KRACHTIGE IJSSELDIJKEN KRIMPENERWAARD

KIJK

‘Samen sterker’

Titel : Rivierkundige beoordeling KIJK

Project : KIJK
Projectnummer : 2019.02564

Documentnummer : KIJK-209271

Revisie	:	2.0
Revisiedatum	:	23-9-2022
Status	:	Definitief

Werkpakket	:	WP-00010 - 2.3. Onderzoeken uit stelpost

Ondertekenaar 1	Ondertekenaar 2	Ondertekenaar 3
Opsteller	Controleur	Vrijgever
Signed By: Aalberts, Marinus <marinus.aalberts@witteveenbos.co 26/09/2022 11:07:39 CEST ID: 270579d4-e091-4f95-b903-01521c7c0a60 Auth: Scribble	Signed By: Walbeek, Mirjam <mirjam.walbeek@rhdhv.com> 26/09/2022 11:08:26 CEST Id: 270579d4-e091-4f95-b903-01521c7c0a60 Auth: Scribble	Signed By: Vliet, Cor van <cvanvliet@vhbinfra.nl> 26/09/2022 11:09:55 CEST Id: 270579d4-e091-4f95-b903-01521c7c0a60 Auth: Scribble

Handtekening wordt digitaal gezet in SharePoint. Dit veld niet aanpassen!

Inhoudsopgave

1. Inleiding 4
   Beschrijving ingreep 4
2. Toetsing ontwerp aan Rivierkundige beoordelingscriteria 6
   Hoogwaterveiligheid 6
   Hinder of schade door hydraulische effecten en morfologische effecten 6
   Beleidslijn grote rivieren 6
3. Uitwerking opgave waterbergingscompensatie 7
   Kader voor waterbergingscompensatie 7
   Verhoging voorlanden 7
   Zelfstandig kerende constructie (Type-I oplossing) 8
   Totale compensatieplicht 10
4. Uitwerking compensatie locatie waterberging 11
   Verkenning compensatielocaties binnen de Hollandsche IJssel 11
   Uitwerking compensatielocatie binnen de Hollandsche IJssel 11
   Uitbreiding zoekgebied 12
   Compensatieplan 12
5. Conclusie 15

Bijlage 1 Te hanteren peilen – Gemiddeld hoogwater (GHW) 16
Bijlage 2 Te hanteren peilen – Hoogwaterreferentie (HWR) 17
Bijlage 3 Oplossing per dijkvak 18
Bijlage 4 Beleidslijn grote rivieren – Vrijgestelde activiteiten 19
Bijlage 5 HHSK, Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten VKV, 25 augustus 2021 20

1. Inleiding

Ten behoeve van de vergunningverlening waterwet voor de dijkversterking KIJK dient inzichtelijk gemaakt te worden wat de gevolgen zijn van de plannen op het aspect rivierkunde. De ontwikkeling dient daarom getoetst te worden aan het vigerende rivierkundige beoordelingskader (versie 5.0). Het ontwerp van de dijkversterking laten zien dat op enkele locaties het bergend vermogen van de rivier af zal nemen. Op de overige rivierkundige aspecten wordt geen effecten verwacht. Voorliggende memo betreft de rivierkundige beoordeling van het uitvoeringsontwerp en mitigerende maatregelen.

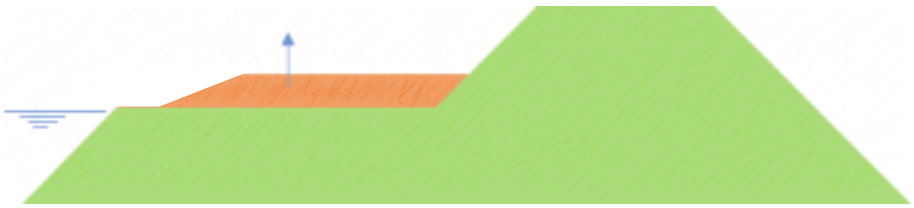
Beschrijving ingreep

De dijk langs de Hollandsche IJssel aan de kant van de Krimpenerwaard is een primaire waterkering. De dijkversterking KIJK vindt plaats op het traject tussen Krimpen aan de IJssel en Gouderak. De dijkversterking bestaat uit 3 (deel-) oplossingen, welke schematisch zijn weergegeven en kort zijn beschreven. De gekozen oplossing per dijkvak is weergegeven in bijlage 3:

- Voorlandoplossing
- Grondoplossing
- Waterkerende constructie (Type-I)

Voorlandoplossing

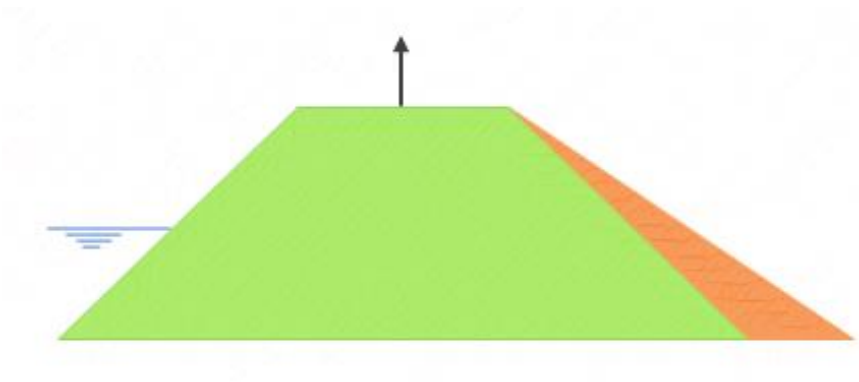
Waar voorlanden aanwezig zijn kunnen deze gebruikt worden om een waterstaatkundige functie te vervullen. Het voorland zorgt er dan voor dat het water van de Hollandsche IJssel niet tegen de dijk aan komt te staan en de golfaanval wordt verlaagd. Op de dijkvakken I2, K1, P en de genummerde dijkvakken 1 t/m 9 zijn voldoende hoge en sterke voorlanden aanwezig zodat hier geen dijkversterkingsmaatregelen nodig zijn (gezamenlijk 2,75km dijk) en toch de waterveiligheid geborgd is door met deze voorlanden rekening te houden. Op delen van de dijkvakken S en T is het voorland goed bruikbaar, maar is een verhoging van het voorland noodzakelijk (gezamenlijk 0,39km dijk). Een strook van het voorland wordt hier over een breedte van circa 15 m opgehoogd met grond van 0 tot maximaal 2 m. Ook wordt bij een aantal overgangen (overgang van dijkvak I2 naar J en de overgang van dijkvak 6 naar M1) gebruik gemaakt van de voorlandoplossing.



