

# UITGANGSPUNTEN GOUDA, IJSSELDIJK

VERKENNINGSFASE DIJKVERSTERKING GOUDA  
IJSSELDIJK

**Opdrachtgever:**  
Hoogheemraadschap van Rijnland  
Postbus 156  
2300 AD LEIDEN



# Colofon

Rapport *UITGANGSPUNTEN GOUDA IJSSELDIJK*

*VERKENNINGSFASE DIJKVERSTERKING GOUDA IJSSELDIJK*

Versie *2.0*

Status *Definitief*

Datum *23 oktober 2014*

Referentie *P14-012.01*

Auteur(s) *ir. C. Bisschop*

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Bisschop', is placed over a light yellow rectangular background.

Controle *ir. R.C.M. Delhez*

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Delhez', is placed over a light yellow rectangular background.

# Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Overzicht gegevens</b>	<b>5</b>
2.1	Beschrijving situatie Gouda, IJsseldijk	5
<b>3</b>	<b>Uitgangspunten verkenningsfase</b>	<b>7</b>
3.1	Algemeen	7
3.2	Richtlijnen, leidraden en technische rapporten	7
3.3	Normstelling	7
3.4	Planperiode (LCC)	8
3.5	Ontwerpbenadering	9
3.6	Veiligheidsbenadering	9
3.6.1	Groene dijken	10
3.6.2	Constructies	12
3.7	Hydraulische randvoorwaarden	14
3.7.1	Faalkans Algerakering en effect op toetspeilen Hollandse IJssel	14
3.7.2	Ontwerwaterstanden	15
3.7.3	Peil na Val	15
3.7.4	Gemiddeld laagwater (GLW)	16
3.7.5	Extreem laag water (LW <sub>1/10</sub> -per jaar)	16
3.7.6	Gemiddelde waterstand	16
3.7.7	Polderpeil	16
3.7.8	Waterdiepten / vaargeul	17
3.7.9	Windgolven	18
3.8	Kruinhoogten	18
3.8.1	Zetting, klink en lokale bodemdaling	19
3.9	Overige uitgangspunten/randvoorwaarden	20
3.9.1	Verkeers- en calamiteitenbelasting	20
3.9.2	Aanvaringen	20
3.9.3	Ijsbelasting	20
3.9.4	Aardbevingen	20
3.9.5	Corrosie	21
3.9.6	Computerprogrammatuur en modellering	21
<b>4</b>	<b>Schematisatie bodem en dijksysteem</b>	<b>22</b>
4.1	Algemeen	22
4.2	Geometrie	22
4.2.1	Ingemeten dwarsprofielen	22
4.2.2	Hoogtekaarten	22
4.3	Grondopbouw	22
4.4	Grondparameters	23
4.4.1	Volumieke gewichten	23
4.4.2	Samendrukkings eigenschappen	24
4.4.3	Sterkteparameters	24
4.5	Eisen aan kleibekleding	26
4.6	Geohydrologie	27

4.6.1	Freatische waterstand	27
4.6.2	Stijghoogte in watervoerende zandlagen	27
4.6.3	Waterspanningsverloop	27

**Literatuurlijst** **28**

Bijlage 1	Rapportage Hydrologic – d.d. 25-06-2014 – P626
Bijlage 2	Weergave frequentielijnen en analyse t.b.v min. ben. Kruinhoogte
Bijlage 3	Verslag evaluatiegroep grondmechanisch onderzoek
Bijlage 4	verslag MHW overleg (Algerakering) – 3 maart 2014
Bijlage 5	Waterstanden ( <a href="http://www.waternormalen.nl">www.waternormalen.nl</a> )
Bijlage 6	Analyse bodemdaling
Bijlage 7	Resultaten analyse sterkteparameters grondsoorten
Bijlage 8	Bepaling vaargeuldiepte Hollandsche IJssel

# 1 INLEIDING

---

In opdracht van het hoogheemraadschap van Rijnland (HHvR) voert Greenrivers BV de verkenningsfase voor de dijkversterking van de IJsseldijk te Gouda uit.

In 2008 is uit de toetsing gebleken dat de waterkering van de IJsseldijk op onderdelen is afgekeurd. Er is toen begonnen met het project Verbetering IJsseldijk Gouda (voortaan afgekort tot VIJG). Na intensieve afstemming en samenwerking met belanghebbenden is er in januari 2013 een voorkeursalternatief (VKA) bepaald [1]. Echter in 2013 hebben diverse ontwikkelingen plaatsgevonden en ontstonden daardoor nieuwe inzichten waardoor een nieuwe aanpak nodig was. Een aantal van deze ontwikkelingen zijn:

- Kansen voor verminderde opgave door aanpassing van toetsregels voor deelgebieden met hoge voorlanden. In Gouda zijn hoge voorlanden aanwezig ter plaatse van het bedrijventerrein langs de Schielandse Hoge Zeedijk en ter plaatse van de begraafplaats IJsselhof;
- Aanpassing van de ontwerpeis, namelijk dat dit gebeurt op basis van een optimale kostenverdeling over de levensduur van de gekozen oplossing, de zogenaamde Life Cycle Cost-benadering (LCC-benadering);
- Onzekerheid over de (mate van) afkeuring van het kadedeel langs de historische binnenstad van Gouda door ontbrekende grondwaterstromingsmetingen;
- Kansen voor het in de toekomst openstellen van de historische Havensluis;
- Nieuw hydraulisch belasting model - Hydra BS (dit onderdeel wordt uitgevoerd door Hydrologic).

Door HHvR is deze nieuwe aanpak bestuurlijk vastgelegd. Een belangrijk onderdeel van het besluit is dat het tracé wordt opgeknipt in urgente en minder urgente delen.

Door Greenrivers BV worden de waterkeringen (excl. waterkerende kunstwerken) van de urgent aangemerkte delen beschouwd. In dit rapport zijn de uitgangspunten van deze verkenningsfase opgenomen, voor zover ze op dit moment beschikbaar zijn. Gedurende deze verkenningsfase wordt nog terreinonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zullen op een later tijdstip aan deze uitgangspunten worden toegevoegd.

Daarnaast worden separaat door Hydrologic de hydraulische belastingen in het projectgebied bepaald. Ook deze zullen op een later tijdstip aan deze rapportage worden toegevoegd.



## 2 OVERZICHT GEGEVENS

In dit hoofdstuk zijn een aantal basisgegevens genoemd die het lezen van de rest van dit document inzichtelijk maken

### 2.1 BESCHRIJVING SITUATIE GOUDA, IJSSELDIJK

De IJsseldijk van de Julianasluis tot aan de Waaiersluis is een van de primaire waterkeringen in het beheergebied van het hoogheemraadschap van Rijnland. In 2008 is uit de toetsing gebleken dat de waterkering op onderdelen is afgekeurd. Er is toen begonnen met het project Verbetering IJsseldijk Gouda (voortaan afgekort tot VIJG). Na intensieve afstemming en samenwerking met belanghebbenden is er in 2013 een voorkeursalternatief (VKA) bepaald [1]. Echter is door de in de inleiding beschreven ontwikkelingen in 2013 een nieuwe verkenningfase noodzakelijk.

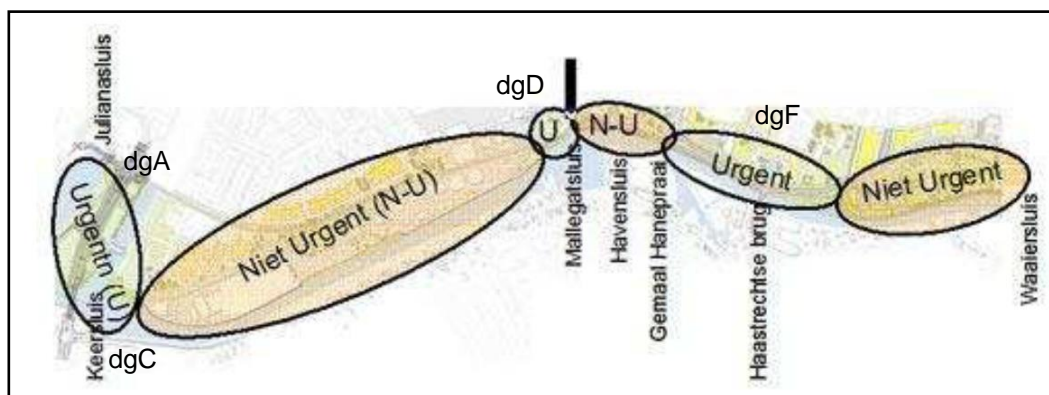
Door HHvR is deze nieuwe aanpak bestuurlijk vastgelegd. Een belangrijk onderdeel van het besluit is dat het tracé wordt opgeknipt in urgente en minder urgente delen. De meest urgente delen zijn in onderstaande figuur 2-1 weergegeven en zijn:

Deelgebied A: Julianasluis, over sluisseiland (dg A);

Deelgebied C: Vanaf keersluis tot aan bedrijventerrein (dg C);

Deelgebied D: Vanaf bedrijf Croda tot en met de Mallegatsluis (dg D);

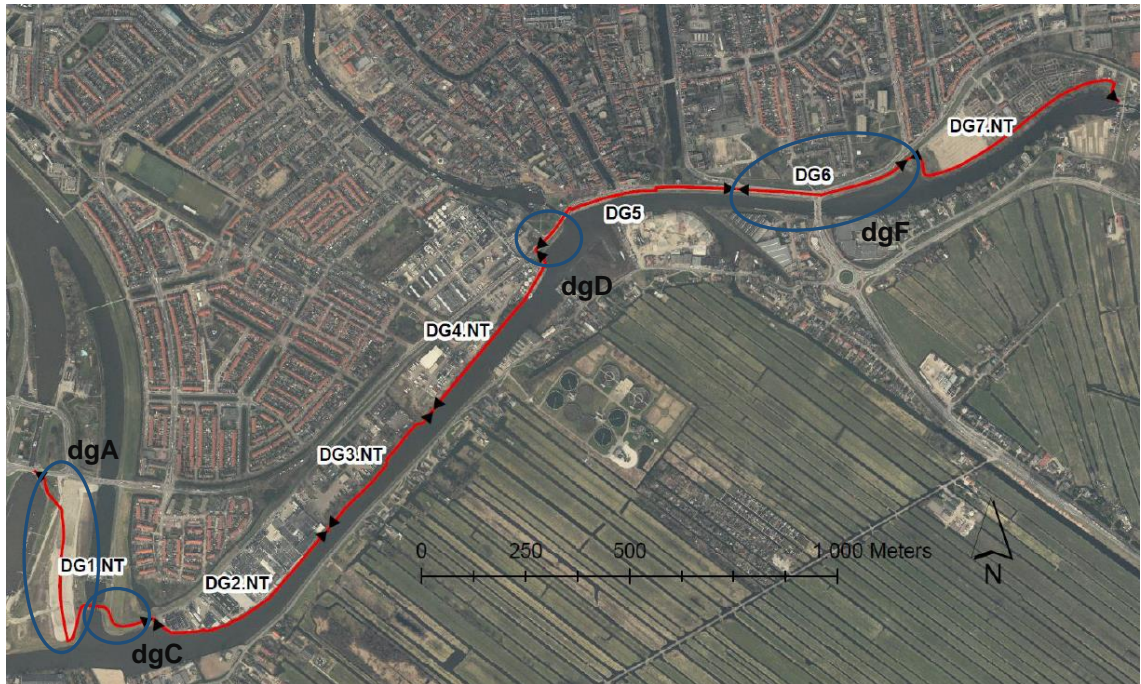
Deelgebied F: Vanaf Veerstal tot de begraafplaats (dg F).



