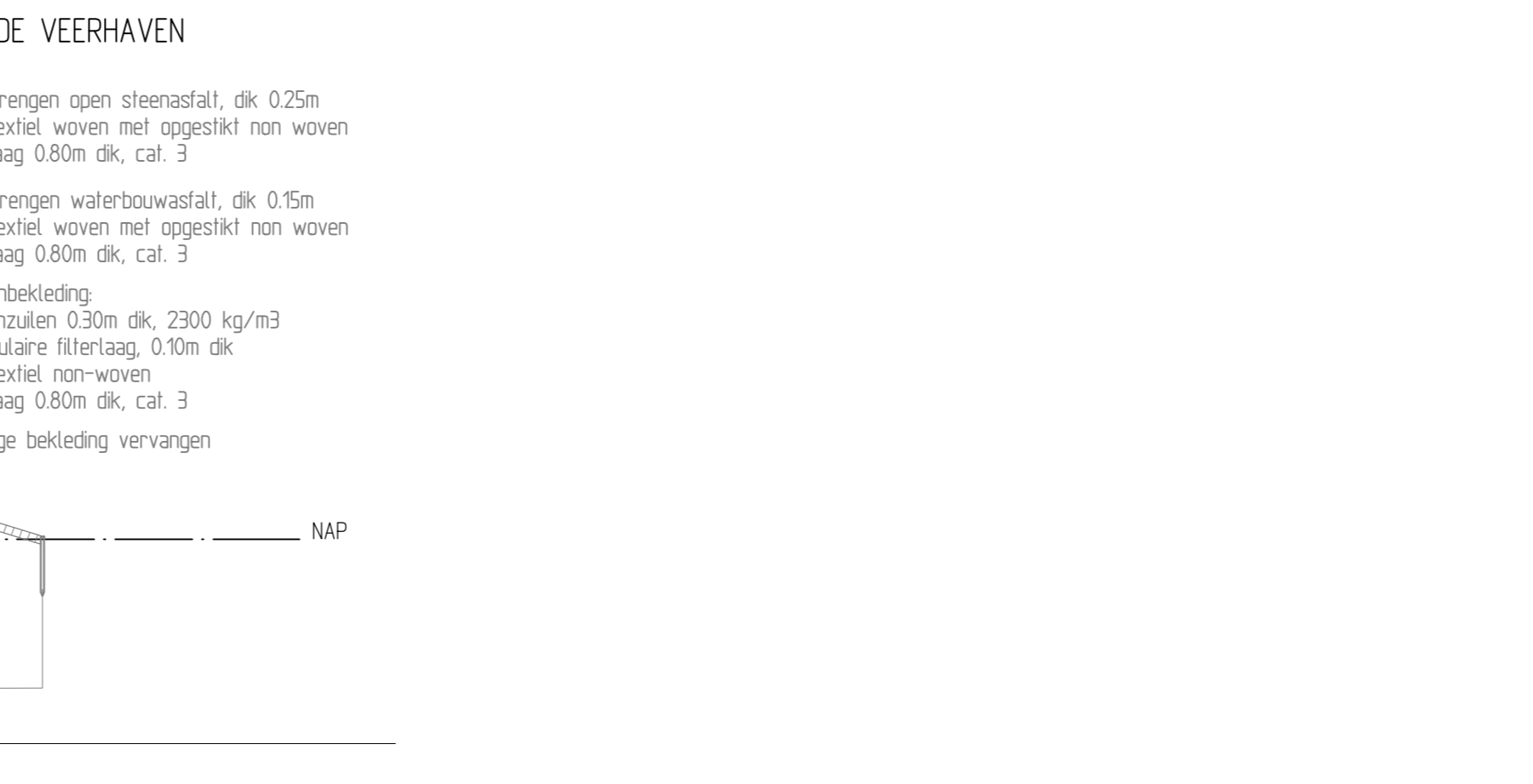
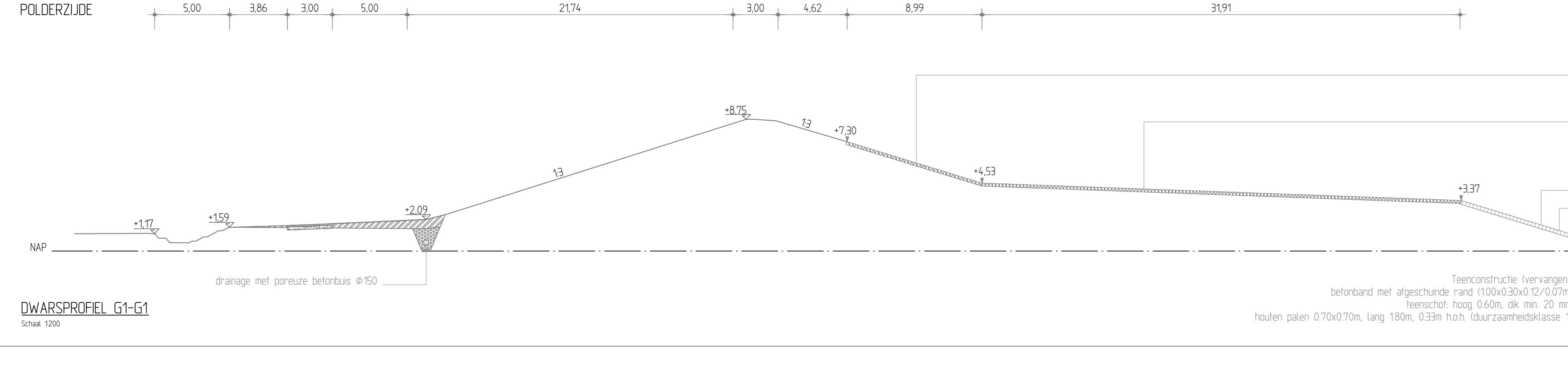
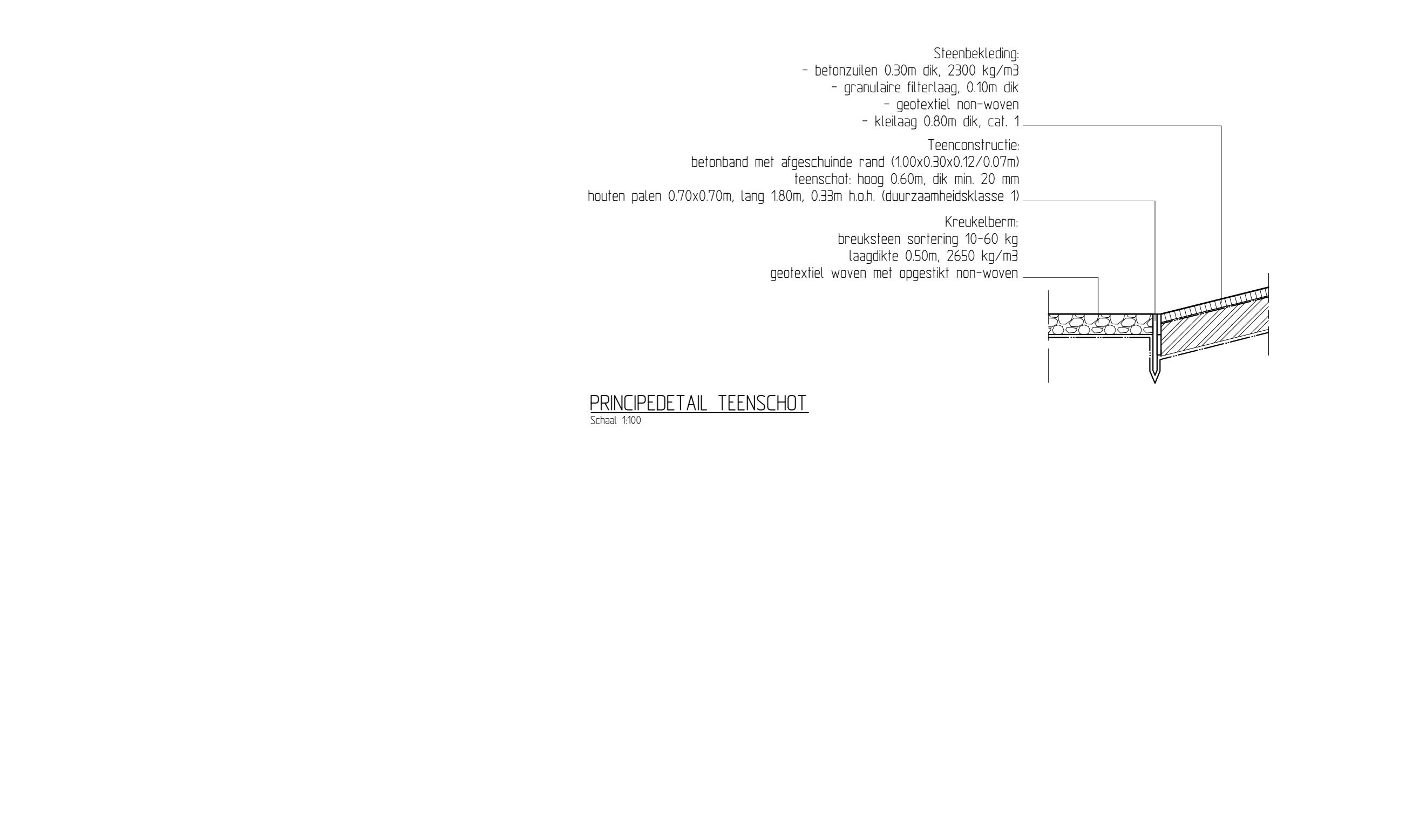
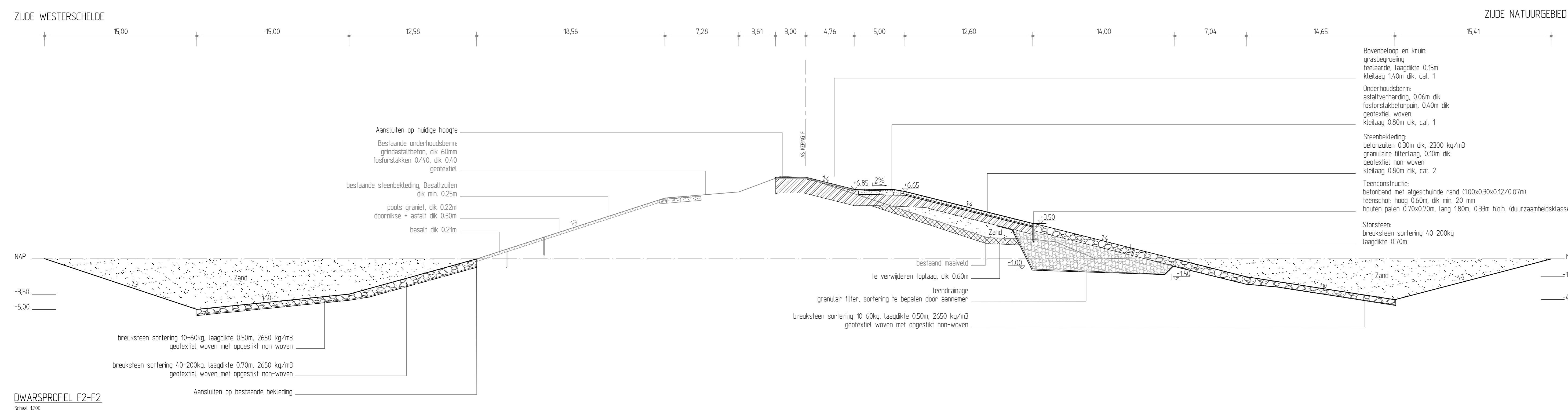
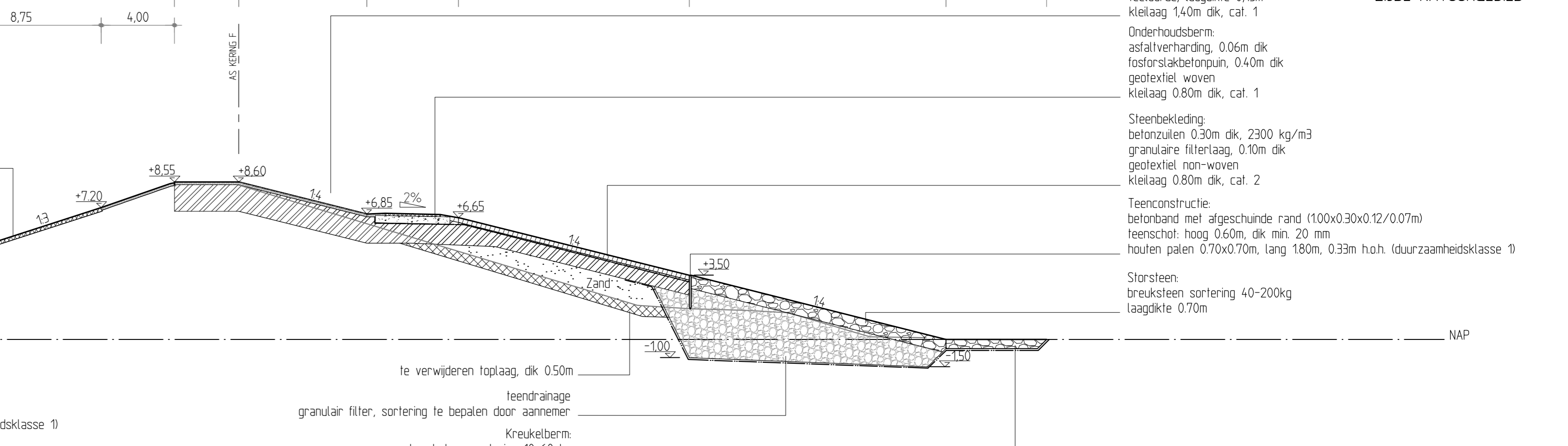