Figuur 1-1: Principe dwarsdoorsnede ontwerp voorlanden

Dijkversterking in grond

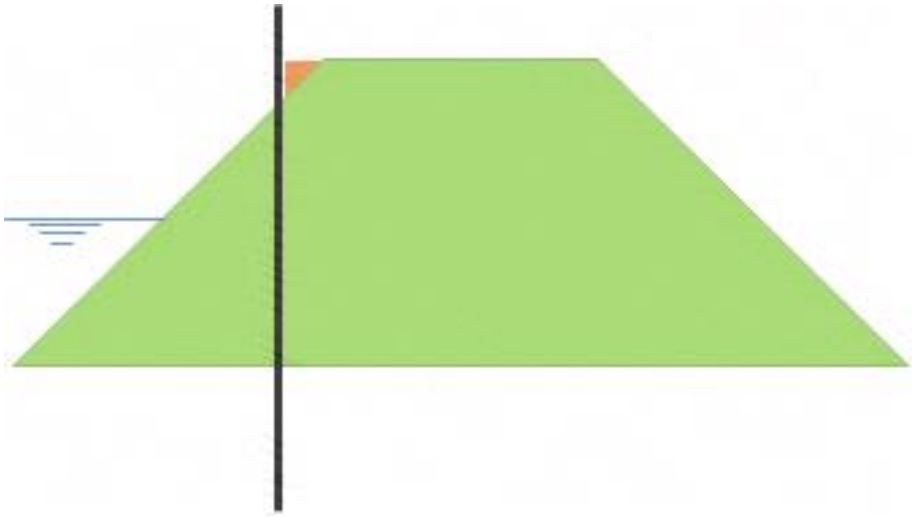
Bij dijkversterking in grond wordt de dijk opgehoogd en wordt er grond aan de binnenzijde van de dijk aangebracht. Daardoor wordt de dijk breder en de helling van het binnentalud iets flauwer dan in de huidige situatie. Het dijklichaam wordt daardoor stabieler. In totaal zal 1,18 km dijk worden versterkt met een grondoplossing aan het binnentalud, al dan niet met een hulpconstructie.



Figuur 1-2: Principe dwarsdoorsnede van de grondoplossing.

Versterken met een zelfstandig kerende constructie

Over 6,3 km wordt een zelfstandig kerende constructie (type I) toegepast. Aan het buitentalud wordt een zelfstandig kerende constructie (type I) in de bodem aangebracht die boven het maaiveld zal uitsteken. De constructie wordt zo hoog mogelijk op het talud geplaatst. De ruimte tussen de weg en de constructie wordt aangevuld waardoor de kruin overal even breed wordt. Boven maaiveld komt er een laag muurtje op de constructie tegen golfoverslag.



Figuur 1-3: Principe dwarsdoorsnede van de zelfstandig kerende constructie (Type-I).

2. Toetsing ontwerp aan Rivierkundige beoordelingscriteria

Binnen het rivierkundig beoordelingskader wordt er getoetst op drie onderdelen, deze zijn hieronder per onderdeel nader beschouwd;

- Hoogwaterveiligheid
- Hinder of schade door hydraulische effecten
- Morfologische effecten

Hoogwaterveiligheid

De Hollandsche IJssel ligt in het bergend regime waardoor het onderdeel waterveiligheid primair getoetst wordt op een eventuele afname van het bergend vermogen. De ingreep beperkt zich tot het dijklichaam en de aanliggende voorlanden. De maatgevende condities komen voor bij een open Hollandsche IJssel kering waarbij stormopzet zorgt voor een verhoogde waterstand. Tijdens deze condities wordt de maatgevende waterstand dan ook niet (negatief) beïnvloed door de ingreep.

Door extra grond aan te brengen aan de buitenkant van de dijk (ten behoeve van de voorlandoplossing (verhoging voorland) en het versterken met een zelfstandig kerende constructie (grondaanvulling bij de constructie)) wordt er echter wel ruimte afgenomen van het waterbergend vermogen van de Hollandse IJssel.

In de Rijn-Maasmonding is de afname van het bergend vermogen gedefinieerd als het volume dat zich bevindt tussen gemiddeld hoogwater (GHW) en de hoogwaterreferentie (HWR). In de praktijk betekent dit dat elk volume dat tussen deze peilen wordt volgebouwd of opgehoogd op een andere locatie gecompenseerd dient te worden. De nadere uitwerking van deze opgave is gegeven in hoofdstuk 4.

Hinder of schade door hydraulische effecten en morfologische effecten

Overige effecten in het achterland of op de rivier zijn niet te verwachten doordat de ingreep zich beperkt tot het dijklichaam zelf en de aangesloten voorlanden. Het ophogen van de voorlanden en de aanpassing van de taluds bij de zelfstandig kerende constructie leiden niet tot hydraulische of morfologische effecten.

Beleidslijn grote rivieren

Deze conclusie is in lijn met de gebiedsafbakening die staat beschreven in de beleidslijn grote rivieren waarin staat dat voor de Hollandsche IJssel een bergend afwegingsregime geldt:

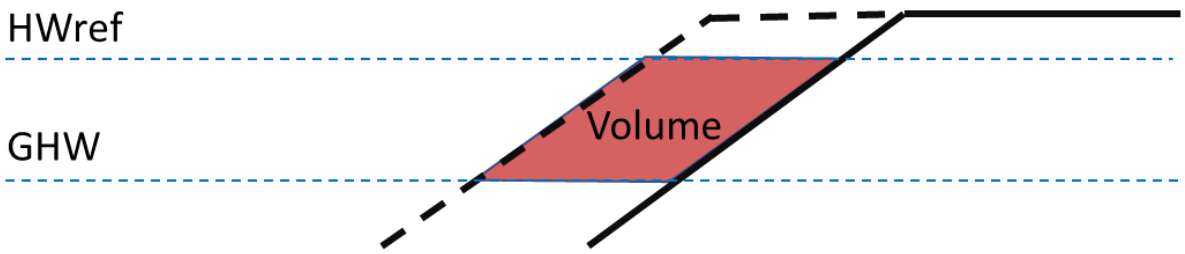
Een specifieke situatie geldt voor de Hollandse IJssel en de Afgedamde Maas. Deze spelen – gezien de ligging achter waterkeringen – geen belangrijke rol in de afvoer van het hoofdrivierensysteem. Wel zijn ze in perioden dat de stormvloedkeringen sluiten van belang voor de berging van overtollig rivierwater. Vanuit dit perspectief is hier integraal gekozen voor het bergend afwegingsregime.