Figuur 2-1 Locaties urgente- en niet-urgente deelgebieden [bron: uitvraag verkenningfase]

In het door Grontmij Nederland bv opgestelde VKA [1] is een andere indeling van de deelgebieden aangehouden. In onderstaande figuur 2-2 is deze oude indeling aangegeven. Daarbij zijn ook de nieuwe deelgebied benaming aangegeven.





Figuur 2-2 Locaties deelgebieden [1]

In onderstaande tabel zijn de nieuwe en oude nummering en benaming weergegeven. Ook is de lengte van de nieuwe deelgebieden in de laatste kolom opgenomen.

**Tabel 2-1: Overzicht nummering nieuwe en oude deelgebieden**

Deelgebied	Onderdeel van oude deelgebied [1]	Oude benaming	Lengte [m]
A	DG1.NT	Sluiseiland en gemaal	732
B	DG1.NT	Sluiseiland en gemaal	73
D	DG5	De Historische binnenstad	102
F	DG6	De dijk bij de Haastrechtse brug	628



# 3 UITGANGSPUNTEN VERKENNINGSFASE

---

## 3.1 ALGEMEEN

In dit hoofdstuk zijn de van toepassing zijnde uitgangspunten ten behoeve van de verkenningsfase weergegeven.

Een groot deel van de uitgangspunten is overgenomen uit het door Grontmij opgestelde VKA [1]. Doordat op dit moment het Hydra BS-model beschikbaar is, zijn door HydroLogic de hydraulische belastingen berekend. In dit hoofdstuk zijn de voor het ontwerp van belangzijde gegevens samengevat. De complete rapportage van HydroLogic is aan dit rapport in bijlage 1, toegevoegd.

Opgemerkt wordt dat in deze verkenningsfase naast de hier gepresenteerde uitgangspunten nog een aanvullend veldonderzoek wordt uitgevoerd. Dit veldonderzoek wordt uitgevoerd ten behoeve van de planuitwerking, ten behoeve van het detailontwerp. Voor de verkenningsfase is voldoende informatie beschikbaar. Het veldonderzoek bestaat uit onder andere:

- Uitvoeren van sonderingen en boringen om de laagscheidingen beter in kaart te brengen;
- Steken van (on)geroerde grondmonsters;
- Uitvoeren van laboratoriumonderzoek om de diverse grondlaageigenschappen beter te kunnen bepalen;
- Meting van waterspanningen en stijghoogten in diverse meetraaien langs de dijk.

Dit onderzoek leidt mogelijk tot een ander inzicht in de bodemopbouw, grondparameters en ligging van freatische waterstanden in het dijklichaam en daaronder. Deze wijzigingen in uitgangspunten hebben daarmee mogelijk invloed op de veiligheid (faalkans) van de verschillende faalmechanismen. Indien dit zo dient dit in een volgende fase, de planuitwerking, opnieuw te worden beschouwd.

## 3.2 RICHTLIJNEN, LEIDRADEN EN TECHNISCHE RAPPORTEN

Voor de verkenningsfase van het ontwerp van de IJsseldijk te Gouda is gebruikt gemaakt van de vigerende richtlijnen, leidraden en technische rapporten van TAW/ENW en als ook van het handreiking ontwerpen met overstromingskansen en bijbehorende achtergronddocumenten [2]. Een compleet overzicht van deze documenten is opgenomen in de literatuurlijst.

## 3.3 NORMSTELLING

De IJsseldijk is onderdeel van dijkkring 14. In het kader van de nieuwe normering is deze dijkkring opgedeeld in een aantal dijktrajecten. Het deel van de IJsseldijk ligt in het dijktraject dat grenst aan de Hollandse IJssel en loopt vanaf de Algera-kering bij Krimpen aan de IJssel tot aan de Waaiersluis bij Gouda. Voor dit dijktraject is een lengte van 20,4 km ingeschat.

Vanuit het deltaprogramma Rijnmond-Drechtsteden is een overstromingskans van 1/30.000 per jaar voorgesteld. De verwachting is dat deze (concept)norm in september door de minister wordt vastgesteld. Opgemerkt wordt dat dit een zogenaamde middenkans is. In [2] is aangegeven dat de voor het ontwerp van waterkeringen (excl. waterkerende kunstwerken) te hanteren kans een





factor 2 groter is dan de middenkans. Hierdoor is derhalve een norm van 1/15.000 per jaar als (concept)norm in de verkenningsfase aangehouden.

### 3.4 PLANPERIODE (LCC)

Waar in het VKA nog een planperiode van 50 jaar voor groene keringen (conform de Leidraad Rivieren [3]) en een planperiode van 100 jaar voor constructies (Leidraad Kunstwerken [4]) werd gehanteerd, wordt in deze verkenningsfase de planperiode 'vrij' gelaten.

Dit maakt de weg vrij om een optimalere kostenverdeling van de dijkverbeteringsmaatregel over de levensduur van de waterkering te bereiken. Een zogenaamde LCC-benadering (Life Cycle Cost).

Uit de VKA blijkt dat onder andere als gevolg van de verwachte grote zettingen bij het ophogen van de waterkering, een aanzienlijke extra overhoogte moet worden aangebracht om aan het eind van de levensduur nog aan de minimaal benodigde kruinhoogte te voldoen. Daarnaast is in het projectgebied als gevolg van de aanwezige veenlagen een grote autonome bodemdaling aanwezig van circa 1,0 cm/jaar (zie paragraaf 3.8.1). Ook deze bodemdaling zorgt voor een extra aan te brengen overhoogte.

Door nu niet met een vaste planperiode van 50 jaar, maar met wellicht een kortere terugkeertijd (en dus vaker) een geringere dijkverhoging te realiseren (wellicht in combinatie met groot onderhoud van de aanwezige wegverharding) kunnen de extra aan te brengen overhoogten aanzienlijk worden gereduceerd. Deze manier biedt ook de mogelijkheid om het zettingsproces als gevolg van de aangebrachte dijkverhoging goed te monitoren, om daarmee de onzekerheid in de zettingspredictie in de toekomst te verkleinen.

Opgemerkt wordt dat het reduceren van de overhoogte ook tot aanzienlijke reducties van de stabiliteitsvergrotenende maatregelen kan leiden. Dit heeft eveneens een zeer gunstig effect op de waterkering, waarvoor maar een zeer geringe hoeveelheid ruimte in het voor- en achterland beschikbaar is.

Een andere optie voor het bereiken van een optimaal ontwerp is om de faalkansruimte, zoals is opgenomen in het Ontwerp Instrumentarium 2014 (OI2014 [2]), tussen de verschillende faalmechanismen te herverdelen. Zo is het vanuit de toetsing [5] reeds bekend dat het faalmechanisme *opbarsten en piping* in dit gebied niet kan optreden (geen faalkansbijdrage). Dit omdat aangetoond is dat onder de waterbodem van de Hollandse IJssel een voldoende dikke afdekkende laag aanwezig is, waardoor hydraulische kortsluiting niet kan ontstaan. Indien dit ook voor het resterende deel van de Hollandse IJssel geldt, zou de gereserveerde faalkansruimte voor dit faalmechanisme (24%) aangewend kunnen worden voor een ander faalmechanisme. Indien deze aangewend wordt voor bijvoorbeeld het faalmechanisme *overloop en golfoverslag*, zou dat tot gevolg kunnen hebben dat de verbeteropgave voor dit mechanisme kan worden verkleind.

In eerste instantie zal in de verkenningsfase geen herverdeling van de faalkansruimte worden beschouwd. Echter afhankelijk van de resultaten van de analyses zou in een vervolgfase kunnen worden overwogen om deze faalkansruimte ten gunste van bijvoorbeeld het faalmechanisme *overloop en golfoverslag* of *macrostabiliteit binnenwaarts* aan te wenden.



### 3.5 ONTWERPBENADERING

Het ontwerp van de dijkverbetering van de groene dijken (zonder constructies) in de verkenningsfase wordt uitgevoerd voor de volgende, in de Leidraad Rivieren [3] weergegeven, faalmechanismen:

- Overloop en golfoverslag;
- Macrostabieliteit binnenwaarts;
- Macrostabieliteit buitenwaarts;
- Bekleding.

De faalmechanismen opbarsten en piping en microstabieliteit zijn niet maatgevend en daardoor ook niet onderscheidend bij de afweging van de verschillende varianten voor de dijkverbetering.

Het ontwerp van de waterkerende constructies (type I of II) zal in de verkenningsfase, conform de Leidraad Kunstwerken [4] en de CUR166 [6], worden uitgevoerd voor de volgende belastingscondities:

- Ontwerpwaterstand;
- Peil na val;
- Extreme neerslag;
- Extreem laag water.