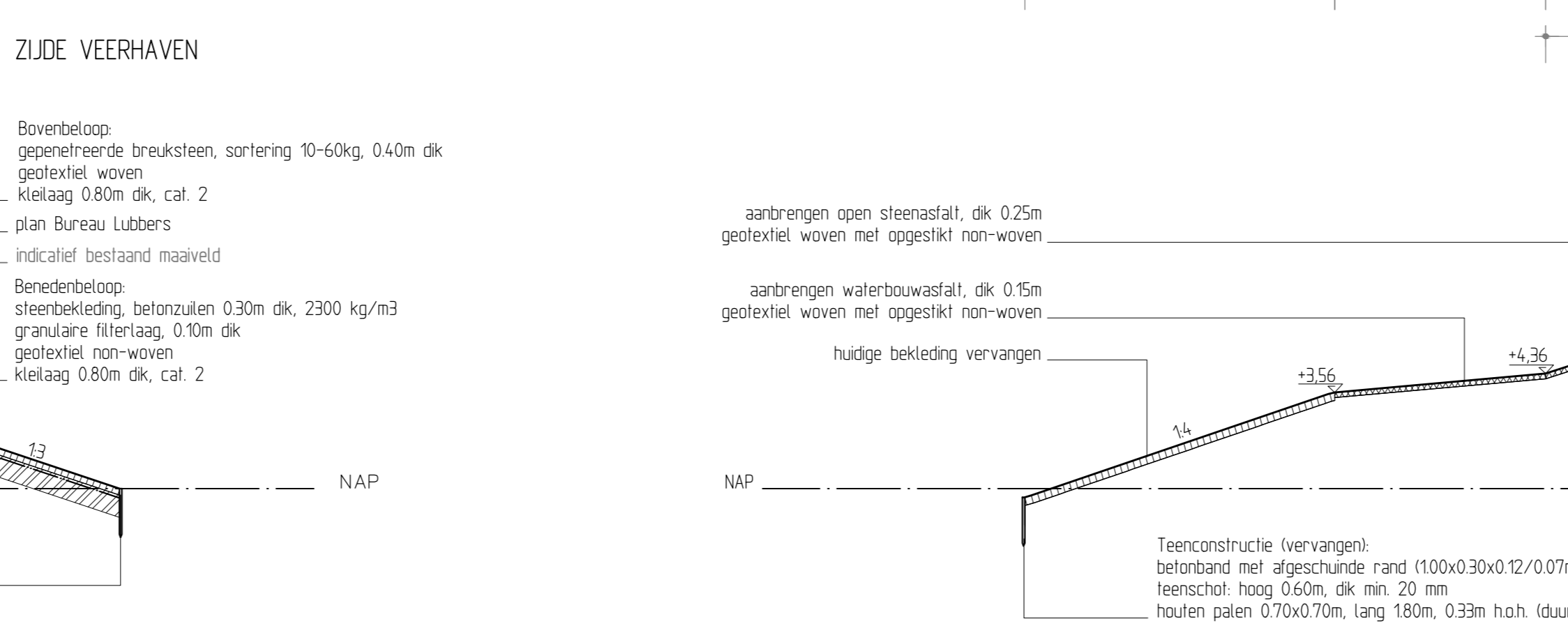
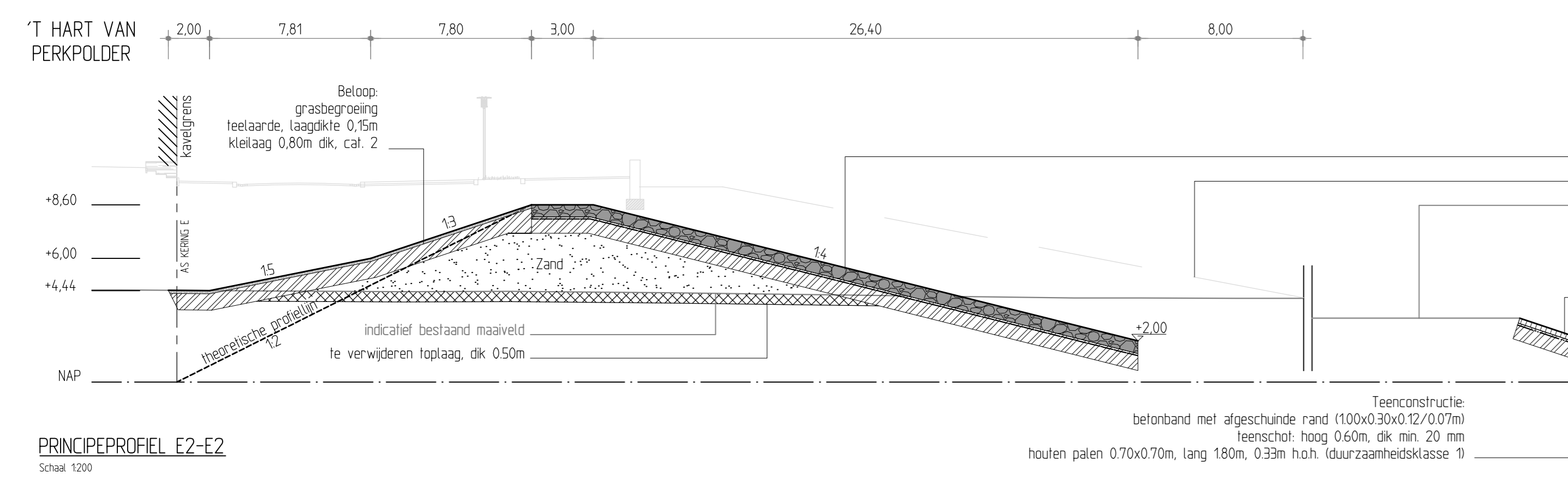
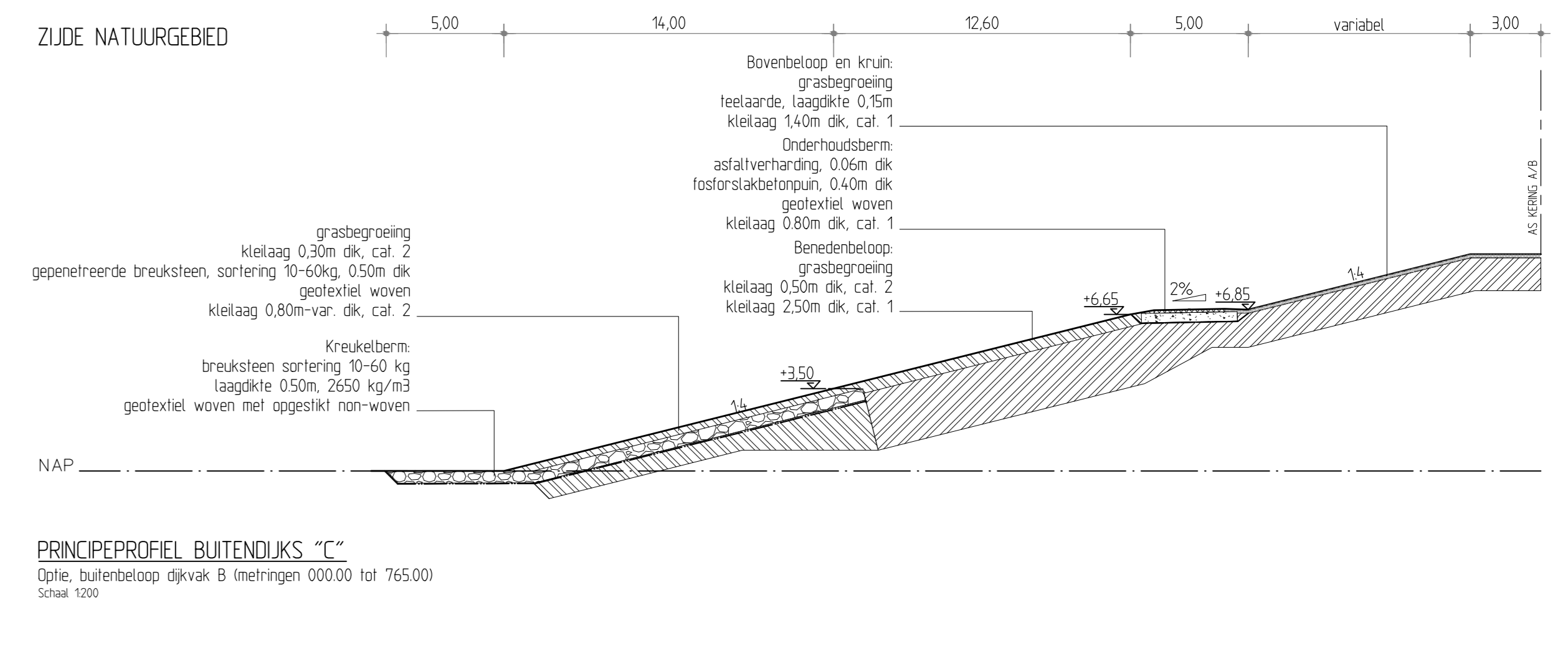
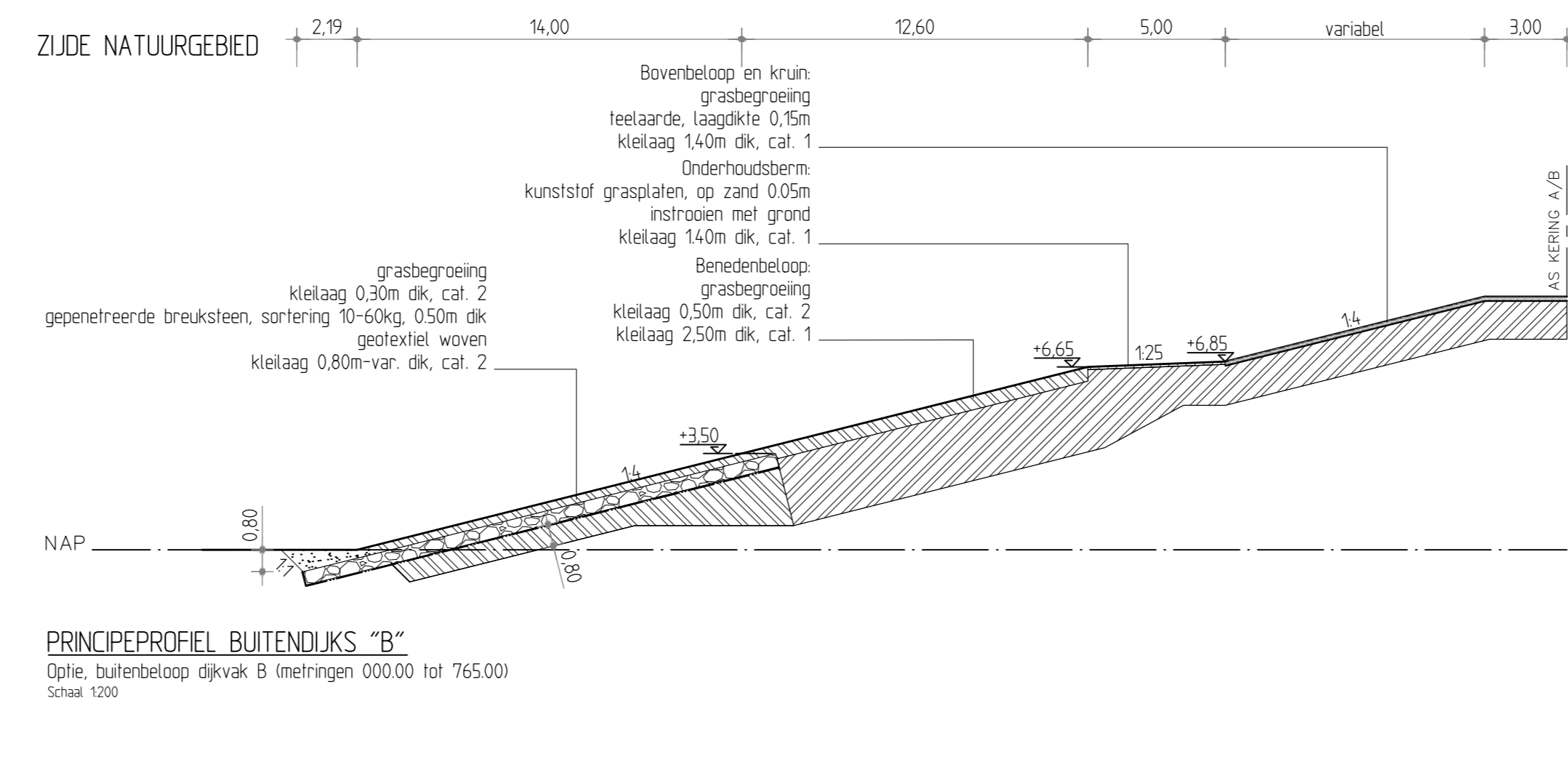
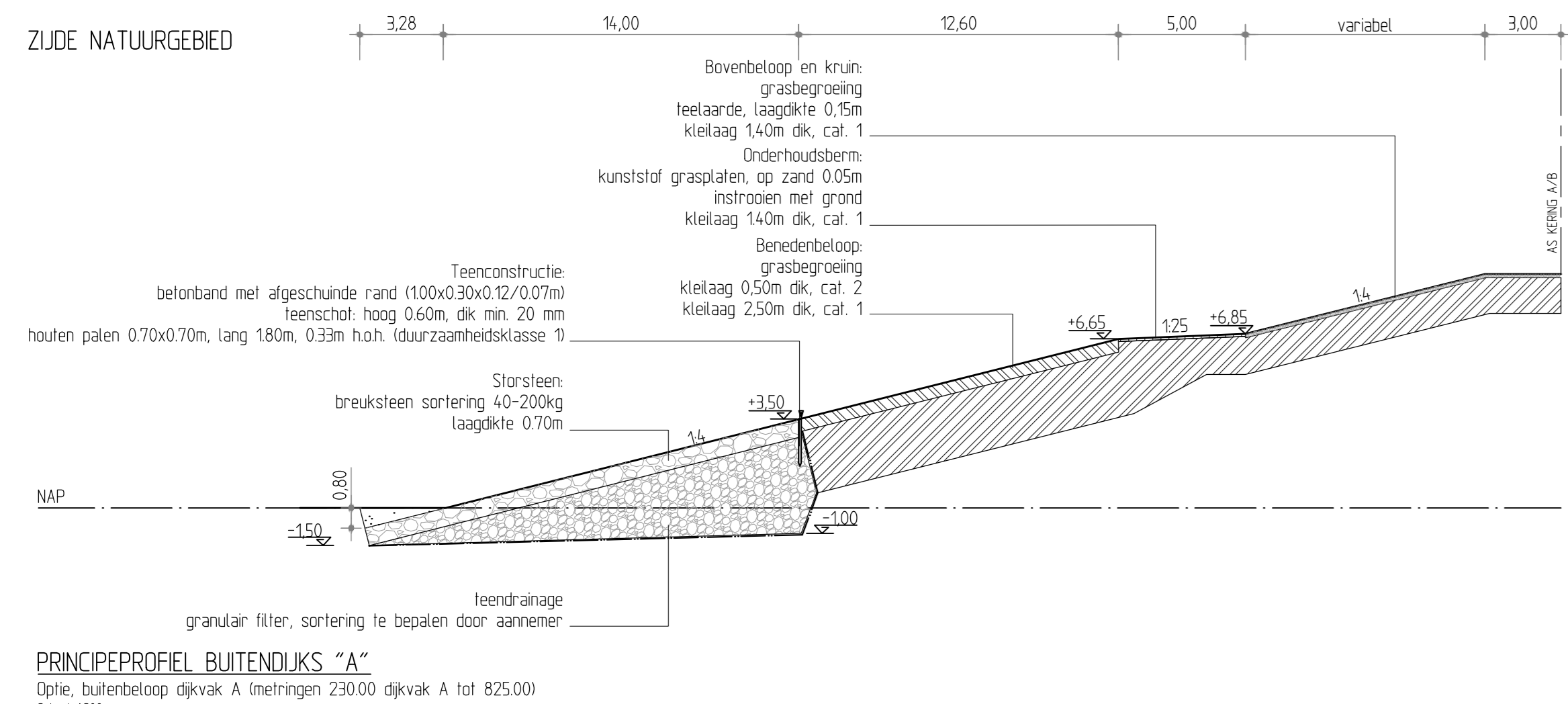
**Dienst Landelijk Gebied Zuid**