3. Uitwerking opgave waterbergingscompensatie

Kader voor waterbergingscompensatie

Activiteiten (nieuwbouw, uitbreiding bebouwing) in het bergend winterbed betekenen in het algemeen een afname van bergend vermogen (volume berging). Ondanks de lokaal geringe waterstandeffecten leidt de afname van berging tot een verhoging in het gehele benedenstrooms, van de ingreep, gelegen deel van de rivier. Deze verhoging is het gevolg van een afname van de topvervlakking van de hoogwatergolf. Afname van bergend vermogen op de benedenrivieren kan daarnaast ook leiden tot verhoging in bovenstroomse richting. In de Rijn-Maasmonding is de afname van het bergend vermogen gedefinieerd als het volume dat zich bevindt tussen gemiddeld hoogwater (GHW) en de hoogwaterreferentie (HWR). In de praktijk betekent dit dat elk volume dat tussen deze peilen wordt volgebouwd of opgehoogd op een andere locatie gecompenseerd dient te worden.

Gezien het relatief lange traject waarover de dijk versterkt wordt varieert zowel het GHW- als het HWR-peil over de Hollandsche IJssel. Het GHW-peil varieert tussen de NAP + 1,25 m bij Krimpen en NAP + 1,39 m bij Gouderak. Het HWR-peil varieert tussen NAP + 2,88 m bij Krimpen en NAP + 3,36 m bij Gouderak, de gehanteerde peilen per rivierkilometer zijn weergegeven in de bijlagen 1 en 2.



Figuur 3-1 Volumebepaling afname bergend vermogen

In het ontwerp van KIJK zorgen twee aspecten voor een vermindering van het bergend vermogen.

- Ophogen van voorlanden (Dijkvak S en T).
- Zelfstandig kerende constructie (type I oplossing): Daar waar de damwand constructie zorgt voor een verbreding van de kruin (over delen van de 6.3km afstand).

Het ophogen van de voorlanden en het verbreden van de kruin met een zelfstandig kerende constructie worden gezien als projectmatige ingreep en is daarom vergunnings- en dus compensatie plichtig.

Verhoging voorlanden

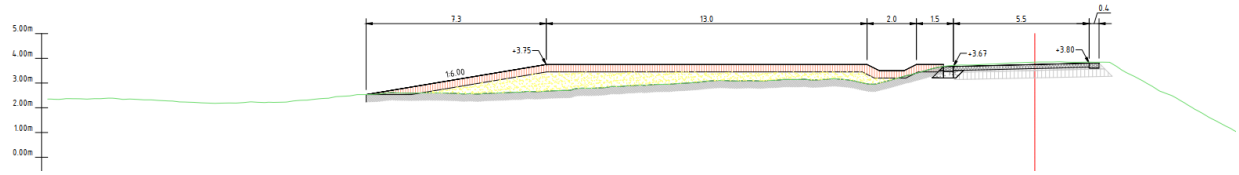
In het definitieve ontwerp worden enkel de voorlanden S en T (deels) verhoogd. Deze verhoging zorgt voor een totale afname van het bergend volume met 2.676 m^3, daarvan is 1517 m^3 voor het voorland in dijkvak S en 1159 m^3 voor dijkvak T. Ook bij twee overgangen wordt een klein stuk van het voorland opgehoogd. Dit zijn kleine stukjes, samen goed voor 28 m^3. De totale afname komt daarmee op 2.704 m^3. De exacte berekeningen van het benodigde volume zijn nader toegelicht in deze paragraaf en uitgevoerd op basis van het 3D ontwerp.

De berekende afname van het bergend volume is gereduceerd ten opzichte van een eerdere berekening door een concessie te doen op de landschappelijke inpassing. De taludhelling van de ophoging in het voorland is iets steiler dan de eerdere 1:10 helling.

De overige dijkvakken met voorlanden voldoen al aan de veiligheidsnorm, hier wordt het voorland dus niet aangepast.

Dijkvak S

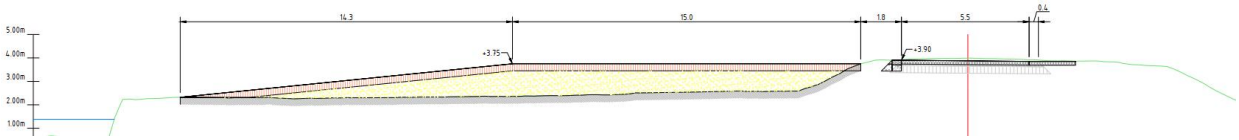
In dijkvak S wordt het bestaande voorland opgehoogd. Het bestaande voorland heeft een hoogte tussen de 2 en 3 m+NAP. Het voorland wordt over een lengte van ongeveer 280 meter verhoogd. Het voorland zelf wordt over een breedte van 15m verhoogd naar een hoogte van 3.75m+NAP en wordt vervolgens onder een helling van 1:6 aangesloten op het bestaande maaiveld. De te hanteren Gemiddeld Hoogste Waterstand (GHW) is 1.37 m+NAP en de hoogwaterreferentie (HWref) is 3.23 m+NAP. Er is onderscheid te maken tussen het zuidelijke en noordelijke deel, het zuidelijke deel ligt al grotendeels boven 3 m+NAP, hier is nauwelijks verhoging nodig. Het noordelijke deel ligt iets lager, hier is dus meer verhoging nodig. In totaal gaat in dit dijkvak 1.517 m^3 berging verloren.