### 3.6 VEILIGHEIDSBENADERING

In deze paragraaf is de veiligheidsbenadering voor zowel de faalmechanismen voor groene dijken als constructies opgenomen. Voor de groene dijken is invulling gegeven aan de ontwerpeisen uit de handreiking OI2014 [2]. In deze handreiking is uitgegaan van defaultwaarden van de faalkansruimtefactor ( $\omega$ ). In het geval van VIJG (dijk) zijn de defaultwaarden weergegeven in onderstaande tabel.

**Tabel 3-1: Defaultwaarden voor de faalkansruimtefactor ( $\omega$ ) uit [2]**

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject (Overig – dijken)
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie dijklichaam	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Duinen	Duinafslag	0,00
Overig		0,30
		<b>TOTAAL : 1,00</b>

Zoals in paragraaf 3.4 reeds is aangegeven is er geen faalkansbijdrage voor het faalmechanisme *opbarsten en piping* te verwachten. De voor dit faalmechanisme gereserveerde faalkansruimte kan daarmee in een vervolgfase, als de situatie daar aanleiding voor geeft, worden aangewend voor een of meerdere andere faalmechanismen. Omdat het vanuit het VKA [1] bekend is dat met name het faalmechanisme *overloop en golfoverslag* dominant is, kan overwogen worden om de faalkansruimte van *opbarsten en piping* voor dit faalmechanisme aan te wenden. Hierdoor zou de faalkansruimtefactor voor *overloop en golfoverslag* vergroot kunnen worden van 0,24 naar 0,48. Uit het vervolg van de verkenningsfase zal moeten blijken of deze keuze leidt tot een optimaal dijkontwerp. Opgemerkt wordt dat de faalkansruimtefactor van 0,3



voor 'overig' niet kan worden aangewend voor een van de hoofdfaalmechanismen. Dit omdat hierin de onzekerheid voor onder andere de overgangsconstructies en de aanwezige NWO's is verdisconteerd. Daarnaast wordt opgemerkt dat te allen tijde de faalkansruimte moet sluiten op 1,0.

### 3.6.1 GROENE DIJKEN

In deze paragraaf is per te beschouwen faalmechanisme op basis van het OI2014 [2] een faalkanseis op doorsnedeniveau op basis van de afgeleide faalkansverdeling, weergegeven.

#### **Overloop en golfoverslag**

Om voor het faalmechanisme *overloop en golfoverslag* een faalkanseis op doorsnedeniveau te bepalen is in het OI2014 de volgende afleiding opgenomen:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N}$$

Hierin is:

$P_{eis,i}$  : faalkanseis op doorsnedeniveau

$P_{norm}$  : overstromingskansnorm van het dijktraject [afkeurgrens = 1/15.000 per jaar]

$\omega$  : faalkansruimtefactor (0,24, zie voorgaande afleiding)

$N$  : maat voor het lengte-effect

De maat voor het lengte-effect zou in bijlage B van het OI2014 [2] moeten zijn weergegeven, net als voor ieder ander gedeelte in Nederland. Echter omdat het projectgebied langs de Hollandse IJssel is gelegen (en daarmee een primaire kering, categorie c betreft) is deze vermoedelijk niet in deze bijlage opgenomen. Echter op basis van de ligging in het gebied is het de verwachting dat voor deze maat een waarde van 2 moet worden gehanteerd. Dit in overleg met o.a. het HWBP op 27 juni 2014 vastgesteld.

Uitgaande van een overstromingskansnorm van 1/15.000 per jaar (afkeurgrens bij middenkans van 1/30.000 per jaar) hoort een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/125.000 ( $8,0 \cdot 10^{-6}$ ) per jaar.

In de uitvraag wordt gevraagd om een gevoeligheidsbeschouwing voor dit mechanisme bij een overstromingskansnorm van 1/10.000 per jaar (afkeurgrens is dan 1/5.000 per jaar). Wordt deze overstromingskansnorm gehanteerd dan wordt een faalkanseis op doorsnedeniveau van circa 1/41.700 ( $2,4 \cdot 10^{-5}$ ) per jaar bepaald.

In het OI2014 [2] zijn eveneens rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet opgenomen. Hiermee kan de kruinhoogte worden afgeleid, zodanig dat de overschrijdingskans van het kritieke debiet kleiner is dan de getalswaarde van de faalkans op doorsnedeniveau.

Echter gezien de ligging van de waterkering in het stedelijke gebied van Gouda zijn door HHvR strengere eisen aan het overslagdebiet gesteld dan in het OI2014 aangegeven.

Zo is voor de gedeelten met groene keringen (welke in deze verkenningsfase worden beschouwd) een overslagdebiet van 0,1 l/m/s of 1,0 l/m/s als maximale waarde vastgesteld. Indien een overslagdebiet van 1,0 l/m/s wordt toegepast zullen aanvullende eisen gesteld worden aan de erosiebestendigheid van de dijk.

Voor waterkerende kunstwerken is door HHvR een overslagdebiet van 10,0 l/m/s als maximum vastgesteld. In het OI2014 [2] zijn voor dijken ook hoger toelaatbare kritieke overslagdebieten weergegeven, waarvoor dan wel aanvullende eisen met betrekking tot de bekleding van het binnentalud worden gesteld en grenzen aan de optredende golfhoogte. Voor kunstwerken wordt



in het OI2014 verwezen naar de leidraad kunstwerken [4] en zijn daarbij afhankelijk van het ontwerp van de constructie en/of het kombergend vermogen.

**Macrostablieit binnenwaarts**

Om voor het faalmechanisme *macrostablieit binnenwaarts* een faalkanseis op doorsnedeniveau te bepalen is in het OI2014 de volgende afleiding opgenomen:

$$P_{eis, i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{\left(1 + \frac{a^2 L_{traject}}{b}\right)}$$

Hierin is:

- $P_{norm}$  : Overstromingskansnorm van het dijktraject (afkeurgrens = 1/15.000 per jaar);
- $\omega$  : faalkansruimtefactor (0,04, zie tabel 2-1)
- $a$  : fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor macrostablieit binnenwaarts (0,033)
- $b$  : lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor macrostablieit binnenwaarts (50 m)
- $L_{traject}$  : lengte van het traject [m], waarop de norm van toepassing is (circa 20.400 m)

De waarden voor de parameters ‘a’ en ‘b’ in bovenstaande formule zijn in het OI2014 gegeven. Uitgaande van een overstromingskansnorm van 1/15.000 per jaar (afkeurgrens bij middenkans van 1/30.000 per jaar) hoort een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/5.424.000 (1,84·10<sup>-7</sup>) per jaar.

Voor de semi-probabilistische ontwerpberekeningen, die in deze verkenningsfase voor het project voorzien zijn, dienen conform het OI2014 de volgende veiligheidsfactoren te worden toegepast:

- $\gamma_b$  : Partiële factor voor de onzekerheid over de grondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringsfactor)
- $\gamma_d$  : Partiële factor voor de modelonzekerheid (modelfactor)
- $\gamma_m$  : Partiële factor voor de onzekerheid over de materiaaleigenschappen (materiaalfactor)
- $\gamma_n$  : Partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect (schadefactor)

De schematiseringsfactor ( $\gamma_b$ ) kan worden afgeleid middels het TRGS [10]. Echter voor deze verkenningsfase wordt in eerste instantie een schematiseringsfactor van 1,3 gehanteerd. Omdat in deze fase met name de verschillende verbetervarianten onderling vergeleken worden, is dit gerechtvaardigd. Aanbevolen wordt echter wel om in de uitwerking van de voorkeursvariant per deelgebied wel de schematiseringsfactor vast te stellen.

Voor de modelfactor zijn in het OI2014 [2] getalswaarden opgenomen. Deze factoren zijn opgenomen in het concept TR Macrostablieit [11] en sluiten aan bij het TREEM [12]. In figuur 3-1 zijn deze modelfactoren opgenomen.

Oprijven?	Rekenmodel	Modelfactor $\gamma_d$
Nee	Bishop	1,00
	LiftVan, <b>Spencer-Van der Meij</b>	0,95
	EEM met Mohr-Coulomb	<b>1,00</b>
Ja	Bishop <sup>1</sup>	1,10
	LiftVan, <b>Spencer-Van der Meij</b>	1,05
	EEM met Mohr-Coulomb	<b>1,05</b>
	<b>Horizontaal evenwicht</b>	1,20

<sup>1</sup>Tevens zogenaamde Bishop c=0, phi=0 analyses

**Figuur 3-1 Modelfactoren voor macrostablieit [2]**



In de verkenningsfase worden de stabiliteitsberekeningen uitgevoerd met de rekenmethode Bishop en/of LiftVan. Vanuit de toetsing is gebleken dat opdrijven tijdens maatgevende omstandigheden niet zal plaatsvinden, waardoor modelfactoren van 1,00 voor Bishop en 0,95 voor LiftVan worden gehanteerd.

Voor de materiaalfactoren wordt in het OI2014 [2] verwezen naar de vigerende technische rapporten. Vigerend voor de materiaalfactoren zijn de TRWG + addendum [9] en het TRGS [10].

Voor de schadefactor is in het OI2014 [2] de relatie tussen de faalkanseis op doorsnedeniveau en de schadefactor uit het addendum van het TRWG [9] overgenomen, deze luidt:

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis,i} - 4,0) \text{ met } \beta_{eis,i} = -\Phi^{-1}(P_{eis,i})$$

Hierin is:

$P_{eis,i}$  : de faalkanseis op doorsnedeniveau

$\Phi^{-1}$  : inverse Gauss kansfunctie

Met een faalkanseis op doorsnedeniveau van  $1/5.424.000$  ( $1,84 \cdot 10^{-7}$ ) per jaar, zoals hierboven voor het faalmechanisme *macrostabiliteit binnenwaarts* is afgeleid, wordt een schadefactor van 1,14 berekend.