**Natuurcompensatie Perkpolder**

**Principe- en dwarsdoorsneden (1)**

**ROYAL HASKONING**  
Kust & Rivieren

919564-B0 / 2332-501



**Legenda**

- Bestaande situatie
- Nieuwe situatie
- As waterkering
- Waterlijn
- Aanbrengen geotextiel
- Aanbrengen betonzulen
- Aanbrengen asfaltverharding
- Aanbrengen breukstenen
- Aanbrengen geparieerde breukstenen
- Aanbrengen mijnstenen
- Aanbrengen leelaarde met gras
- Aanbrengen zand
- Verwijderen top laag
- Aanbrengen klei
- Aanbrengen klei
- Aanbrengen klei

**Opmerkingen**

- Maten in meters tenzij anders vermeld
- Hoogtematen t.o.v. NAP
- Toonruimte niet opgetekend
- Zie tekening 919564-B0/2332-511 voor lengteprofielen waterkering C en K

**Dienst Landelijk Gebied Zuid**

Natuurcompensatie Perkpolder

Principe- en dwarsdoorsneden (2)

**ROYAL HASKONING**  
 Kust & Rivieren  
 Gemaal 1100000000  
 3000 AH Rotterdam  
 +31 (0)10 443 34 88  
 +31 (0)10 443 34 88  
 www.royalhaskoning.com