Figuur 3-2: Voorbeeld profiel dijkvak S.

Dijkvak T

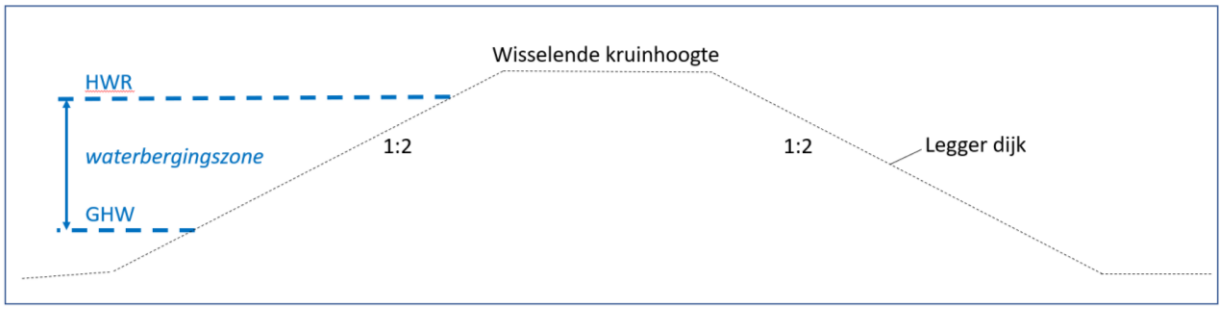
In dijkvak T wordt het bestaande voorland opgehoogd. Het bestaande voorland heeft een hoogte van ongeveer 2m+NAP. Het voorland wordt over een lengte van ongeveer 80 meter verhoogd. Het voorland zelf wordt over een breedte van 15m verhoogd naar een hoogte van 3.75m+NAP en wordt vervolgens onder een helling van 1:10 aangesloten op het bestaande maaiveld. De te hanteren Gemiddeld Hoogste Waterstand (GHW) is 1.38m+NAP en de hoogwaterreferentie (HWref) is 3.30m+NAP. In totaal gaat in dit dijkvak 1.159 m^3 berging verloren.



Figuur 3-3: Voorbeeld profiel dijkvak T.

Zelfstandig kerende constructie (Type-I oplossing)

Het effect van de dijkversterking met een zelfstandig kerende constructie op de waterbergingscompensatie wordt bepaald aan de hand van de legger waarop de vigerende rivierkundige beoordelingskader (versie 5.0) is gebaseerd. De bestaande dijk is vastgelegd in de legger. Het principe van de legger is een 1:2 buitentalud en een kruinhoogte die wisselt over het traject.



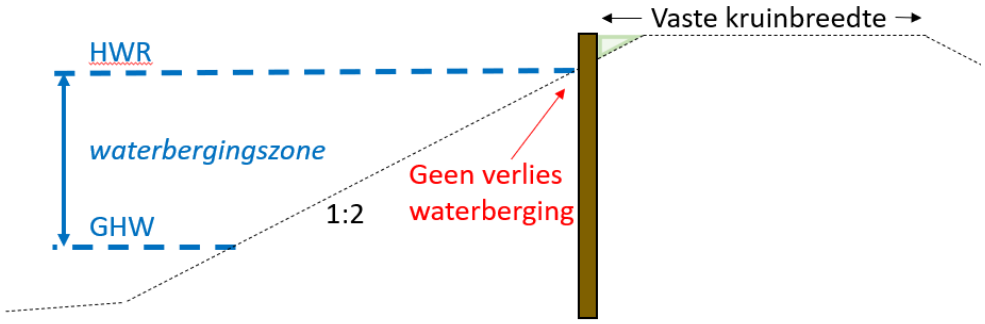
De waterbergingszone is in de tijd verandert door zettingen van het bestaande dijkprofiel, hierdoor neemt de waterberging toe. En de waterbergingszone verandert door de zelfstandig kerende constructie doordat de constructieve versterking lokaal in de waterbergingszone zit. Hierdoor neemt de waterberging af.

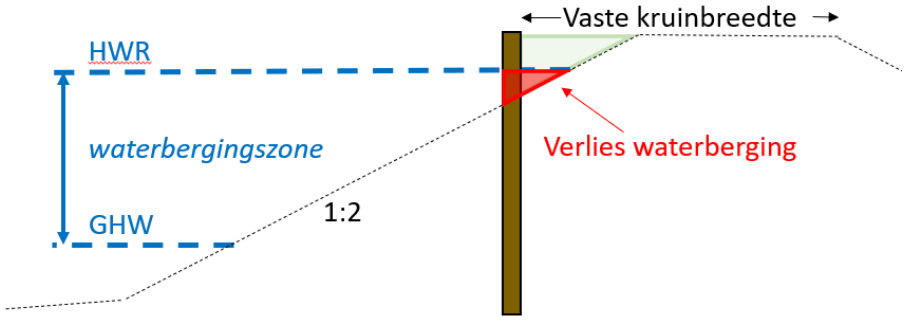
De dijkversterking voorziet nergens in het versteilen van het buitentalud. Daarmee verandert het waterbergend vermogen ten opzichte van de legger niet.

In deze paragraaf wordt eerst beschreven hoeveel de waterberging afneemt door de dijkversterking KIJK en daarna wordt ingeschat hoeveel de waterberging in de tijd is toegenomen door zettingen.

Afname waterberging door zelfstandig kerende constructie

Om een constante kruinbreedte (en daarmee wegbreedte op de dijk) te creëren, wordt de constructieve versterking lokaal gebruikt om ook de kruin te verbreden. In onderstaande afbeeldingen wordt inzichtelijk gemaakt dat dit soms tot geen en soms wel tot verlies van waterberging leidt.