*Opgemerkt wordt dat de schadefactor reduceert tot een waarde van 1,09 (reductie van 4%) indien de volledige faalkansruimte voor het mechanisme opbarsten en piping niet aan het mechanisme overloop en golfoverslag maar aan macrostabiliteit binnenwaarts wordt toegekend.*

#### **Macrostabiliteit buitenwaarts**

Conform het OI2014 [2] geldt voor de werkwijze voor dit faalmechanismen dat aangesloten wordt bij de vigerende leidraden. Conform het VKA [1] dient een veiligheidsfactor van 1,21 aangehouden te worden voor dg A en dg C. Voor dg D en dg F is een veiligheidsfactor van 1,31 voorgeschreven. Opgemerkt wordt dat in deze veiligheidsfactoren wel een aangescherpte schematiseringsfactor is toegepast. Deze factor bedraagt 1,13 voor dg A en dg C en 1,22 voor dg D en dg F. Voor deze schematiseringsfactoren zijn in het VKA [1] onderbouwingen opgenomen.

#### **Bekleding**

Bij het ontwerp van steenbekledingen dient in plaats van een overall-veiligheidsfactor van 1,1 een factor van 1,2 conform het OI2014 [2] te worden gehanteerd.

Eventuele asfaltbekleding (dijkbekleding op het buitentalud, welke overigens op dit moment niet in dit projectgebied voorzien is) wordt vanuit het OI2014 aanbevolen om conform het TR Asfalt voor Waterkeren [13] en het rapport State of art Asfaltbekledingen [14] het ontwerp vorm te geven.

#### **Opbarsten en piping**

Dit faalmechanisme is niet van toepassing en daardoor is de ontwerpbenadering conform het OI2014 [2] hier niet opgenomen.

### **3.6.2 CONSTRUCTIES**

Het type constructie dat in deze verkenningsfase moet worden beschouwd zijn de zogenaamde langconstructies, dat wil zeggen damwandconstructies, combiwanden en/of kistdamconstructies. Voor de minimaal benodigde kruinhoogte van deze constructie wordt aangesloten bij de ontwerpbenadering zoals opgenomen voor groene keringen. Het enige



verschil daarbij is, dat conform opgave van het HHvR een kritiek overslagdebiet van 10,0 l/m/s mag worden gehanteerd.

Het enige andere faalmechanisme dat voor deze (langs)constructies geldt is het faalmechanisme *constructief falen*. Conform het OI2014 [2] worden hier ten opzichte van de reeds vigerende ontwerpregels geen wijzigingen voorgesteld.

### **Type I vs type II constructie**

In voorbereiding en gedurende het opstellen van het VKA [1] is een ontwerpaanpak vastgesteld voor het toepassen van waterkerende constructies die volledig zelfstandig de waterkering moet vormen, zogenaamde type I-constructie. Daarnaast zijn waterkerende constructie die in samenwerking met de omliggende grond onderdelen van de waterkering verzorgen (bv. hoogte en/of binnen of buitenwaartse stabiliteit) als type II-constructie aangemerkt. Zo is een combiwand of kistdamconstructie gedefinieerd als type I-constructie en een verankerde damwandconstructie als type II-constructie.

In het VKA [1] is na overleg met het HWBP en de werkgroep Evaluatie grondmechanisch onderzoek (verslagnummer 114, welke opgenomen is in bijlage 3) vastgelegd dat voor de deelgebieden met hooggelegen en breed voorland een type II-constructie kan worden toegepast, zonder dat daarbij het maaiveldniveau (voor of achter de verankerde damwand) ook verhoogd hoeft te worden.

In de verkenningsfase van het ontwerp is er ruimte om deze afspraak binnen technische haalbare kaders ook toe te passen binnen de deelgebieden waar geen hoog en breed voorland aanwezig is. Echter voor toepassing van een dergelijke type-II constructie zijn wel een aantal ontwerprandvoorwaarden van toepassing. Een aantal belangrijke randvoorwaarden zijn:

- De minimaal benodigde kruinhoogte is vastgesteld bij een maximaal overslagdebiet van 1,0 l/m/s.
- Het grondlichaam aan de buitenwaartse zijde kan alleen in de oploop- en golfoverslag berekening worden meegenomen als deze voldoende bestand is tegen de verschillende maatgevende omstandigheden (golfbelasting bij normale omstandigheden als ook bij MHW en in de situatie van peil na val).
- De kruin van het grondlichaam ligt boven het maatgevend hoogwater inclusief een marge van 0,30 m. Hierdoor zal het uitkragende deel van de constructie alleen belast worden door golfbelasting (golfoploop of gedeeltelijk in de golfklapzone).
- De kruin en het binnentalud zijn voldoende erosiebestendig ontworpen (bijvoorbeeld bestand tegen een golfoverslag van circa 10 l/m/s).
- Als de bekleding aan de buitenzijde van de constructie niet of onvoldoende bestand is tegen de optredende belastingen, dient met een afgeslagen profiel gerekend te worden (zowel in golfoploop/golfoverslagberekening als ook in de berekening t.b.v. constructieve sterkte en stabiliteit als ook vervorming);
- In de constructieve berekening dient rekening gehouden te worden met de mogelijkheid dat het grondlichaam als gevolg van andere dan waterkeringstechnische eisen in de toekomst kan worden verhoogd/verlaagd. Geadviseerd wordt om hiervoor een marge van 0,30 m rondom de bestaande kruinhoogte aan te houden.
- Conform bijlage B4 van de leidraad kunstwerken [4] en TRKD [15] wordt aanbevolen om een taakstellende (top)eis van een 1/200 van de overstromingskansnorm voor de totale constructie aan te houden.
- In het ontwerp wordt aanbevolen om voor meerdere planperioden en (klimaat)situaties de minimaal benodigde kruinhoogte te bepalen. Indien er een relatief gering verschil (bijvoorbeeld max. circa 20 cm) in ontwerphoogte berekend wordt voor de planperiode van 50 en 100 jaar, wordt aanbevolen om voor de constructie uit te gaan van een planperiode van 100 jaar. Indien een aanzienlijk hoogteverschil wordt bepaald kan overwogen worden om de damwand voor een geringere planperiode aan te leggen en in het ontwerp nu



rekening te houden met de extra benodigde hoogte. Dit laatste geeft de mogelijkheid om het daadwerkelijk lange-termijn effect van bijvoorbeeld klimaatscenario's af te wachten.

- Afhankelijk van de omstandigheden (bijvoorbeeld wel/niet beschermd buitentalud) dient mogelijk een verankering te worden toegepast. Opgemerkt wordt dat dit vanuit beheer en onderhoud als niet wenselijk kan worden beschouwd. Waarbij mogelijk lokale bodemdaling en/of zettingen van de ondergrond om aanvullende maatregelen vragen. Hierdoor wordt aanbevolen om het gebruik van verankering waar mogelijk te vermijden.

Indien uit bovenstaande analyse blijkt dat een type II-constructie niet te realiseren is, dient alsnog een type I-constructie te worden toegepast. Deze constructie zal dan conform de vigerende ontwerpleidraden worden ontworpen.

### **Veiligheidsklasse en toeslagen**

Voor de dijkverbetering, waarin constructieve elementen (constructies) zijn voorzien, is een ontwerpbenadering conform de Leidraad Kunstwerken [4] benodigd. Primaire waterkeringen vallen op basis van voormalig NEN6740;2006 [7] in veiligheidsklasse 3. Conform Leidraad Kunstwerken [4] dient bij en faalkans van 1/10.000 per jaar voor de betrouwbaarheidsindex uit te worden gegaan van een waarde van 4,3 ( $=\beta$ ) op jaarbasis. In deze waarde zit een faalruimtefactor en levensduurfactor voor 100 jaar verdisconteerd.

In het VKA [1] is gesteld dat omdat de constructie relatief lang is, hier conform de leidraad kunstwerken [4] de betrouwbaarheidseis met 10% verhoogd moet worden, als gevolg van het lengte-effect. Dit zou leiden tot een betrouwbaarheidsindex van 4,73 ( $=\beta$ ) op jaarbasis. In deze verkenningsfase is het echter onbekend over welke lengten dergelijke damwandconstructies moeten worden aangebracht, maar is veiligheidshalve uitgaan van deze verhoogde betrouwbaarheidsindex.

Voor de berekening van vervormingen van constructies is conform CUR166 [6] gerekend met de parameters zonder partiele veiligheidsfactoren (BGT-fase). Voor constructies is in deze verkenningsfase gerekend met een maximale vervorming van 100 mm.

## **3.7 HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN**

### **3.7.1 FAALKANS ALGERAKERING EN EFFECT OP TOETSPEILEN HOLLANDSE IJSSEL**

In een overleg tussen vertegenwoordigers van RWS, HHvR, Hoogheemraadschap Schieland en Krimpenerwaard (HHSK) en het Hoogwaterbeschermingsprogramma (nHWBP) op 3 maart 2014 is een aanpak besproken om tot de afleiding van hydraulische uitgangspunten te komen.

Het besprekingsverslag van dit overleg is in bijlage 4 bijgevoegd.

In het overleg is ook de mee te nemen faalkans voor de Algerakering bij Krimpen aan de IJssel besproken. Uit het overleg blijkt dat voor de korte termijn uitgegaan dient te worden van een faalkans van 1/200 per jaar en voor de lange termijn van een faalkans tussen 1/500 en 1/1.000 per jaar.

Uit het verslag kan niet worden achterhaald wat onder een korte termijn wordt verstaan, maar in de verkenningsfase wordt ervan uitgegaan dat dit overeenkomt met een planperiode van circa 50 jaar. De langere termijn representeert een periode van circa 100 jaar. Voor deze planperiode zal een faalkans van 1/500 per jaar in de verkenningsfase worden gehanteerd.



### 3.7.2 ONTWERWATERSTANDEN

In bijlage 1 zijn de door Hydrologic afgeleide ontwerpwaterstanden weergegeven. Aanvullend aan deze rapportage zijn door Hydrologic ook de frequentielijnen (excel-bestand) aangeleverd.

Bij een afkeurgrens van 1/15.000 per jaar, zijn uit het aangeleverde excel-bestand en de hieruit weergegeven frequentielijnen de volgende ontwerpwaterstanden bepaald.

In tabel 3-2 zijn deze afgeleide ontwerpwaterstanden voor een planperiode van 50 en 100 jaar weergegeven.