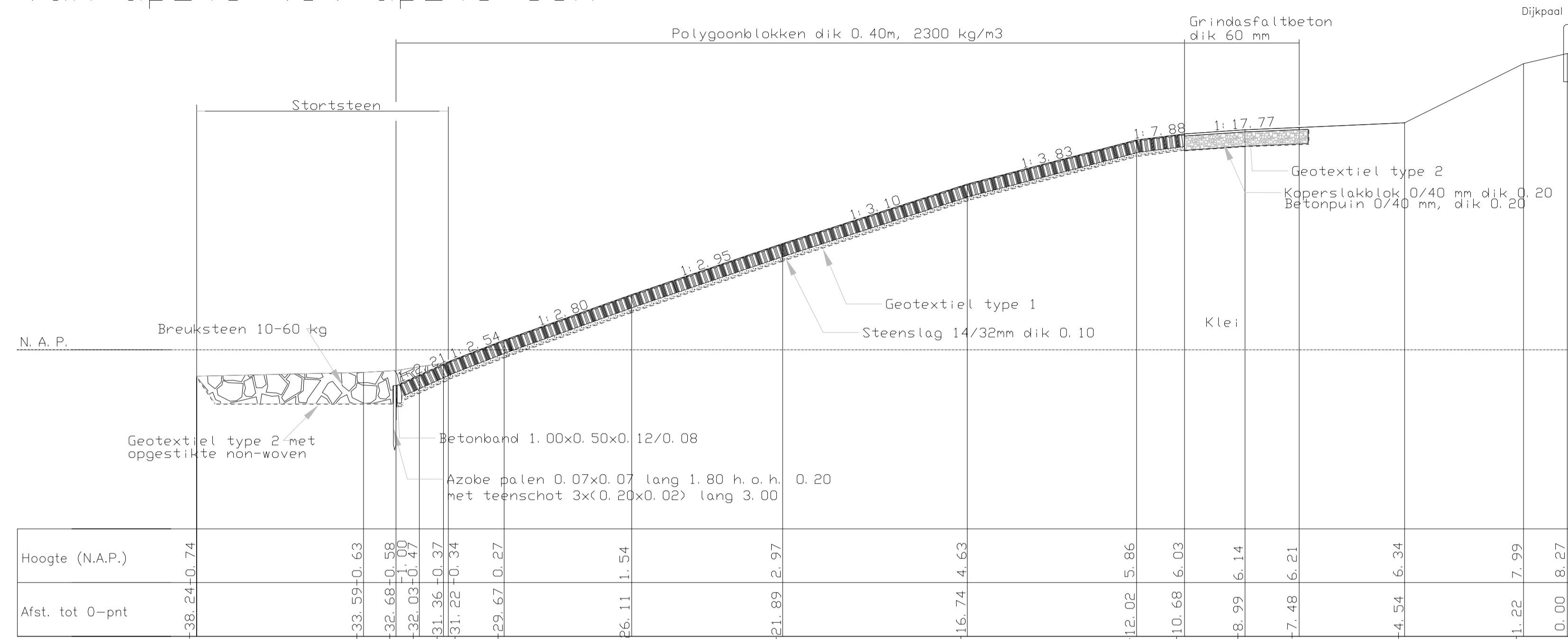
9T0564.B0 / 2332-502



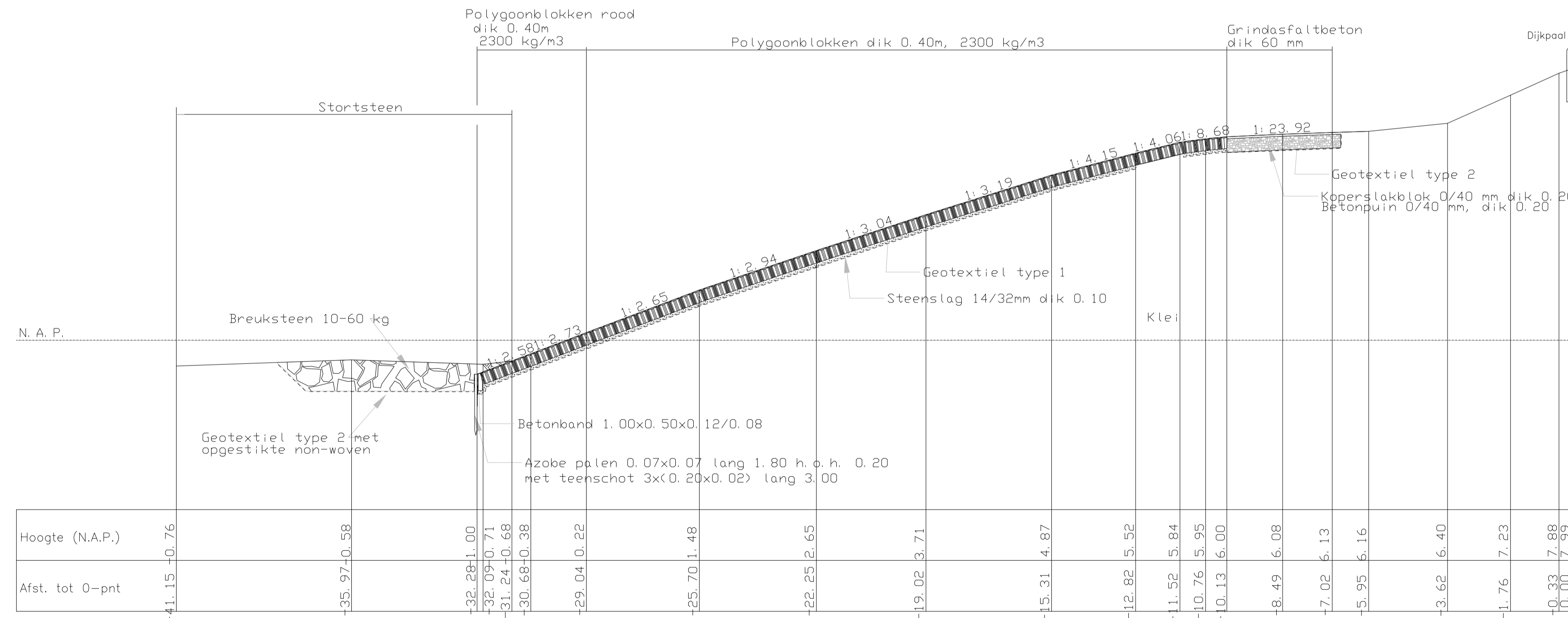
## Bijlage 7 Tekeningen Dijkversterking



Profiel dwp246 (Noorddijkpolder)  
van dp245 tot dp248+50m



Profiel dwp249 (Noorddijkpolder)  
van dp248+50m tot dp251



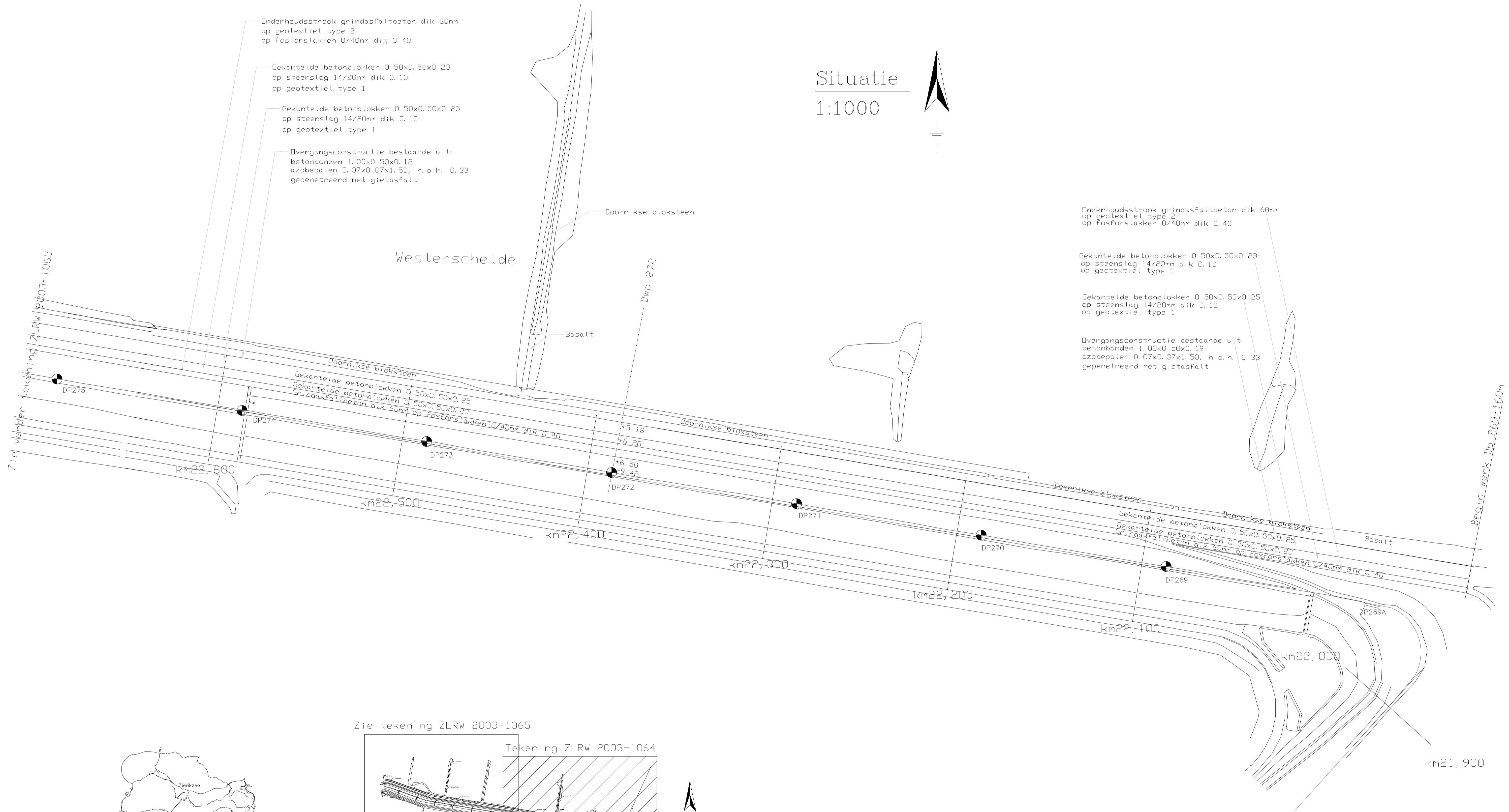
Legenda

- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Maten in meters, tenzij anders is aangegeven
- Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.
- Polygoonblokken
- Fosforslakken 0/40
- Stortsteen

rijkswaterstaat directie zeeland		afdeling nwt	
Project Zeeweringen Noorddijkpolder Dwarsprofielen dwp246 en dwp249			revisie ZL-4743
getekend M. Serier	o.d. 22-08-'01	schaal 1 : 100	
gecontroleerd L. Verwerden	o.d. 22-08-'01	in 10 bladen, blad nr. 8	
o.c.c.o.o.r.d. P. Hengst	o.d. 22-08-'01	A1 ZLNW 2001-1183	
gewijzigd o.d. 17-06-'05	onderhoudsstrook		

G:\tekening\pws\rev\Noorddijkpolder\01-1183.dwg

Situatie  
1:1000



Onderhoudstrook grindasfaltbeton dik 60mm  
op geotextiel type 2  
op fosforslakken 0/40mm dik 0.40

Gekantelde betonblokken 0.50x0.50x0.20  
op steenslag 14/20mm dik 0.10  
op geotextiel type 1

Gekantelde betonblokken 0.50x0.50x0.25  
op steenslag 14/20mm dik 0.10  
op geotextiel type 1

Overgangsconstructie bestaande uit:  
betonbanden 1.00x0.50x0.12  
azobepalen 0.07x0.07x1.50, h.o.h. 0.33  
gepenetreerd met gietasfalt

Onderhoudstrook grindasfaltbeton dik 60mm  
op geotextiel type 2  
op fosforslakken 0/40mm dik 0.40

Gekantelde betonblokken 0.50x0.50x0.20  
op steenslag 14/20mm dik 0.10  
op geotextiel type 1

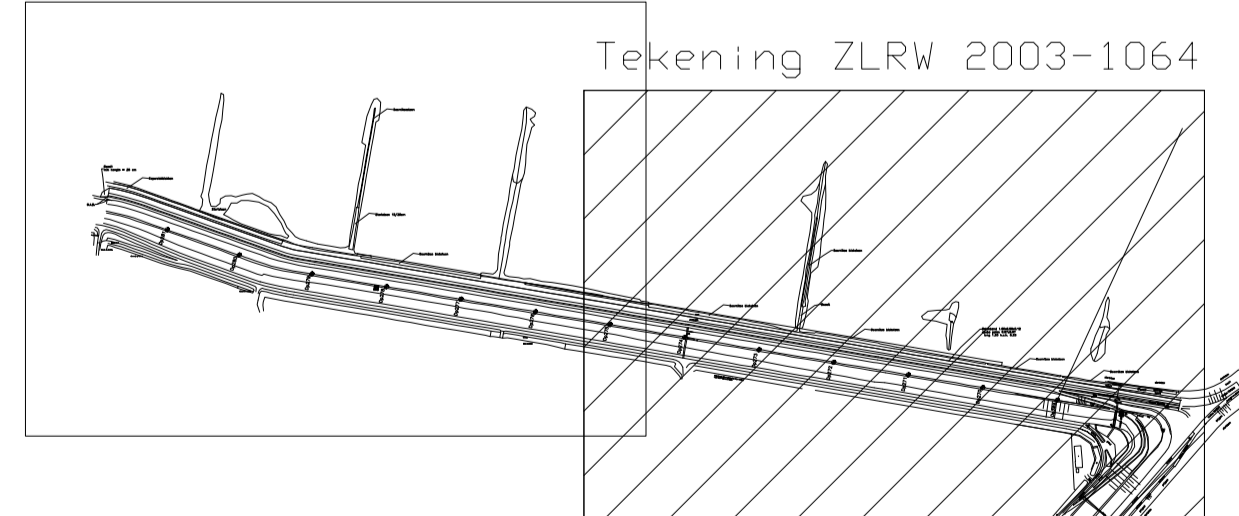
Gekantelde betonblokken 0.50x0.50x0.25  
op steenslag 14/20mm dik 0.10  
op geotextiel type 1