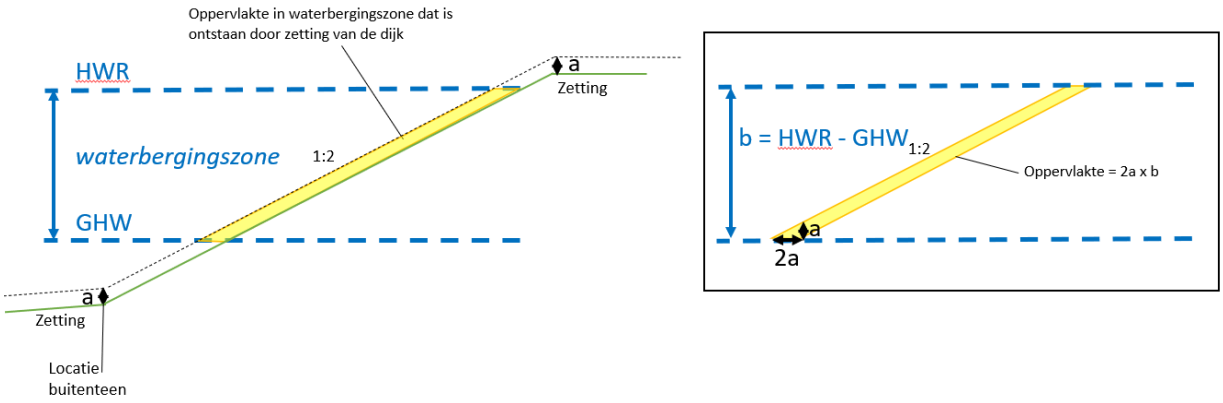
Dus als de constructie het nieuwe buitentalud snijdt onder de hoogwaterreferentielijn (HWR) zorgt dit voor verlies aan waterbergend vermogen. Dit oppervlakte is met de rode driehoek weergegeven in bovenstaande figuur. Voor alle dijkvakken waar een zelfstandig kerende constructie wordt toegepast, is verlies aan waterbergende oppervlakte totaal 200 m^3.

Bij dijkvak K2 wordt het buitentalud bij de zelfstandig kerende constructie naar buiten verschoven. Deze (en enige) as-verschuiving van de dijk zorgt voor een verlies van waterbergende oppervlakte van 270 m^3.

In totaal is er door de constructie op het buitentalud (onder de HWR) en de as-verschuiving bij dijkvak K2 470 m^3 verlies aan waterbergend vermogen.

Toename waterberging door zetting

De dijk is na het vast stellen van de waterbergingszone gezakt, hierdoor neemt de waterberging toe. In onderstaande figuur wordt inzichtelijk gemaakt, hoe de zetting van de dijk leidt tot een toename van de waterbergingszone (geel).



De zetting in het gebied van de Krimpenerwaard en de dijk is aanzienlijk. De (langjarige) zetting van het gehele dijklichaam zelf is vastgesteld op 8 mm per jaar, met uitschieters naar 20 mm per jaar (Bijlage 5). Na 1996 zijn er nagenoeg geen werkzaamheden aan de dijk geweest, er zijn in 2004 nog een aantal kleinere stukken dijk aangepast. Nu in 2022 is er dus zeker 15 jaar zetting opgetreden, daarbij is de waterbergingszone vergroot.

Uitgaande van een gemiddelde zetting van 8 mm per jaar is dit circa 0,12 m zetting van de kruin. De zetting bij de buitenteen van de dijk is bepaald op minimaal 0,045 m. Deze zetting is een ondergrens. Op veel locaties is het talud substantieel meer gezakt, is onze bevinding.

Uitgaande van een minimale zetting van het buitentalud van 0,045 m resulteert dit in 1040 m^3 meer waterberging voor de dijkvakken met een zelfstandig kerende constructie. Als de zetting van de kruin wordt aangehouden (0,12 m) resulteert dit in een verruiming van de waterberging van 2790 m^3.

Conclusie

De dijkversterking met de zelfstandig kerende constructie reduceert de waterberging in de Hollands IJssel met 470 m^3. De doorgaande zetting van de gehele dijk en daarmee het buitentalud heeft de waterberging in de afgelopen 15 jaar tenminste verruimt met 1040 m^3.

De aanpassingen in het dwarsprofiel van de dijk door de dijkversterking met een zelfstandig kerende constructie worden ruimschoots gecompenseerd door de opgetreden zettingen. Door de versterking is het nu en in de toekomst niet meer nodig om bij de dijkvakken met een zelfstandig kerende constructie het oorspronkelijke gezette dijkprofiel te herstellen.

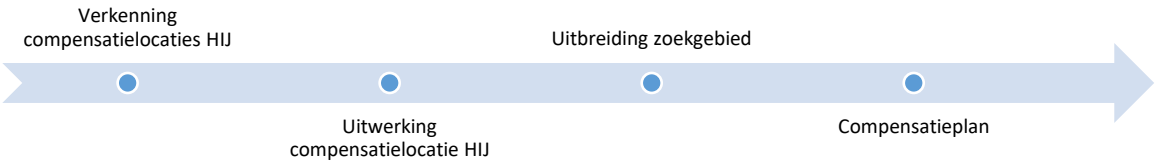
Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat er voor te type I oplossingen geen compensatie benodigd is.

Totale compensatieplicht

De compensatieplicht is alleen van toepassing op het ophogen van de voorlanden. De totale compensatie opgave is daarmee vastgesteld op 2.704 m^3, dit volume zal elders in het systeem gecreëerd moeten worden.

4. Uitwerking compensatie locatie waterberging

De zoektocht naar compensatieruimte voor het project KIJK is bijzonder moeilijk gebleken. Het doorlopen proces is op hoofdlijnen hieronder toegelicht. De uiteindelijke gevonden compensatielocatie, het ontwerp en de vrijkomende ruimte is tevens toegelicht.



Verkenning compensatielocaties binnen de Hollandsche IJssel

In overleg met Rijkswaterstaat is er gekeken welke locaties er mogelijk geschikt zijn als compensatielocatie binnen het zoekgebied. Omdat er binnen de Hollandsche IJssel buitendijks weinig ruimte is zijn de locaties waar gecompenseerd kan worden beperkt. Veel van de locaties zijn bebouwd, sterk vervuild of hebben een functie als voorland voor de dijken. Er is daarnaast specifiek gekeken naar locaties waar RWS een kaderrichtlijn water opgave heeft om zo een win-win situatie te creëren.