**Tabel 3-2: Overzicht ontwerpwaterstanden (excl. robuustheidstoeslag)**

Deelgebied	Locatie Hydrologic	Ontwerpwaterstand	ontwerpwaterstand
		2050 [m t.o.v. NAP]	2100 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,26	3,34
	2	3,26	3,34
C	4	3,26	3,34
D	5	3,30	3,37
F	7	3,30	3,38
	8	3,32	3,40
	9	3,32	3,40

In de ontwerpwaterstanden is nog geen robuustheidstoeslag meegenomen. Op verzoek het HRvR wordt een toeslag van 0,30 m op de ontwerpwaterstand gehanteerd voor de sterkte. Dit wil zeggen dat bij de dimensionering van verschillende faalmechanismen, behoudens het faalmechanisme overloop en golfoverslag, de in tabel 3-3 weergegeven ontwerpwaterstanden worden gehanteerd.

**Tabel 3-3: Overzicht ontwerpwaterstanden incl. robuustheidstoeslag)**

Deelgebied	Locatie Hydrologic	Ontwerpwaterstand	ontwerpwaterstand
		2050 [m t.o.v. NAP]	2100 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,56	3,64
	2	3,56	3,64
C	4	3,56	3,64
D	5	3,60	3,67
F	7	3,60	3,68
	8	3,62	3,70
	9	3,62	3,70

Ten opzichte van de ontwerpwaterstanden in het VKA [1] zijn de in tabel 3-2 opgenomen waterstanden circa 0,25 m à 0,40 m lager.

### 3.7.3 PEIL NA VAL

Door de firma Hydrologic is onderzoek gedaan naar de daalsnelheid van de waterstand op de Hollandsche IJssel nadat een hoogwaterperiode heeft plaatsgevonden. Uit de eerste resultaten blijkt dat de aanname, zoals in het VKA [1] is opgenomen reëel is te veronderstellen. Voor het peil na val is dan ook in deze verkenningsfase een waterstand van NAP +1,0 m aangehouden. Dit komt neer op een val van het buitenwater van circa 3,0 m.





### 3.7.4 GEMIDDELD LAAGWATER (GLW)

Voor de belastingsituatie met extreme neerslag (voor waterkerende grondconstructies) is een buitenwaterstand nodig die overeenkomt met een gemiddeld laag water (GLW). Voor het projectgebied is dit een waterstand die optreedt bij een gemiddelde afvoer en het laagwater van het gemiddelde getij. Het GLW is vastgesteld op een niveau van NAP -0,36 m, zie bijlage 5. Deze is echter gebaseerd op de waarnemingen tot het jaar 1990. Aanbevolen worden om in de volgende ontwerpfase de actuele waterstandsdata te analyseren.

### 3.7.5 EXTREEM LAAG WATER (LW<sub>1/10</sub>-PER JAAR)

De stabiliteit van de waterkering dient ook beschouwd te worden bij de situatie van extreme lage waterstanden op de Hollandse IJssel. In het benedenrivierengebied (waar de Hollandse IJssel onderdeel van uitmaakt) wordt hiervoor veelal een laagwaterstand aangehouden met een onderschrijdingskans van 1/10 per jaar. Het extreem laagwater voor het projectgebied bedraagt daarmee NAP -1,15 m, zie bijlage 5. Deze is echter gebaseerd op de waarnemingen tot het jaar 1990. Aanbevolen worden om in de volgende ontwerpfase de actuele waterstandsdata te analyseren

### 3.7.6 GEMIDDELDE WATERSTAND

De gemiddelde waterstand op de Hollandse IJssel bedraagt NAP +0,27 m, zie bijlage 5. Deze is echter gebaseerd op de waarnemingen tot het jaar 1990. Aanbevolen worden om in de volgende ontwerpfase de actuele waterstandsdata te analyseren

### 3.7.7 POLDERPEIL

Door het HRvR is aangegeven dat de in het VKA [1] weergegeven polderpeil in de vier, aan de waterkering grenzende peilvakken in Gouda geen wijzigingen zijn aangebracht.

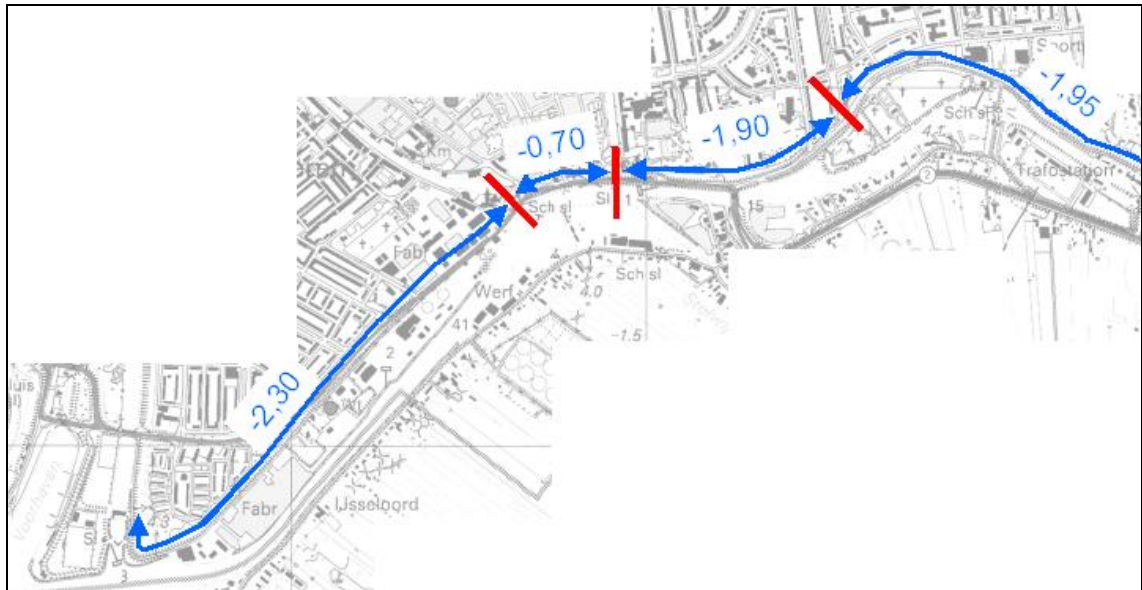
In tabel 3-4 is een overzicht gegeven van de verschillende polderpeilen voor de te beschouwen deelgebieden. Opgemerkt wordt dat het Sluiseiland aan de Gouwe grenst. De Gouwe maakt onderdeel uit van de boezem van Rijnland. Het streefpeil van de Gouwe ligt op NAP -0,60 m.

**Tabel 3-4: Overzicht polderpeilen**

Deelgebied	Naam binnenwater / polder	Polderpeil [m t.o.v. NAP]
A	Boezem v. Rijnland	-0,60
C	Korte Akkeren	-2,30
D	Korte Akkeren	-2,30
F	Kort Haarlem	-1,90

In figuur 3-2 zijn de polderpeilen en de strekkingen waarvoor deze geldig zijn weergegeven. Deze figuur is overgenomen uit het VKA [1].





Figuur 3-2 Locaties deelgebieden [1]

### 3.7.8 WATERDIEPTEN / VAARGEUL

Op basis van lodingen van de waterbodem van de Hollandse IJssel zijn de bodemdiepten van de Hollandse IJssel afgeleid. De niveaus van de waterbodem zijn weergegeven in tabel 3-5.

Tabel 3-5: Overzicht waterbodemniveaus Hollandse IJssel

Deelgebied	Waterbodem Hollandse IJssel [m t.o.v. NAP]
A	-4,00 à -4,50
C	-4,00 à -4,50
D	-3,00
F	-2,00 à -3,00

In de berekening van de grondkerende constructies dient, behalve voor deelgebied D, gerekend te worden met deze waterbodemniveaus. Voor deelgebied D dient echter gerekend te worden met een waterbodemniveau van NAP -4,0 m.

In de berekening is er dan ook vanuit gegaan dat de aanwezige bermen en/of resterende delen van het buitentalud tijdens maatgevende omstandigheden zijn weggeslagen of geërodeerd. Dit is voor de verkenningsfase een conservatief uitgangspunt.

Op basis van 'vaarwegen in Nederland' [18] zijn voor het heel projectgebied vaargeuldiepten afgeleid. Hiervoor is onderscheid gemaakt in drie delen. In onderstaande tabel zijn deze vaargeuldiepten weergegeven. De afleiding van deze diepten is opgenomen in bijlage 8.

Tabel 3-6: Overzicht vaargeuldiepten obv [18]

Deelgebied	Vereiste Vaargeul Hollandse IJssel [m t.o.v. NAP]
Waaiersluis – Haastrechtsebrug	-3,20
Haastrechtse brug - 1,1 km vanaf brug	-3,20
1,1 km vanaf brug – Julianasluis	-4,00



### 3.7.9 WINDGOLVEN

De kenmerkende eigenschappen voor de windgolven zullen door de firma Hydrologic worden berekend met het programma Hydra-BS. Deze resultaten zullen na verwachting afwijken van de in het VKA [1] berekende golfeigenschappen.

## 3.8 KRUIHOGTEN

De kruinhoogte bij verschillende overslagdebieten en overschrijdingsfrequenties zijn door de firma Hydrologic berekend. Opgemerkt wordt dat de resultaten van Hydrologic, opgenomen in bijlage 1, beduidend lagere kruinhoogten weergeeft dat in het VKA [1] zijn afgeleid/toegepast.

Opgemerkt wordt dat er in deze fase geen verschil in kruinhoogte is bepaald voor waterkeringen die door een grondconstructie (talud) of constructie (verticale wand) worden gevormd.

In tabel 3-7 zijn deze afgeleide ontwerpwaterstanden voor een planperiode van 50 en 100 jaar weergegeven, uitgaande van een faalkansruimtefactor van 0,24 voor het mechanisme *overloop en golfoverslag*. In bijlage 2 is op basis van de door Hydrologic aangeleverde excel-sheet de frequentielijnen voor het Hydraulische belastingniveau weergegeven.

Deelgebied F is hierin opgedeeld in het gedeelte tot aan de Haastrechtse brug en het gedeelte tussen de Haastrechtse brug en de begraafplaats.