Overgangsconstructie bestaande uit:  
betonbanden 1.00x0.50x0.12  
azobepalen 0.07x0.07x1.50, h.o.h. 0.33  
gepenetreerd met gietasfalt

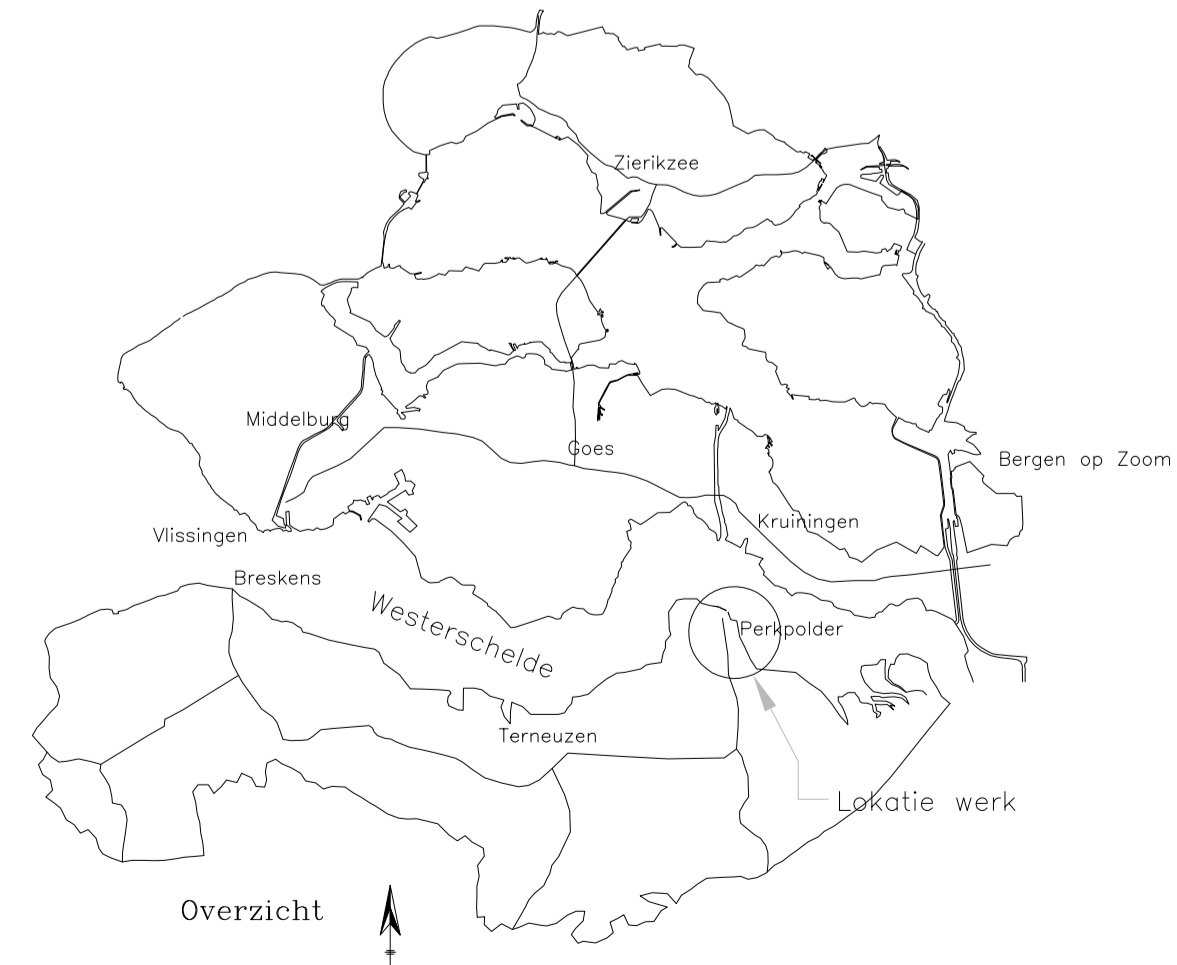
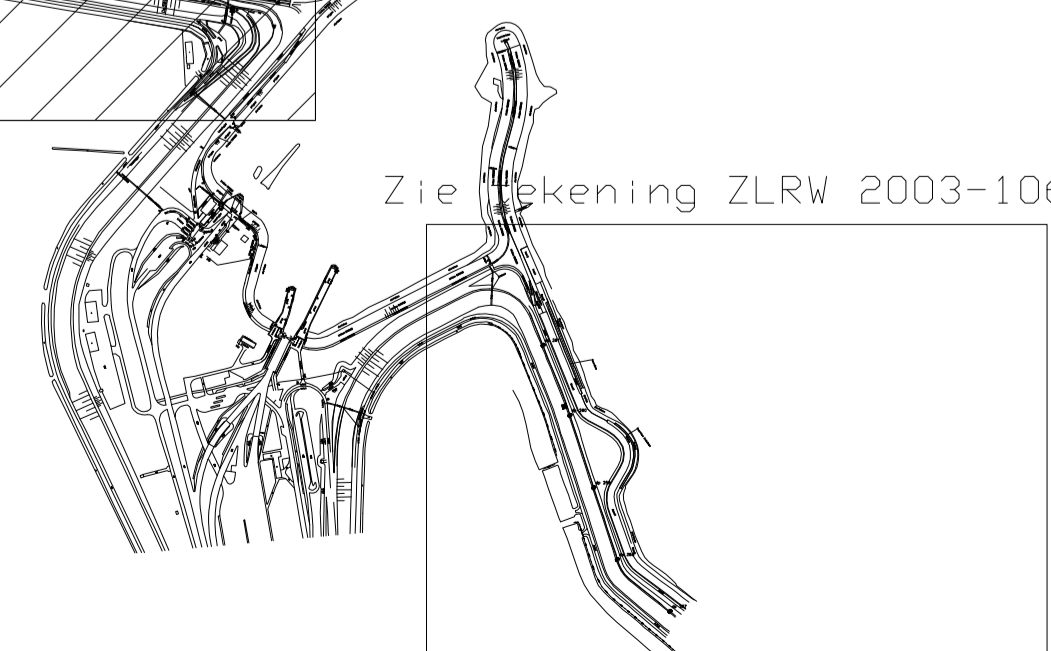
Zie verbeter tekening ZLRW 2003-1065

Begin werk Dp\_269-160m

Zie tekening ZLRW 2003-1065



Zie tekening ZLRW 2003-1066



Legenda

- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Dwarsprofiel
- Dijkpaal
- + Kilometring