Na zorgvuldige afweging van meer dan 10 locaties op criteria als te halen compensatieruimte, haalbaarheid, toegevoegde waarde en meekoppelkansen is er een voorkeurslocatie geselecteerd. De geselecteerde voorkeurslocatie zijn de voorlanden van Schanspolder en de Geitenwei. De locaties zijn in eigendom van Zuid-Hollands landschap en Rijkswaterstaat. Op de locatie komen een aantal dingen bij elkaar die het een zeer geschikte plek maken om de compensatie opgave te realiseren.

Uitwerking compensatielocatie binnen de Hollandsche IJssel

De locaties Schanspolder en Geitenwei zijn gelegen op zogenaamde zellingen en in het recente verleden gesaneerd, er is tijdens deze sanering bewust gekozen om het grootste deel van de vervuiling te laten zitten en af te dekken met een leeflaag. Praktisch gezien betekent dit dat de bovenste +- meter van het gebied bestaat uit schone grond en dat daaronder een afgedekt en ingepakt stuk vervuiling zit. De leeflaag die is aangebracht vanuit de sanering heeft destijds ook bewust een bepaalde dikte meegekregen, het verminderen van deze dekking is niet zonder risico's en mag ook niet zonder gedegen onderzoek uitgevoerd worden. Om de compensatieopgave te halen zal er daarom verder gesaneerd moeten worden en kom je terecht in de ingepakte vervuilde grond. Het roeren van deze grond brengt een aantal risico's met zich mee;

- De kosten voor zowel de uitvoering, het afvoeren van de grond en de benodigde onderzoeken is zeer hoog, dit loopt in de orde van miljoenen euro's.
- De zellingen kennen een dusdanige mate van vervuiling dat het procedurele spoor om een vergunning te krijgen een moeilijk en langdurig traject zal worden.
- De zellingen zijn goed bekend in de omgeving en het roeren van deze zellingen wordt door de omgeving als zeer onwenselijk en risicovol gezien. Er is hierdoor een hoog risico op weerstand vanuit de omgeving.

Alle voorlanden langs de Hollandsche IJssel bestaan (deels) uit zellingen, het risico van het raakvlak bodem zoals hierboven beschreven beperkt zich dan ook niet tot de Geitenwei en Schanspolder maar is op ieder voorland langs de Hollandsche IJssel aanwezig. Door de omvang van dit risico is het advies om in te zetten op een alternatieve oplossing omdat de haalbaarheid van sanering van voorlanden langs de Hollandsche IJssel als zeer klein, enorm risicovol en kostbaar wordt gezien.

De grootschalige vervuiling langs de oevers van de Hollandsche IJssel is in elk voorland aanwezig en zorgt er praktisch gezien voor dat afgraving van de voorlanden een zeer kostbare ingreep is. Deze ingreep is dusdanig kostbaar dat er gezocht moet worden naar een alternatieve oplossing voor de compensatieopgave. Er zal buiten het gebied gezocht moeten worden naar een locatie waar compensatie wel haalbaar is, hierbij zal ook de mogelijkheid tot binnendijks compenseren opnieuw beschouwd moeten worden. Het advies is daarnaast om de opgave zoveel mogelijk te verkleinen gezien compensatie niet of nauwelijks te realiseren is.

Uitbreiding zoekgebied

Binnen het rivierkundig beoordelingskader (RBK) is vastgesteld dat compensatie van het bergend vermogen ter plaatse van de activiteit plaats moet vinden. Doordat dit binnen de HIJ niet haalbaar is gebleken is er gezocht naar alternatieven.

Met RWS is de mogelijkheid tot binnendijks compenseren besproken volgens het advies van de CMER. Dit is binnen de regels van het RBK echter alleen een optie wanneer compensatie ter plaatse niet mogelijk is. Het heeft daarom altijd de voorkeur buitendijks te compenseren, daarom is in eerst gekeken naar compensatie locaties die buitendijks liggen.

Omdat er binnen de HIJ geen haalbare mogelijkheden tot compensatie liggen is daarom het zoekgebied vergroot naar de locatie Stormpolder, gelegen buiten de Hollandsche IJssel Kering. Deze locatie maakt nog onderdeel uit van hetzelfde systeem wanneer er gekeken wordt naar waterbergingsruimte bij een open kering. Voor waterberging in de situatie met een open kering kan op deze locatie dan ook effectief gecompenseerd worden. Voor een situatie met een gesloten kering zal in het achterland aanvullend gecompenseerd moeten worden.

Compensatieplan

Volledige compensatie voor de ingreep bestaat uit 2 onderdelen;

- Compensatie bergingsruimte voor een situatie met gesloten kering
- Compensatie bergingsruimte voor een situatie met open kering

Compensatie – Gesloten kering

In de situatie met een gesloten kering zorgt de vermindering van bergingsruimte ervoor dat er minder ruimte op de Hollandsche IJssel is om op te lozen vanuit de poldergemalen. Als maatregel is onderzocht hoe deze vermindering van bergingsruimte met zo klein mogelijke gevolgen binnen het watersysteem opgevangen kan worden. De totale capaciteit van de gemalen die op de Hollandsche IJssel lozen is 5.245m^3. De compensatieplicht van 2.704 m^3 wordt door het eerder stoppen met malen voor de maalstop door deze gemalen al in een halve minuut gehaald. Dat betekent dat de gemalen een halve minuut eerder stoppen met het lozen van polder water om de afgesproken maalstop te behouden. Hiervoor moeten afspraken gemaakt worden in het Waterakkoord Hollandsche IJssel. Als terugvaloptie is afgesproken dat HHSK de gemalen bij de Krimpenerwaard circa 4 minuten eerder stopzet. De capaciteit van deze gemalen is 790m^3/minuut en de polder wordt gekenmerkt door een groot open watersysteem, waardoor de effecten beperkt zijn.