**Tabel 3-7: Overzicht afgeleide hydraulisch belastingniveaus**

Deelgebied	Locatie Hydrologic	HBN	HBN
		2065 [m t.o.v. NAP]	2115 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,53	3,58
	2	4,10	4,06
C	4	3,50	3,58
D	5	3,51	3,60
F-1 (tot aan Haastrechtse brug)	7	4,28	4,21
F-2 (tussen brug en begraafplaats)	8	3,62	3,62
	9	3,68	3,66

Opgemerkt wordt dat voor de locatie 2, 7 en 9 de HBN's voor de planperiode 2115 lager zijn dan voor het jaar 20560 Dit wordt vermoedelijk veroorzaakt doordat de faalkansreductie van de Algerakering (van 1/200 naar 1/500) een grotere gunstige invloed heeft op het HBN dan dat de zeespiegelstijging heeft.

Door het hoogheemraadschap is gesteld dat de berekende HBN's met een minimale waakhogte van 0,30 m moet worden verhoogd om het minimaal benodigde kruinhoogteniveau. In bijlage 2 is de aanwezige waakhogte (verschil tussen HBN en ontwerpwaterstand) berekend. Voor de locaties waar deze waakhogte kleiner is dan 0,30 m bedraagt is deze verhoogd tot de minimale waarde van 0,30 m.

De robuustheidstoets (van eveneens 0,30 m) dient op dit moment niet in de kruinhoogte te worden verdisconteerd.

In tabel 3-8 is de minimaal benodigde kruinhoogte weergegeven (inclusief minimale waakhogte van 0,30 m) .



**Tabel 3-8: Afgeleide minimaal benodigde kruinhoogten (overstromingskans 1/15.000 p.j.)**

Deelgebied	Locatie Hydrologic	min. benodigde kruinhoogte 2065 [m t.o.v. NAP]	min. benodigde kruinhoogte 2115 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,56	3,64
	2	4,10	4,06
C	4	3,56	3,64
D	5	3,60	3,67
F-1 (tot aan Haastrechtse brug)	7	4,28	4,21
F-2 (tussen brug en begraafplaats)	8	3,62	3,70
	9	3,68	3,70

Voor de gevoeligheidsberekening is een situatie gesteld waarin de overstromingskans, zie paragraaf 3.6.1, gereduceerd is tot 1/5.000 per jaar (afkeurgrens).

In bijlage 2 is tevens voor deze overstromingskans de minimaal benodigde kruinhoogte afgeleid. In tabel 3-9 zijn deze kruinhoogten samengevat.

**Tabel 3-9: Afgeleide minimaal benodigde kruinhoogten (overstromingskans 1/5.000 p.j.)**

Deelgebied	Locatie Hydrologic	min. benodigde kruinhoogte 2065 [m t.o.v. NAP]	min. benodigde kruinhoogte 2115 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,46	3,56
	2	3,87	3,87
C	4	3,46	3,56
D	5	3,49	3,59
F-1 (tot aan Haastrechtse brug)	7	4,15	4,05
F-2 (tussen brug en begraafplaats)	8	3,52	3,61
	9	3,55	3,61

Opgemerkt wordt dat het verschil in de minimaal benodigde kruinhoogte tussen een overstromingskans van 1/15.000 en 1/5.000 per jaar zeer gering is en dat deze circa 0,10 m bedraagt. Dit geldt voor nagenoeg alle beschouwde situatie, behalve voor locatie 2. Voor deze locatie bedraagt het verschil circa 0,20 m.

### 3.8.1 ZETTING, KLING EN LOKALE BODEMDALING

In het VKA [1] is opgenomen dat middels een kruinhoogtemeting, uitgevoerd door het HHvR in de periode tussen 2000 en 2008, een gemiddelde bodemdaling van 1,1 cm/jaar is vastgesteld.

Door HHvR zijn aanvullende hoogtegegevens verzameld, in de periode tussen 2000-en 2008 voor 30 locaties. Echter uit deze gegevens kan geen eenduidige bodemdaling afgeleid worden. Dit wordt veroorzaakt doordat voor sommige locaties gedurende de jaren een stijging danwel een daling is aangetroffen en dus geen dalende trend is waar te nemen. Ook is het niet bekend of deze gegevens nu gedurende 8 of 9 jaar moet worden beschouwd, wat een groot effect heeft op een gemiddelde bodemdaling.

Bij een analyse waarbij de gemiddelde bodemdaling bepaald is door de minimale hoogte van de maximale gemeten hoogte af te trekken is eveneens geen eenduidig resultaat berekend. Voor de ene locatie is een bodemdaling van 0,5 cm/jaar bepaald en voor de andere locatie is een bodemdaling van 3 cm/jaar (zie bijlage 6).



Doordat de analyse geen eenduidig resultaat oplevert, wordt in deze verkenningsfase gerekend met de in het VKA [1] afgeleide bodemdaling van 1,1 cm/jaar.

### **3.9 OVERIGE UITGANGSPUNTEN/RANDVOORWAARDEN**

#### 3.9.1 VERKEERS- EN CALAMITEITENBELASTING

Tijdens maatgevende omstandigheden is conform Leidraad Rivieren [3] in de beoordeling van de stabiliteit gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 2,5 m. Deze belasting geldt voor zwaar onderhouds- en beheermaterieel. De belasting is afhankelijk van het faalmechanisme op de meest ongunstige plaats in de berekening geschematiseerd. Als er in het ontwerp een berm aan de binnen- en/of buitendijkse zijde aanwezig is, is de belasting op deze berm geschematiseerd indien dit voor met beschouwde mechanisme de maatgevende situatie is.

Direct achter de aan te leggen constructies is een onderhoudsweg benodigd met een breedte van circa 3,0 m. Ook bij deze constructies is met een variabele bovenbelasting van 13,3 kN/m<sup>2</sup> gerekend over een breedte van 2,5 m aan de actieve zijde van de constructie.

Indien een evacuatie en/of ontsluitingsweg (bv Goejanverwelledijk) direct aan of op de waterkering ligt, is bij groene dijken een variabele bovenbelasting in rekening gebracht van 20,0 kN.m<sup>2</sup>) over een breedte van 2,5 m. Ook deze belasting is op de meest ongunstigste locatie op het dijkprofiel geschematiseerd.

#### 3.9.2 AANVARINGEN

In het benedenrivierengebied zal de grootste kans op aanvaringen zijn in stormsituaties, wanneer een schip stuurloos of op drift raakt en de waterkering kan treffen. Op de rivieren zal bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart worden stilgelegd. De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde Hydraulische Randvoorwaarden een voor het ontwerp maatgevende situatie oplevert. Vooralsnog is in dit voorontwerp geen rekening gehouden met aanvaring door schepen.

Bij de constructies is ervan uitgegaan dat de scheepsbelastingen die ontstaan door het aanmeren van schepen (aanvaarbelastingen, troskrachten) volledig door afzonderlijke zelfstandige constructies zullen worden opgevangen (bijvoorbeeld meerpalen en bolders).

#### 3.9.3 IJSBELASTING

Schade door ijs kan ontstaan indien er sprake is van kruierend ijs of door de druk van uitzettend ijs. De kans op inundatie van het achterland door ijsschade is bij de IJsseldijk erg laag. Hiervoor zou de ijsbelasting gepaard moeten gaan met hoge waterstand en zware golfaanval, zodat het grondlichaam onder de beschadigde bekleding verder kan eroderen en bezwijken. Een dergelijke samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt. Derhalve wordt ijsbelasting niet meegenomen in het ontwerp van de dijken en de constructies [9].

#### 3.9.4 AARDBEVINGEN

De kans op schade aan grondconstructies door een aardbeving is in Nederland zeer klein (< 10<sup>-4</sup> per jaar). Omdat aardbevingen en extreem hoogwater twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, is de bijdrage door aardbevingen aan de kans op falen van grondconstructies geheel te verwaarlozen [9].



### 3.9.5 CORROSIE

Bij toepassing van stalen constructies is gerekend met sterkte- en stijfheidsreductie door corrosie. In overeenstemming met het VKA [1] is voor stalen constructies geplaatst in de bodem uitgegaan van een corrosiesnelheid van 0,025 mm/jaar per zijde. De corrosiesnelheid voor damwanden aan de waterzijde (zoet water) is naar verwachting vergelijkbaar als damwanden in de bodem [6] en is dezelfde corrosiesnelheid aangehouden. Voor beide situaties wordt uitgegaan van een totale corrosieafname van 5,0 mm (na 100 jaar levensduur) voor beide zijden samen.

### 3.9.6 COMPUTERPROGRAMMATUUR EN MODELLERING

De berekeningen voor de groene dijken zijn uitgevoerd met behulp van het computerprogramma's D-Geo Stability versie 10.1 en D-Settlement versie 14.1.

De constructieve berekeningen zijn uitgevoerd met behulp van het computerprogramma D-Sheet Piling versie 14.1. Aangezien de gegeven maatgevende waterstanden statistisch zijn bepaald met daarin de onzekerheden verwerkt, wordt in de berekeningen niet meer conform CUR gevarieerd met deze maatgevende waterstanden



# 4 SCHEMATISATIE BODEM EN DIJKSYSTEEM

---

## 4.1 ALGEMEEN

In dit hoofdstuk zijn de beschikbare gegevens omtrent geometrie (dwarsprofielen en hoogtegegevens) opgenomen. Daarnaast is het resultaat van de uitgevoerde grond- en laboratoriumonderzoek weergegeven, waaruit de grondparameters zijn afgeleid.

## 4.2 GEOMETRIE

### 4.2.1 INGEMETEN DWARSPROFIELEN

In totaal zijn vanuit het VKA [1] in totaal 53 ingemeten dwarsprofielen beschikbaar ter plaatse van het gehele projectgebied. Deze profielen zijn representatief gesteld voor de huidige geometrie van de waterkering en aangrenzende grondlichamen.

### 4.2.2 HOOGTEKAARTEN

Voor een groot deel van het projectgebied zijn naast de ingemeten dwarsprofielen gegevens uit de AHN2 [16] beschikbaar. Daarnaast is ten tijden van het opstellen van het VKA [1] een digitaal terreinmodel beschikbaar.