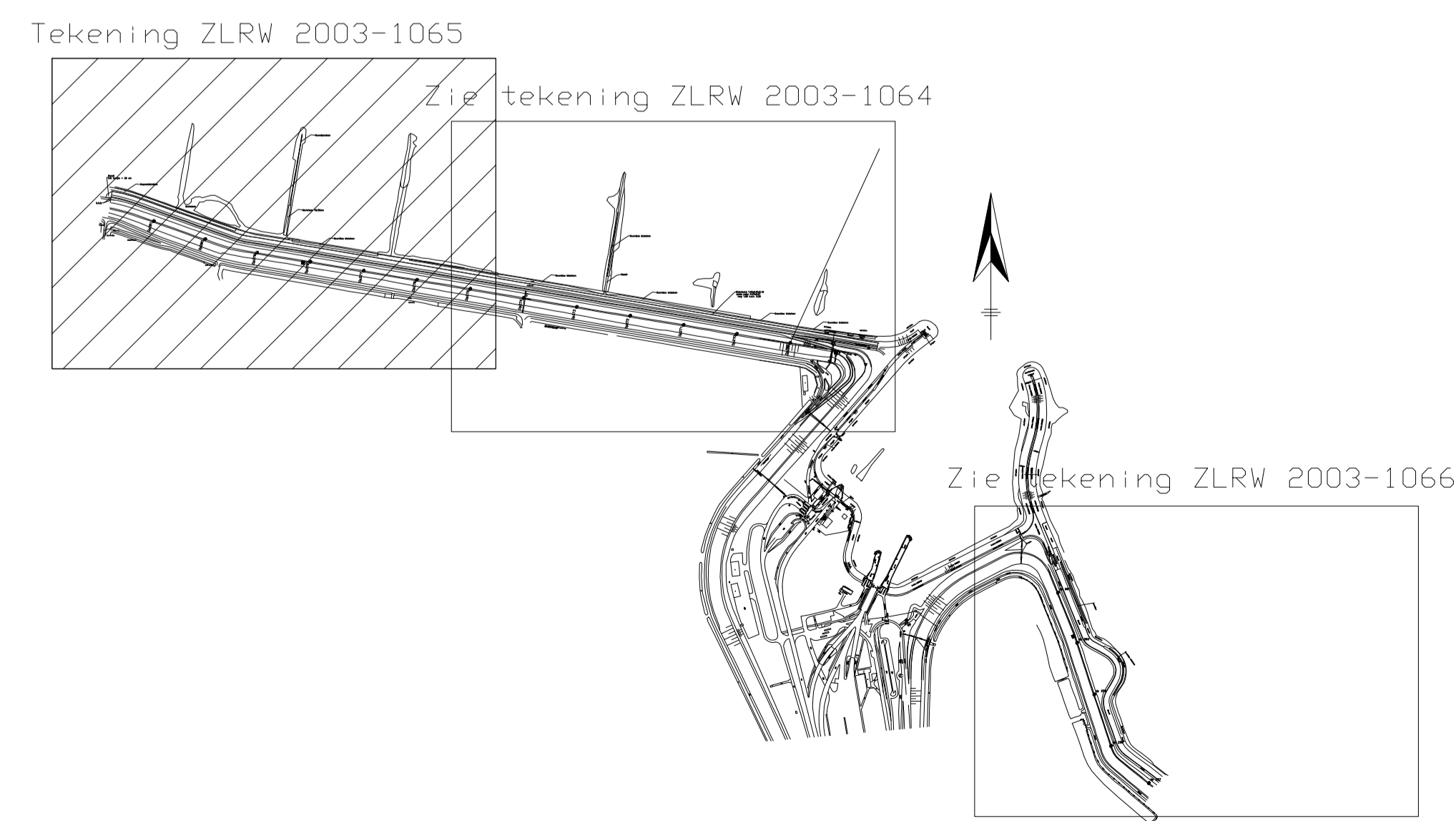
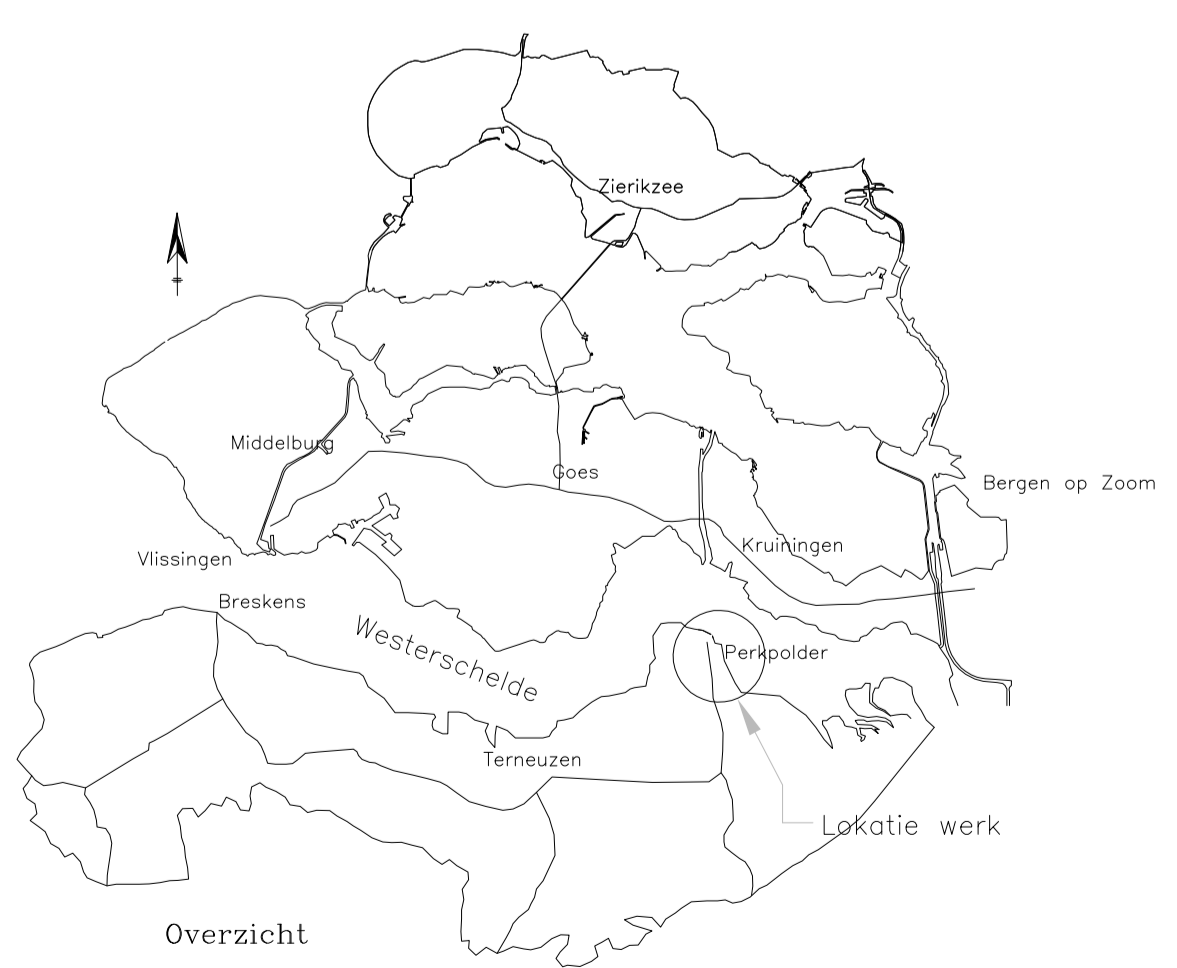
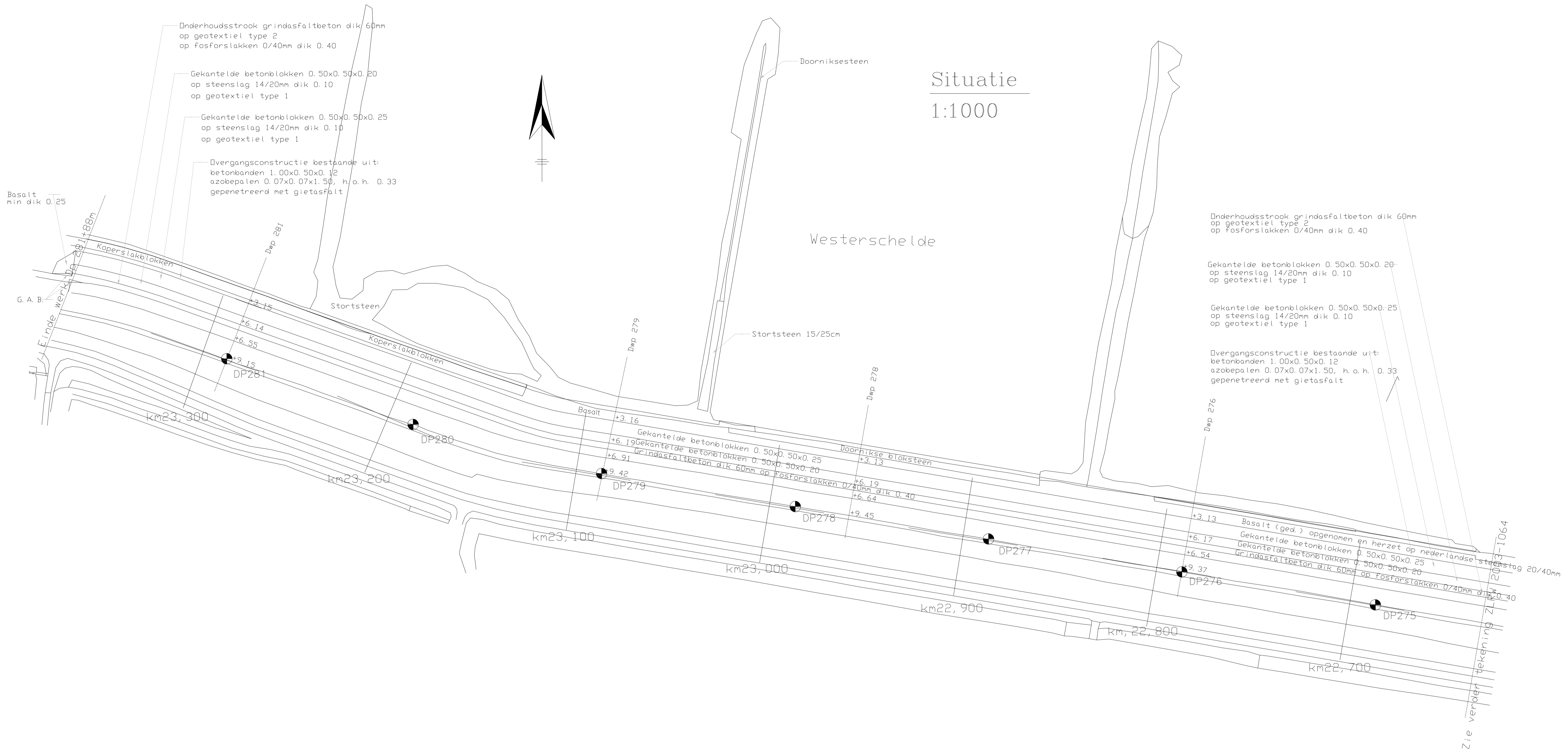
Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.  
Voor dwarsprofiel dwp272 zie tekening ZLRW 2003-1067

rijkswaterstaat directie zeeland		afdeling RWI	
Project Zeeweringen Perkpolder West Situatie van dp269-16m tot dp275			revisie ZL-5039
getekend W. Eckhardt	o.a. 10-12-'04	schaal 1 : 1000	
gecontroleerd L. v. Herwerden	o.a. 10-12-'04	in 6 bladen, blad nr. 1	
accoraal P. Hengst	o.a. 10-12-'04	A1 ZLRW 2003-1064	
gewijzigd			

G:\Tekening\Nas\rev\perkpolder\ 2003-1064.sit

# Situatie

## 1:1000



- ### Legenda
- Bestaande situatie
  - Gemaakt werk
  - Dwarsprofiel
  - Dijkpaal
  - + Kilometrerings