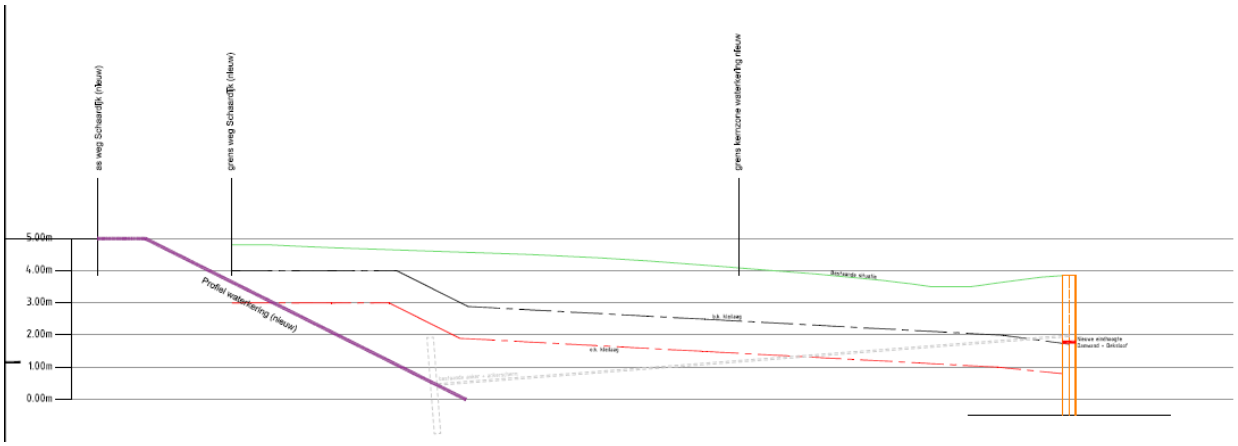
Compensatie – Open kering

In de situatie met een open kering zal het verlies aan bergend vermogen grotendeels gecompenseerd worden op de locatie Stormpolder (voormalig EMK-terrein) gelegen langs de Sliksloot en Hollandsche IJssel. Hier wordt in combinatie met woningbouw een verlaagde groenzone aangelegd aan zowel de noord- als westzijde, binnen dit plan wordt er dus bergend vermogen gecreëerd. Voor dijkversterking KIJK wordt enkel de ruimte aan de Noordzijde gebruikt. Een deel van de ruimte is gereserveerd voor Feyenoord City. Daarnaast, op een strook van 230m lang en 20m breed, kan 2.820m^3 bergend vermogen voor de dijkversterking KIJK worden gecreëerd (zie Figuur 4-1).

Stormpolder is ligt benedenstrooms van de ingreep. Hier gelden dan ook net iets andere compensatie peilen, de ruimte die gecreëerd wordt tussen 1,25m+NAP en 3,30m+NAP mag meegeteld worden als compensatie voor het bergingsverlies.

Stormpolder is een industriegebied tussen de Hollandse IJssel en de Nieuw Maas in, de ingreep locatie is een momenteel braakliggend terrein. Het maaiveld ligt hier gemiddeld boven 4m+NAP. De huidige situatie is weergegeven in Figuur 5-1, het ingreepgebied is ongeveer 0,6 hectare groot. Locatie Stormpolder wordt ontwikkeld en bouwrijp gemaakt, als onderdeel hiervan wordt er een groenstrook aangelegd langs de Hollandse IJssel die relatief laaggelegen is. De groenstrook heeft een hoogte die varieert tussen de 2.45m+NAP en 2.00m+NAP en zal hierdoor jaarlijks onder water staan. De groenstrook sluit aan bij het bouwrijp gemaakte gebied dat een hoogte heeft van 4.0m+NAP. De inrichtingsplannen zijn weergegeven in het dwarsprofiel op de volgende pagina. De volumes waterberging bepaald op basis van een hoogtemodel in GIS welke een verschil berekent tussen de nieuwe en toekomstige bodemligging, zoals getoond in het dwarsprofiel. De afgraving van de kade zorgt voor een toename van het bergend volume met 2.820 m^3.

Figuur 4-1: Zoekgebied voor compensatie van waterberging KIJK (dijkversterking Hollandsche IJssel)
Het zoekgebied is aangegeven door het gele kader


as weg Schaarsbergen (nieuw)
grens weg Schaarsbergen (nieuw)
grens kernzone waterkering (nieuw)
5.00m
4.00m
3.00m
2.00m
1.00m
0.00m
Profiel waterkering (nieuw)