## 4.3 GRONDOPBOUW

In het VKA [1] is op basis van het reeds uitgevoerde grondonderzoek (in twee fasen) de bodemopbouw is bepaald. De eerste fase, die is uitgevoerd in 2003 t.b.v. de toetsing [5], heeft bestaan uit het uitvoeren van 12 sonderingen, 92 handboringen en een geotechnisch laboratoriumonderzoek.

In 2010 is in het kader van het opstellen van het VKA [1] aanvullend onderzoek uitgevoerd, wat bestaan heeft uit 21 sonderingen en 49 handboringen. Ook in deze fase is geotechnisch laboratoriumonderzoek uitgevoerd.

In het VKA [1] is de aanbeveling opgenomen om voor het opstellen van een definitief ontwerp aanvullend grondonderzoek uit te voeren, met name ter plaatse van de aan te leggen damwandconstructies.

In deze verkenningsfase is inmiddels een aanvullende terreinonderzoeksplan opgesteld, waarmee aan deze aanbeveling gehoor wordt gegeven. Daarnaast is ook de uitvoering van mechanische grondboringen voorzien, inclusief het steken van ongeroerde monsters. Deze ongeroerde monsters worden vervolgens ingezet om middels de meest recente onderzoeksprotocollen de sterkteparameters voor o.a. de veenlagen vast te kunnen stellen. Het onderzoeksplan omvat op dit moment het volgende terrein- en laboratoriumonderzoek:

- Circa 10 sonderingen inclusief meting van plaatselijke kleef tot een diepte van 20 m-mv;
- Circa 15 boringen (mechanische) met een diepte variërend tussen 8,0 m tot 12 m-mv;
- Plaatsen van circa 15 waterspanningsmeters in vier meetraaien;
- Uitvoeren van circa 15 samendrukkingsproeven (10 traps inclusief ontlast en herbelast-trap) voor de grondsoorten veen en klei;



- Uitvoeren van circa 15 anisotrope ongedraineerde triaxiaalproeven op de grondsoort klei;
- Uitvoeren van circa 10 direct simple shear proeven op de grondsoort veen.

#### 4.4 GRONDPARAMETERS

Gezien de meest recente ontwikkeling rondom de protocollen voor het uitvoeren van laboratoriumonderzoek voor o.a. de grondsoort veen, worden de in het VKA [1] gebruikte parameters, welke gebaseerd zijn op multistage triaxiaalproeven, als minder betrouwbaar aangemerkt. Zoals aangegeven is inmiddels een aanvullend onderzoekplan opgezet, welke na verwachting in de zomer van 2014 zal worden uitgevoerd. Omdat de resultaten van dit onderzoek dus nog even op zich laten wachten, is door HHvR voorgesteld om gebruik te maken van de door HHSK opgestelde proevenverzameling, die voor de dijkversterkingsprojecten langs de Hollandse IJssel is opgesteld en welke al wel volgens het meest actuele protocol is uitgevoerd. De verwachting is dat de resultaten van HHSK vergelijkbaar zouden moeten zijn met het in dit projectgebied uitgevoerde onderzoek. De opgenomen samendrukkings- en sterkteparameters in deze paragraaf zijn dan ook uit deze proevenverzameling overgenomen. De waarden voor de volumieke gewichten van de diverse grondlagen zijn wel overgenomen uit het VKA [1], dit omdat hier voldoende aantal volumiek gewichtsbepalingen voor zijn uitgevoerd binnen het projectgebied van Gouda.

##### 4.4.1 VOLUMIEKE GEWICHTEN

In bijlage 6 van het VKA [1] is al het beschikbare grondonderzoek opgenomen, waarna vervolgens in bijlage 7 van deze rapportage de analyses zijn opgenomen.

Uit dit onderzoek zijn de in onderstaande tabel gepresenteerd volumieke gewichten afgeleid voor de aangetroffen grondlagen. Van de grondsoorten waarvoor geen onderzoek is uitgevoerd en ook geen onderzoek voor uitgevoerd wordt, zijn de volumieke gewichten ingeschat op basis van tabel 1 van NEN6740 [7].

**Tabel 4-1 Volumieke gewichten grondlagen**

Grondsoort	Volumiek gewicht	Volumiek gewicht	Bron
	( $\gamma_{nat}$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	( $\gamma_{sat}$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	
Zand, siltig (toplaag)	17,0	19,0	NEN
Veen	11,3	11,3	LAB
Klei, humeus	13,2	13,2	LAB
Klei	16,6	16,6	LAB
Klei, zandhoudend	16,8	16,8	LAB
Zand, zwak siltig kleiig	18,0	20,0	NEN
Basisveen	12,0	12,0	NEN
Pleistoceen zand, los/matig gepakt	18,0	20,0	NEN
Pleistoceen matig gepakt	18,0	20,0	NEN
Ophoogmateriaal klei	17,0	17,0	NEN
Ophoogmateriaal zand	18,0	20,0	NEN

**Hierin is:**

$\gamma_{nat}$  **gemiddelde waarde van het veldvochtig (natuurlijke) volumieke gewicht**

$\gamma_{sat}$  **gemiddelde waarde van het verzadigde volumieke gewicht**

**NEN** **waarden gebaseerd op NEN6740**

**LAB** **waarden vastgesteld op analyse op laboratoriumonderzoek**





#### 4.4.2 SAMENDRUKKINGSEIGENSCHAPPEN

In het VKA [1] is voor de samendrukkingsparameters uitgegaan van de waarden zoals zijn opgenomen in tabel 1 van voormalig NEN6740;2006 [7]. In deze verkenningsfase is aanvullend laboratoriumonderzoek (o.a. samendrukkingsproeven op klei, en veenlagen) voorzien. Hierdoor kan voor vervolgfases gebruik gemaakt worden van locatie-specifieke grondeigenschappen voor de zettingspredicties. Echter totdat deze resultaten beschikbaar zijn, wordt gerekend met de waarden zoals opgenomen in het VKA [1]. Deze waarden zijn in onderstaande tabel weergegeven.

**Tabel 4-2 Samendrukkingsparameters en consolidatieparameters conform VKA [1]**

Grondsoort	$C_p$ [-]	$C_{p'}$ [-]	$C_s$ [-]	$C_{s'}$ [-]
Zand, siltig (toplaag)	$\infty$	200	$\infty$	$\infty$
Veen, hollandveen	35	7,5	150	30
Klei, humeus	35	7,5	150	30
Klei	75	15	800	160
Klei, zandhoudend	100	20	1.200	240
Zand, zwak siltig kleiig	$\infty$	450	$\infty$	$\infty$
Basisveen	35	7,5	150	30
Pleistoceen zand, los/matig gepakt	$\infty$	600	$\infty$	$\infty$
Pleistoceen matig gepakt	$\infty$	600	$\infty$	$\infty$

Voor de bepaling van de grensspanning is uitgegaan van een (Pre-overburden-pressure – POP) van 5 kPa. Dit is een zeer conservatieve inschatting op basis van ervaringswaarden. Ook voor deze parameter kan, middels het voorziene terrein- en laboratoriumonderzoek, een betere afleiding voor gedaan worden in de vervolgfase van het ontwerp.

#### 4.4.3 STERKTEPARAMETERS

De analyse van de beschikbare data (proefresultaten) langs de gehele Hollandse IJssel zijn door Deltares samengevoegd en geanalyseerd. De resultaten van deze analyse zijn opgenomen in bijlage 7. In onderstaande tabel zijn de resultaten samengevat.

**Tabel 4-3 Sterkteparameters grondlagen cf analyse Deltares t.b.v. grondlichamen**

Grondsoort	Conform Deltares	$c'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'_{kar}$ [°]	$y_{m;c'}$ [-]	$y_{m;\varphi'}$ [-]	$c'_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'_d$ [°]
Klei, dijkmateriaal / antropogeen	Dijksm. >100 kPa	2,73	23,7	1,25	1,15	2,18	20,9
Klei, humeus	Gorkum L	2,69	31,4	1,25	1,15	2,16	28,0
Klei, siltig	Gorkum Z	2,71	32,1	1,25	1,15	2,17	28,6
Veen, hollandveen	Veen	3,10	26,6	1,50	1,25	2,00	21,8

**Hierin is:**

$c'_{kar}$  **karacteristieke waarde voor de effectieve cohesie**

$\varphi'_{kar}$  **karacteristieke waarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving**

$y_{m;c'}$  **materiaalfactor voor de cohesie, conform [9] en [10]**

$y_{m;\varphi'}$  **materiaalfactor voor de hoek van inwendige wrijving, conform [9] en [10]**

$c'_d$  **rekenwaarde voor de effectieve cohesie**

$\varphi'_d$  **rekenwaarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving**

Voor de grondsoorten die niet in door Deltares zijn geanalyseerd, maar wel in het projectgebied van Gouda zijn gelokaliseerd, zijn de sterkte-eigenschappen overgenomen uit VKA [1] en opgenomen in onderstaande tabel. Het betreffen grondparameters zoals toegepast worden voor de dimensionering van grondlichamen.



**Tabel 4-4 Sterkteparameters grondlagen conform VKA [1] t.b.v. grondlichamen**

Grondsoort	$c'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_{kar}$ [°]	$c'_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_d$ [°]
Zand, siltig (toplaag)	0,0	30,0	0,0	25,7
Klei, zandhoudend	0,0	26,0	0,0	22,1
Zand, zwak siltig kleiig	0,0	27,0	0,0	23,1
Basisveen	2,5	22,5	1,7	18,3
Pleistoceen zand, los/matig gepakt	0,0	30,0	0,0	25,7
Pleistoceen matig gepakt	0,0	32,5	0,0	28,0
Ophoogmateriaal klei	1,9	20,8	1,5	16,9
Ophoogmateriaal zand	0,0	32,5	0,0	28,0

**Hierin is:**

$y_{nat}$  **gemiddelde waarde van het veldvochtig (natuurlijke) volumieke gewicht**

$y_{sat}$  **gemiddelde waarde van het verzadigde volumieke gewicht**

$c'_{kar}$  **karacteristieke waarde voor de effectieve cohesie**

$\phi'_{kar}$  **karacteristieke waarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving**

$k_{h1/2/3}$  **horizontale beddingsconstante eerste/tweede en derde veertak**

In het VKA [1] zijn naast de grondparameters t.b.v. grondconstructies op basis van uitgevoerde laboratoriumonderzoek en deels op tabel 2b van NEN-EN-1997 [7] ook grondparameters voor de te dimensioneren constructies afgeleid. Hierbij zijn de laag representatieve waarden voor de beddingsconstanten bepaald op basis van CUR-publicatie 166 [6]. In tabel 4-5 zijn deze grondsoorten weergegeven.