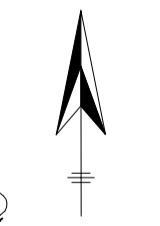
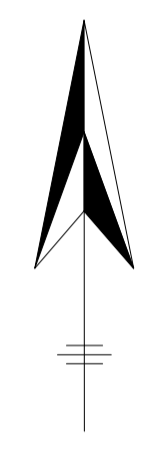
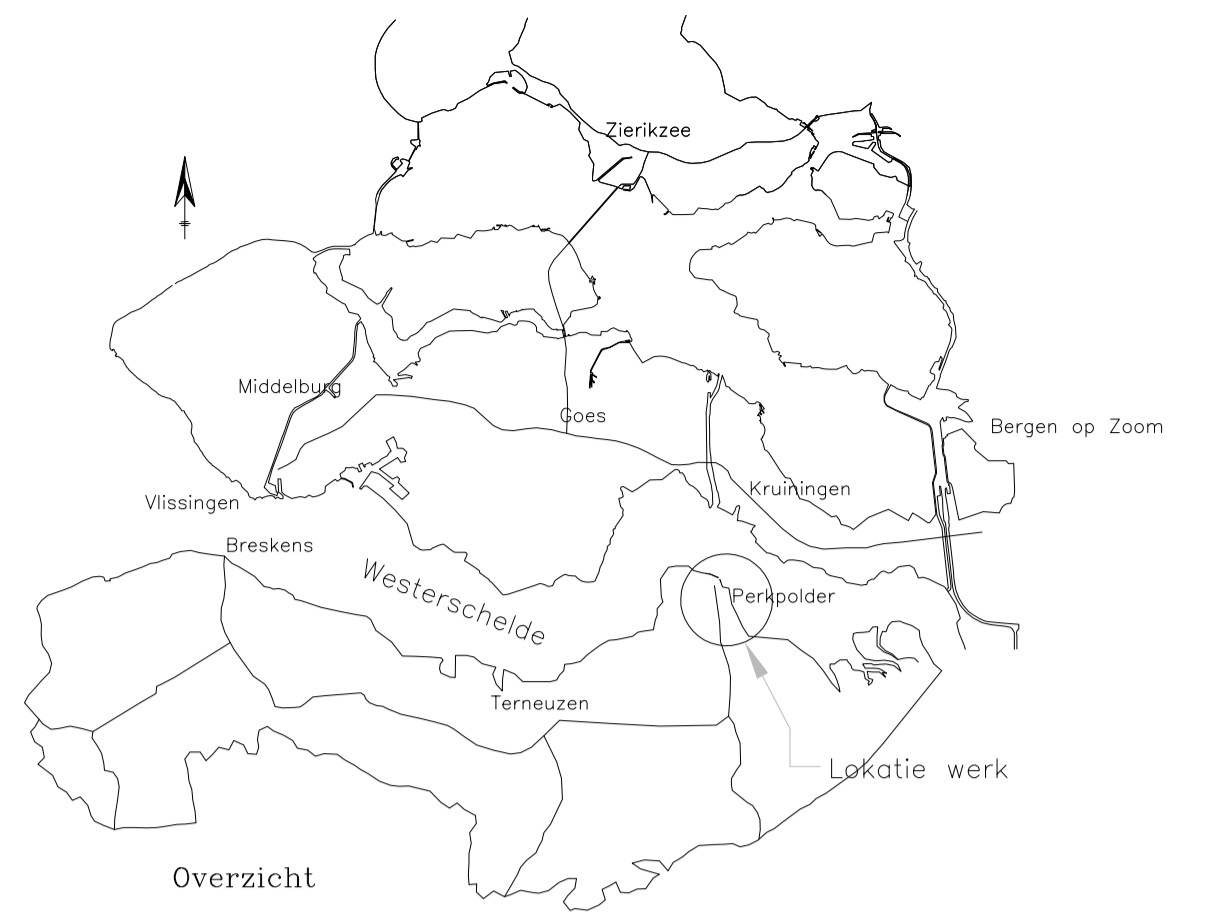
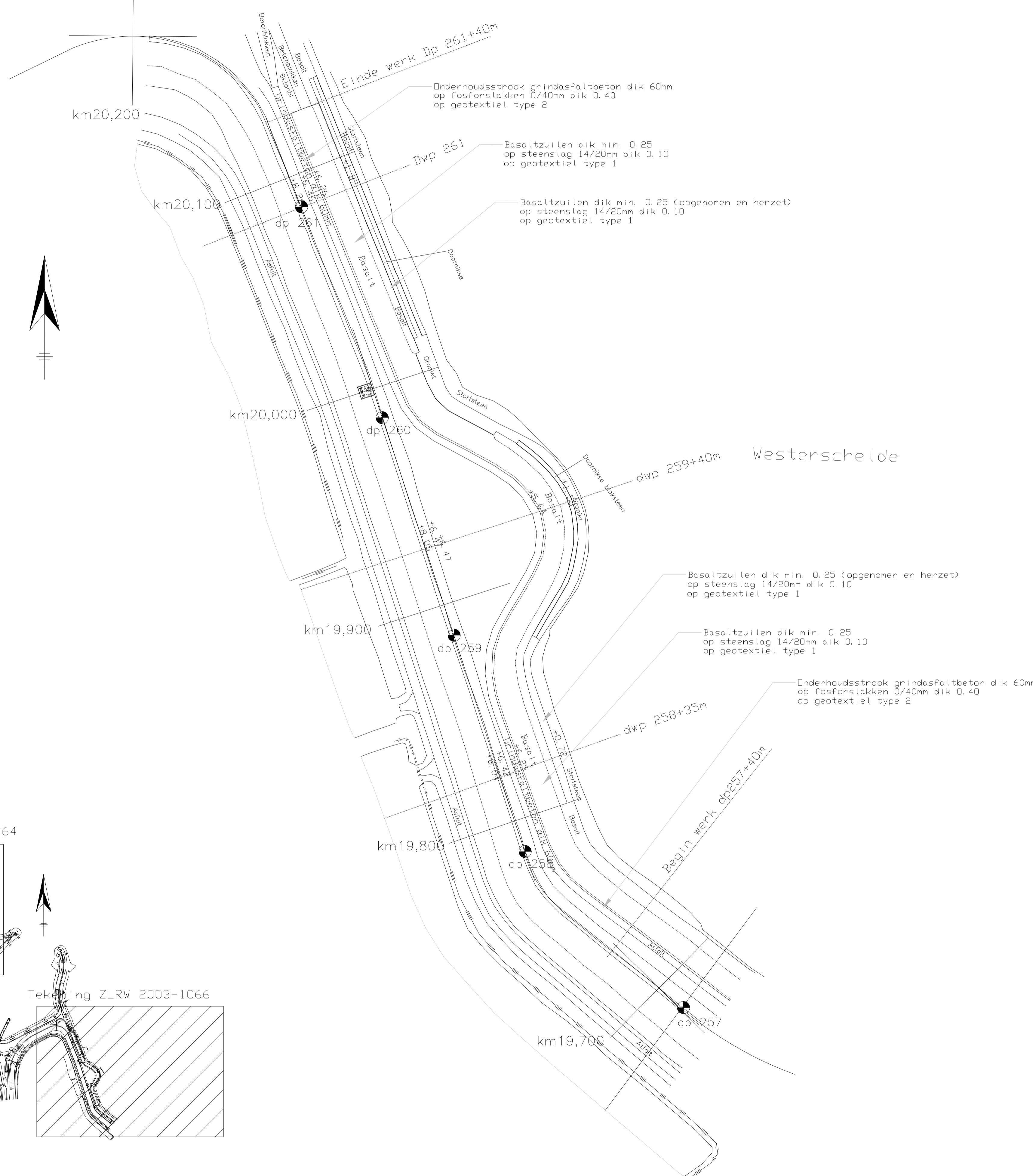
Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.  
 Voor dwarsprofiel dwp276 zie tekening ZLRW 2003-1067  
 Voor dwarsprofiel dwp278 en dwp279 zie tekening ZLRW 2003-1068  
 Voor dwarsprofiel dwp281 zie tekening ZLRW 2003-1068

rijkswaterstaat		afdeling RWI	
directie zeeland			
Project Zeeweringen			revisie
Perkpolder West			ZL-5039
Situatie van dp275 tot dp281+88m			
getekend	W. Eckhardt	dd	10-12-'04
gecontroleerd	L. v. Herwerden	dd	10-12-'04
gemaakt	P. Hengst	dd	10-12-'04
gewijzigd			
school			1 : 1000
in			6 bladen, blad nr. 2
A1			ZLRW 2003-1065

G:\Tekening\NWS\veperkpo\ter\ 2003-1065.sit

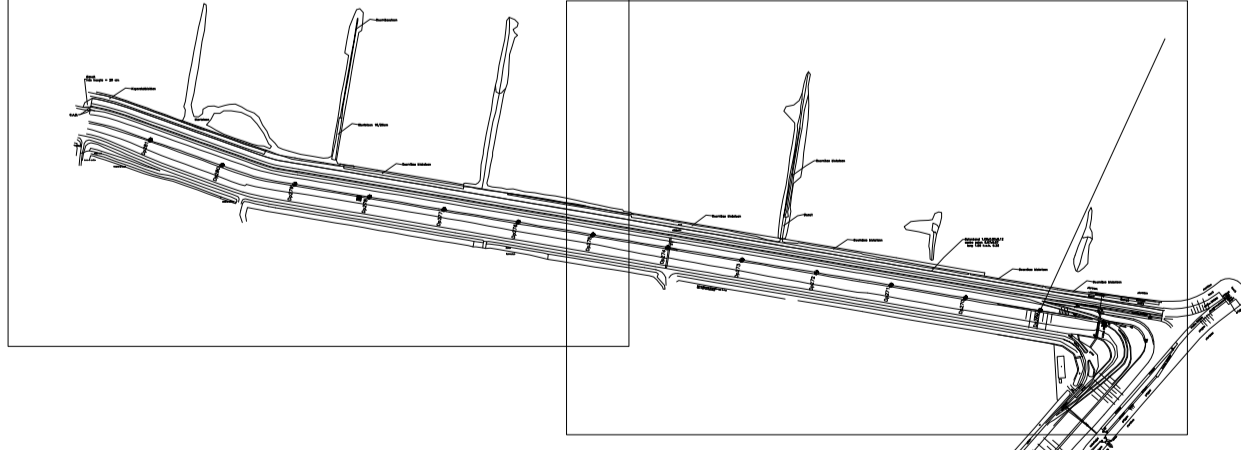
# Situatie

## 1:1000

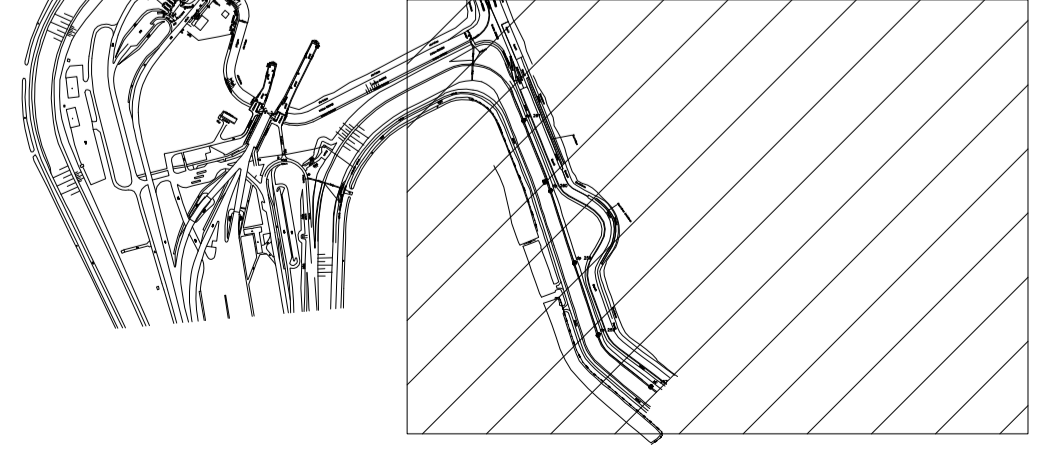


Zie tekening ZLRW 2003-1065

Zie tekening ZLRW 2003-1064



Tekening ZLRW 2003-1066



### Legenda

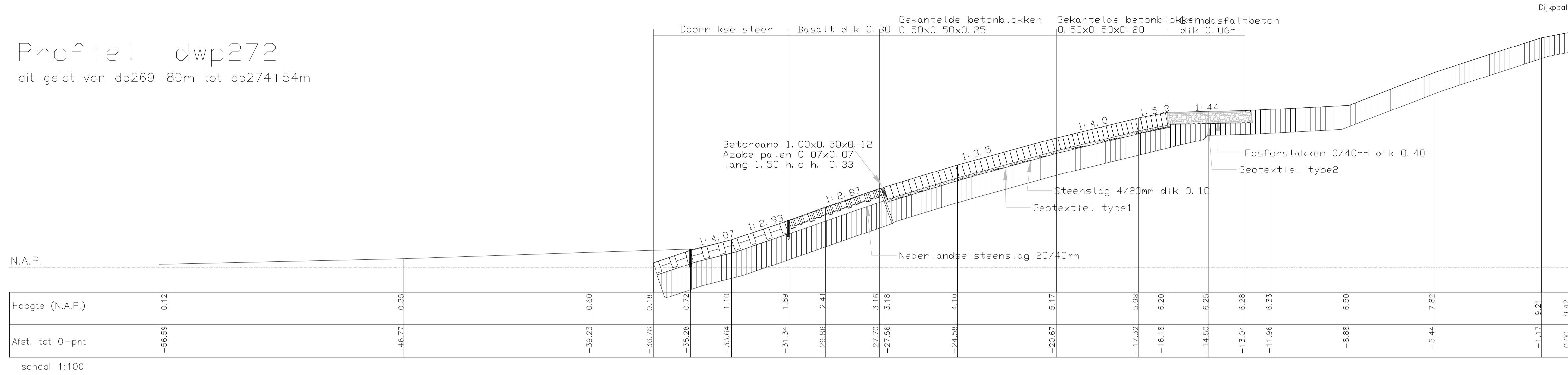
- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Dwarsprofiel
- Dijkpaal
- + Kilometrering

Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.  
 Voor dwarsprofiel dwp258+35m, dwp259+40m  
 en dwp261 zie tekening ZLRW 2003-1069

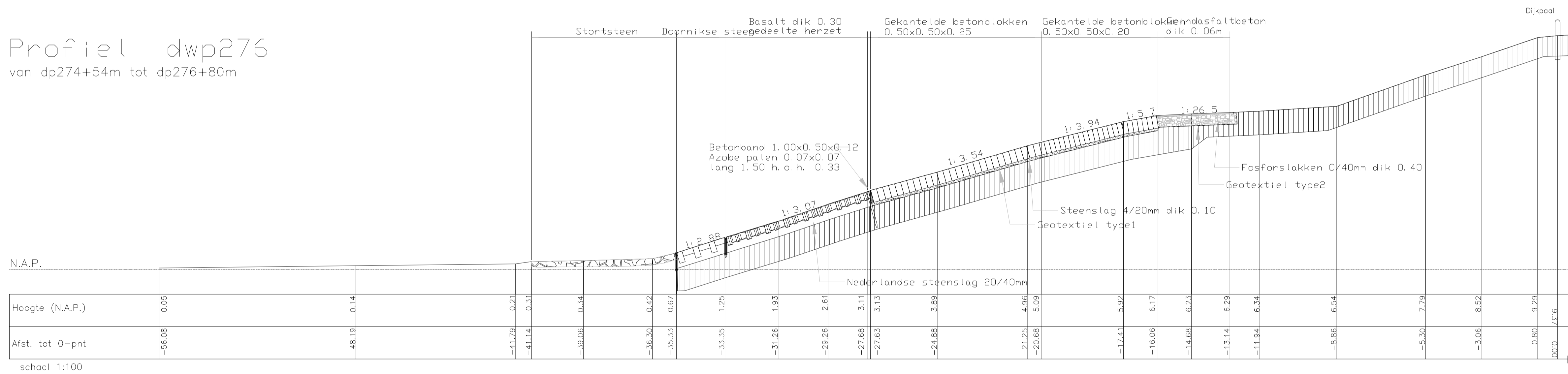
rijkswaterstaat directie zeeland		afdeling RWI	
Project Zeeweringen Perkpolder Oost Situatie van dp257+40m tot dp261+40m			revisie ZL-5039
getekend	W. Eckhardt	aa. 10-12-'04	school 1 : 1000
gecontroleerd	L. v. Herwerden	aa. 10-12-'04	
accoraad	P. Hengst	aa. 10-12-'04	in 6 bladen, blad nr. 3
gewijzigd			A1 ZLRW 2003-1066

g:\tekening\vas\re\perkpolder\ 2003-1066.sit

Profiel dwp272  
dit geldt van dp269-80m tot dp274+54m



Profiel dwp276  
van dp274+54m tot dp276+80m



Legenda  
 — Bestaande situatie  
 — Gemaakt werk

Maten in meters, tenzij anders is aangegeven  
 Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.  
 Voor situatie zie tekening ZLRW 2003-1064 en ZLRW 2003-1065

- Basaltzoulen
- Doornikse
- Betonblokken
- Klei
- Fosforlakken 0/40
- Kreukelberm

rijkswaterstaat directie zeeland		afdeling RWI	
Project Zeeweringen Revisie Perkpolder West Dwarsprofiel dwp272 en dwp276			revisie ZL-5039
getekend W. Eckhardt	o.d. 10-12-'04	schaal 1 : 100	
gecontroleerd L.v. Herwerden	o.d. 10-12-'04	in 6 bladen, blad nr. 4	
occorda P. Hengst	o.d. 10-12-'04	A1 ZLRW 2003-1067	
gewijzigd			

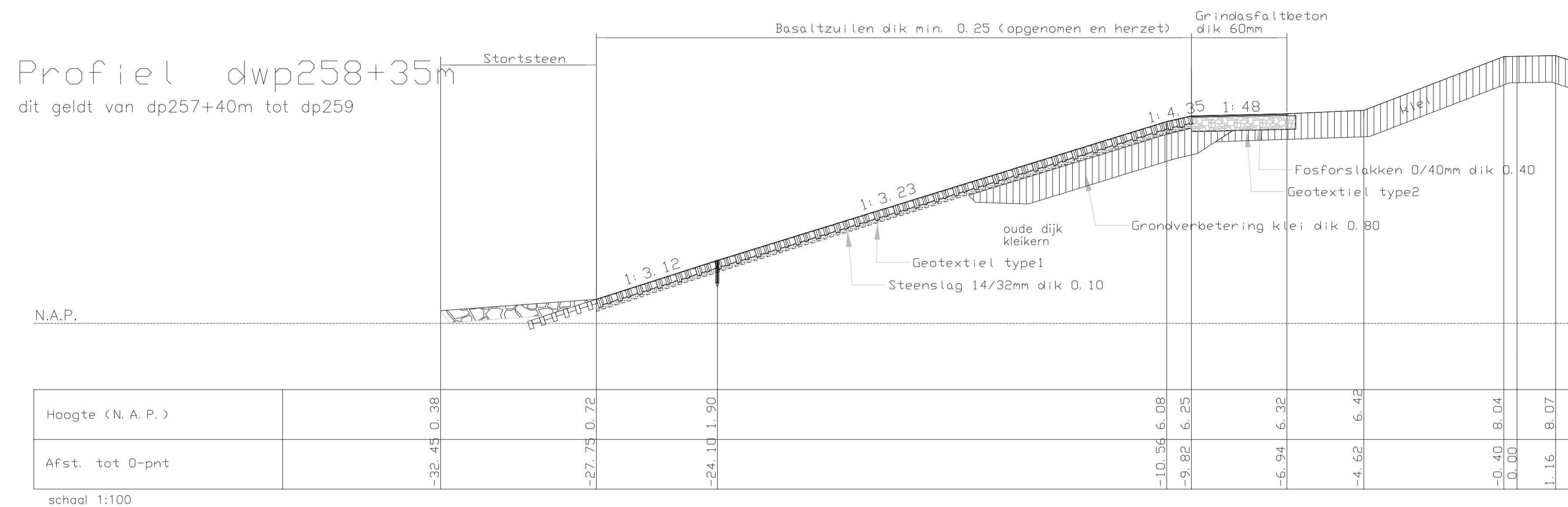
G:\tekening\ws\revisie\perkpolder\2003-1067.dwg





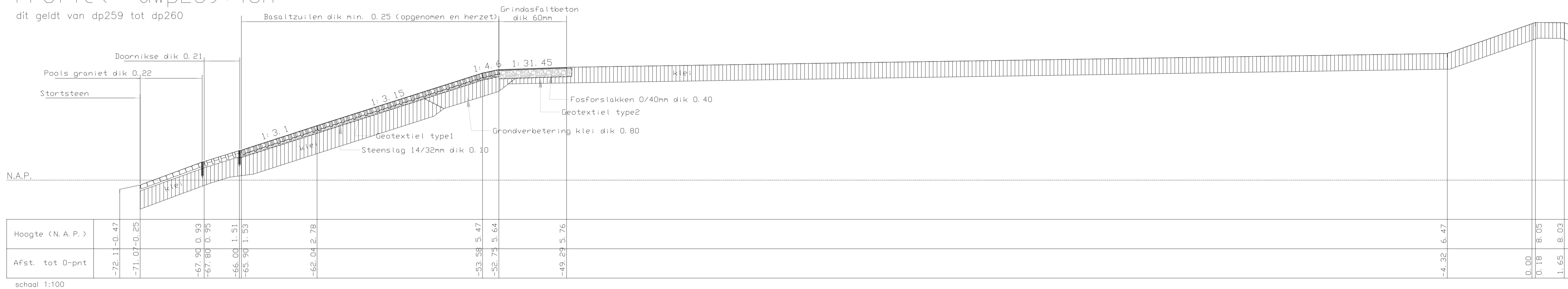
### Profiel dwp258+35m

dit geldt van dp257+40m tot dp259



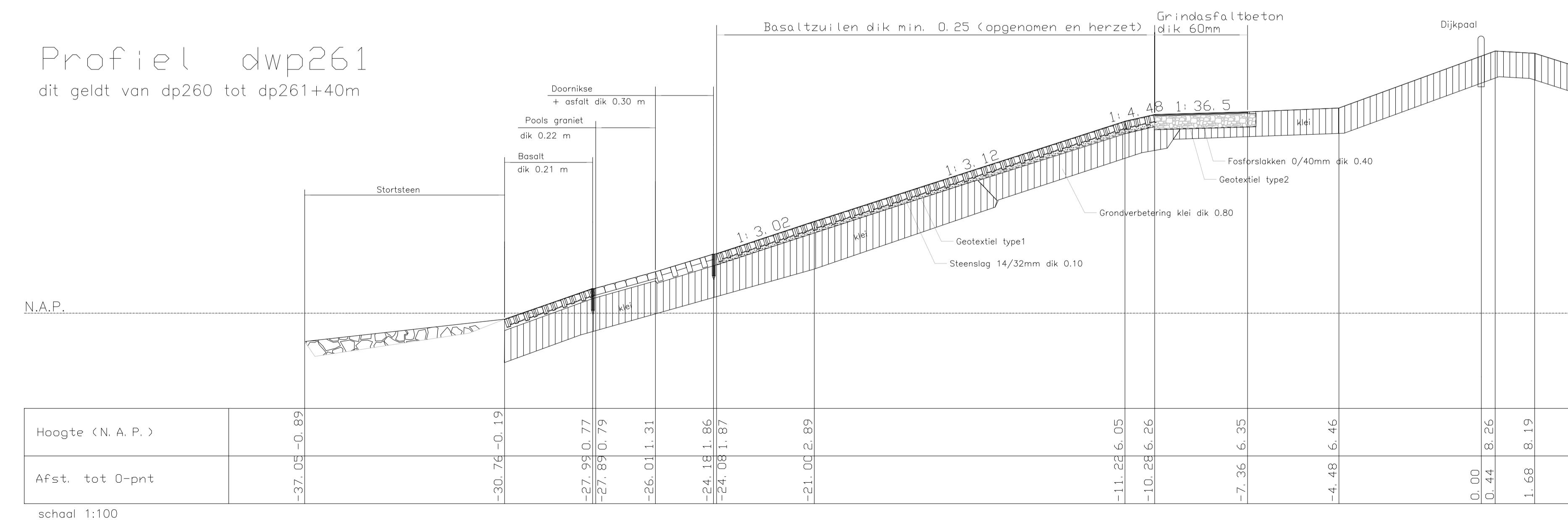
### Profiel dwp259+40m

dit geldt van dp259 tot dp260



### Profiel dwp261

dit geldt van dp260 tot dp261+40m



#### Legenda

- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Maten in meters, tenzij anders is aangegeven
- Hoogtematen in meters t.o.v. N. A. P.
- Voor situatie zie tekening ZLrW 2003-1066
- Basaltzuilen
- Doornikse
- Poels graniet
- Basaltzuilen
- Klei
- Fosforlakken 0/40
- Kreukelberm

rijkswaterstaat		afdeling RWI	
directie zeeland			
Project Zeeweringen			revisie
Revisie Perkpolder Oost			ZL-5039
Dwarsprofiel dwp258+35m, dwp259+40m en dwp261			
getekend	W. Eckhardt	o.d.	10-12-'04
gecontroleerd	L.v. Herwerden	o.d.	10-12-'04
o.c.c.o.a.	P. Hengst	o.d.	10-12-'04
gewijzigd			
		in 6	bladen, blad nr. 6
		A1	ZLRW 2003-1069

G:\tekening\ms\revisie\kpl\der\ 2003-1069.dwg