**Tabel 4-5 Representatieve grondparameters conform VKA [1] t.b.v. constructies**

Grondsoort	$y_{nat} / y_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_{rep}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_{rep}$ [°]	$\delta'$ [°]	$k_{h,1} / k_{h,2} / k_{h,3}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Klei, dijksmateriaal	16,8 / 16,8	2,73	23,7	15,8	4.000 / 2.000 / 800
Klei, humeus	13,2 / 13,2	2,69	31,4	20,9	2.000 / 800 / 500
Klei, siltig	16,6 / 16,6	2,71	32,1	21,4	4.000 / 2.000 / 800
Veen, hollandveen	11,3 / 11,3	3,10	26,6	0,0	2.000 / 800 / 500
Zand, siltig (toplaag)	17,0 / 19,0	0,0	30,0	20,0	10.000 / 5.000 / 2.500
Klei, zandhoudend	16,8 / 16,8	0,0	26,0	17,3	4.000 / 2.000 / 800
Zand, zwak siltig kleiig	18,0 / 20,0	0,0	27,0	18,0	12.000 / 6.000 / 3.000
Basisveen	12,0 / 12,0	2,5	22,5	15,0	2.000 / 800 / 500
Pleistoceen zand, los/matig	18,0 / 20,0	0,0	30,0	20,0	20.000 / 10.000 / 5.000
Pleistoceen matig gepakt	18,0 / 20,0	0,0	32,5	21,7	20.000 / 10.000 / 5.000

In de damwandberekeningen is met een OCR-waarde van 1,3 gerekend



In tabel 4-6 zijn de rekenwaarden van de sterkteparameters  $c'$  en  $\phi'$  gegeven, zoals zijn aangehouden in de berekening. De toegepaste materiaalfactoren zijn overgenomen het VKA [1], waar deze bepaald zijn op basis van de Leidraad Kunstwerken [4]. De materiaalfactoren voor zowel de cohesie als de hoek van inwendige wrijving zijn in afwijking van het VKA [1] bepaald op een waarde van 1,17 voor cohesie / 1,24 voor wrijving en 1,35 voor bedding.

**Tabel 4-6 Sterkteparameters grondlagen cf analyse Deltares t.b.v. grondlichamen**

Grondsoort	$C'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_{kar}$ [°]	$\gamma_{m;c'}$ [-]	$\gamma_{m;\phi'}$ [-]	$C'_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'_d$ [°]
Klei, dijkmateriaal	2,73	23,7	1,32	1,32	2,1	18,4
Klei, humeus	2,69	31,4	1,32	1,32	2,0	24,8
Klei, siltig	2,71	32,1	1,32	1,32	2,1	25,4
Veen, hollandveen	3,10	26,6	1,32	1,32	2,3	20,8
Zand, siltig (toplaag)	0,0	30,0	1,32	1,32	0,0	23,6
Klei, zandhoudend	0,0	26,0	1,32	1,32	0,0	20,3
Zand, zwak siltig kleiig	0,0	27,0	1,32	1,32	0,0	21,1
Basisveen	2,5	22,5	1,32	1,32	0,0	17,4
Pleistoceen zand, los/matig	0,0	30,0	1,32	1,32	0,0	23,6
Pleistoceen matig gepakt	0,0	32,5	1,32	1,32	0,0	25,8
Ophoogmateriaal klei	1,9	20,8	1,32	1,32	1,4	16,1
Ophoogmateriaal zand	0,0	32,5	1,32	1,32	0,0	25,8

#### 4.5 EISEN AAN KLEIBEKLEDING

Indien ten behoeve van het ontwerp een nieuwe kleibekleding op de waterkering moet worden aangebracht, zal deze aangebracht worden ten behoeve van een of meerder van onderstaande functies:

- Erosiebestendigheid;
- Waterdichtheid;
- Goede teelaarde voor eventuele grasbekleding;
- Voorkomen van verweking.

Deze functies stellen verschillende eisen aan de kwaliteit van de klei, die niet altijd goed op elkaar aansluiten. In de praktijk wordt dan ook gekozen voor een kleisoort die het meest voldoet aan de eisen. De eisen die gesteld worden aan de kleibekleding zijn weergegeven in tabel 4-7.

**Tabel 4-7 Eisen aan klei ten behoeve van bekleding waterkering**

Grondsoort	$C'_{kar}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Waterdichtheid	Grasmat	Verweking
Zandfractie	25 – 50%	< 40%		
Lutumfractie	> 20% (buitentalud) > 15% (binnentalud)	20 – 35% < 25% (scheurvorming)	20 – 25%	< 25%
Organische stof	< 4%	< 4%		



## **4.6 GEOHYDROLOGIE**

### 4.6.1 FREATISCHE WATERSTAND

In het VKA [1] is het waterspanningsverloop in de waterkering bepaald volgens de theoretische methode zoals opgenomen in het TRWD [17]. Hierbij is rekening gehouden met de bodemopbouw en de geometrie van de waterkering.

In het VKA [1] wordt melding gemaakt van de aanwezigheid van peilbuizen. Echter wordt daarbij geconstateerd dat de peilbuizen te weinig zijn ingemeten om de respons van de grondwaterstanden op de getijdewerking op de Hollandsche IJssel te kunnen bepalen. Het is onbekend of de peilbuizen nog aanwezig zijn en/of deze nog naar behoren functioneren.

### 4.6.2 STIJGHOOGTE IN WATERVOERENDE ZANDLAGEN

In de door Witteveen + Bos uitgevoerde veiligheidstoetsing [5] is het verloop van de waterspanningen in de watervoerende zandlaag middels peilbuizen gemeten en geanalyseerd. Dit onderzoek heeft aangetoond dat de waterbodem van de Hollandsche IJssel hydraulisch dicht is. Hierdoor is er (nagenoeg) geen respons in de zandlaag te verwachten bij fluctuerende buitenwaterstand.

### 4.6.3 WATERSPANNINGSVERLOOP

Het verloop tussen de freatische waterstand en de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket wordt aangenomen over de onderste twee meter van de deklaag, welke op de Pleistocene zandlaag is gelegen (voornamelijk de basisveenlaag).



# LITERATUURLIJST

---

- [1] Grontmij, 2013 – Dijkversterking IJsseldijk te Gouda, Geotechnisch voorontwerp (VO) groene dijken en kadeconstructies, definitief, GM-0089526, Grontmij Nederland bv, 31 januari 2013
- [2] RWS, 2014 - Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Rijkswaterstaat, ministerie van Infrastructuur en Milieu, definitief, versie 2.0, april 2014
- [3] RWS/ENW, 2007 – Leidraad Rivieren + Addendum, Ministerie van verkeer en Waterstaat / Expertise Netwerk Waterkeren, DGW/GF 2007/836, juli 2007
- [4] TAW, 2004 – Leidraad Kunstwerken, Technische adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), mei 2003
- [5] Witbo, 2009 – Veiligheidstoetsing Goejanverwelledijk, Witteveen + Bos, GD104-1, 28 november 2009
- [6] CUR 166, 2005 – Damwandconstructie, CUR166, 4<sup>de</sup> druk, oktober 2005
- [7] NNI, 2006 – Basiseisen en belastingen NEN6740 (TGB1990), geotechniek, Nederland Normalisatie Instituut, 2<sup>de</sup> druk, september 2006
- [8] Haskoning, 2012 – Uitgangspunten DO Dijkversterking, Royal Haskoning/DHV, definitief rapport, 9V6281.G0/R0001\_rev3/MvG/NTEK/Rott, 27 juli 2012
- [9] TAW, 2001 – Technisch rapport Waterkerende grondconstructies (TRWG) + addendum, geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemdijken, Technische adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), juni 2001
- [10] ENW, 2012 – Technisch rapport Grondmechanisch schematiseren bij dijken, Expertise Netwerk Waterkeringen, oktober 2012
- [11] Deltares, 2013 – Concept Technisch rapport Macrostabiteit, Deltares, 1204203-007-GEO-0003-gbh, 2013
- [12] ENW, 2013 – Technisch rapport Analyse Macrostabiteit met de Eindige Elementen Methode (TREEEM)
- [13] TAW, 2003 – Technisch rapport Asfalt voor Waterkeren, Technische adviescommissie voor de waterkeringen, 2002
- [14] STOWA, 2010 – State of art Asfaltbekledingen, Stichting toegepast onderzoek waterbeheer, 2010
- [15] TAW, 2004 – Technisch rapport Kistdammen en Diepwanden in Waterkeringen, TR22, Technische adviescommissie voor de waterkeringen, november 2004
- [16] [www.AHN.nl](http://www.AHN.nl) – Algemeen hoogtebestand Nederland



[17] TAW, Technisch rapport waterspanningen bij dijken, Technische adviescommissie voor de waterkeringen, 1 september 2004

[18] Rijkswaterstaat (CIV), Vaarwegen in Nederland, editie juli 2014, Rijkswaterstaat, Centrale Informatievoorziening, juli 2014



## **Bijlage 1**

**Rapportage Hydrologic – d.d. 25-06-2014 – P626**



## **Bijlage 2**

### **Weergave frequentielijnen en analyse t.b.v min. ben. Kruinhoogte**





## **Bijlage 3**

### **Verslag evaluatiegroep grondmechanisch onderzoek**



## **Bijlage 4**

**verslag MHW overleg (Algerakering) – 3 maart 2014**



## **Bijlage 5**

**Waterstanden ([www.waternormalen.nl](http://www.waternormalen.nl))**



# **Bijlage 6**

## **Analyse bodemdaling**



## **Bijlage 7**

### **Resultaten analyse sterkteparameters grondsoorten**



## **Bijlage 8**

### **Bepaling vaargeuldiepte Hollandsche IJssel**