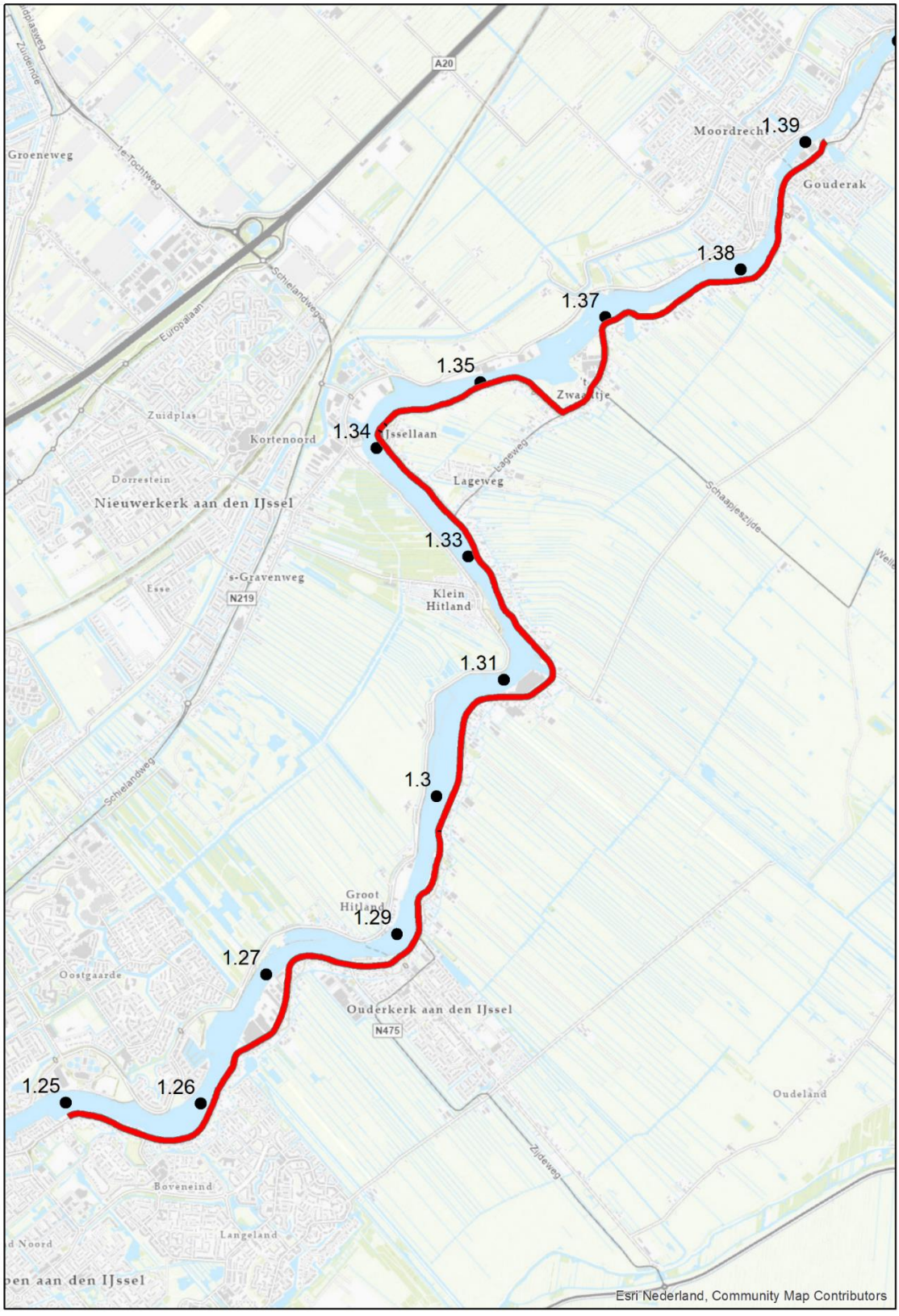
5. Conclusie

De dijkversterking beperkt zich tot het dijklichaam en enkele voorlanden, de ingreep heeft daardoor enkel invloed op het bergend vermogen en niet op de andere rivierkundige beoordelingscriteria. De afname van het bergend vermogen wordt in dit geval volledig veroorzaakt door het ophogen van de voorlanden. De afname van het bergend vermogen wordt volledig gecompenseerd op het voormalig EMK-terrein op locatie Stormpolder.

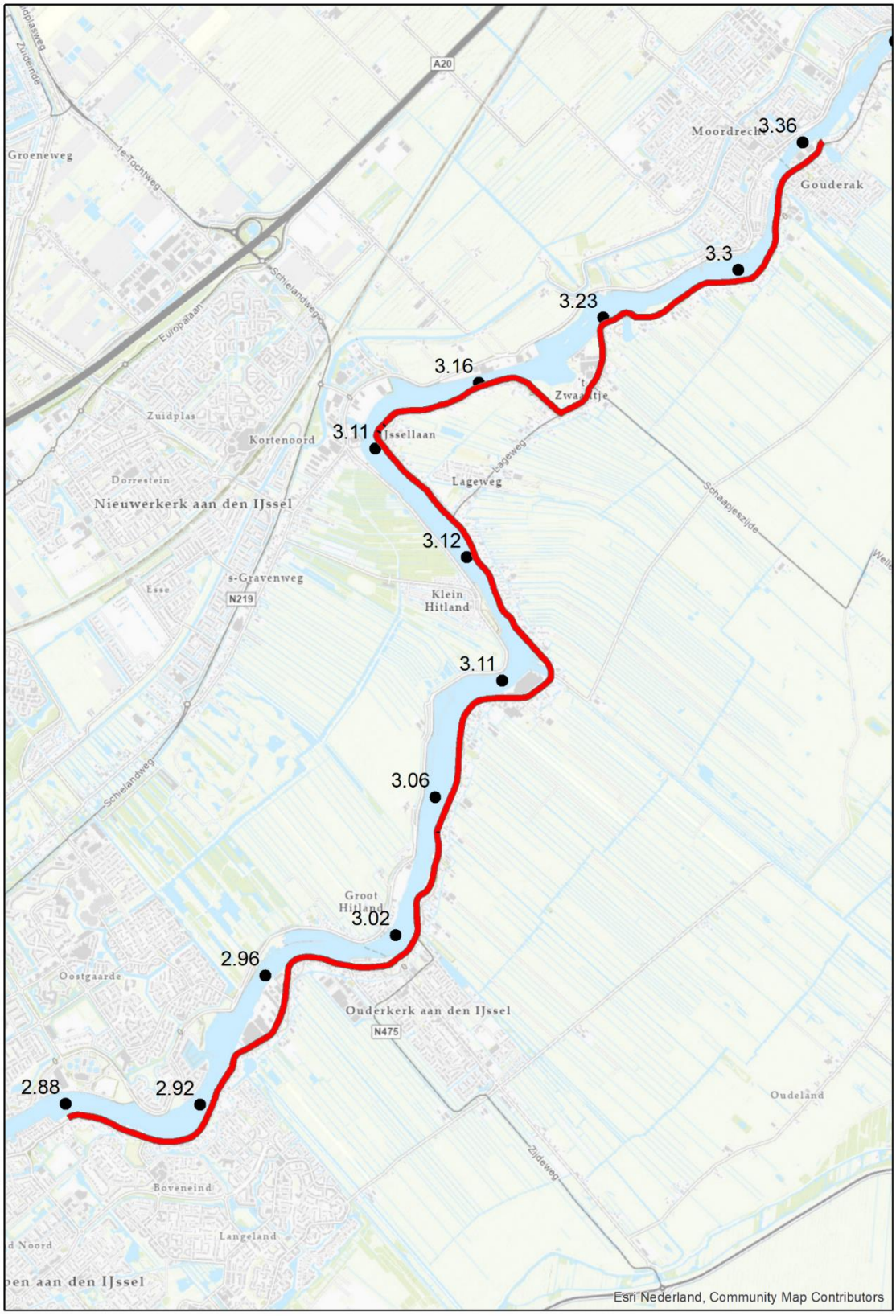
Als gevolg van het lokaal versterken van de dijk zelf (Type-I) oplossing wordt het bergend vermogen weliswaar ook verminderd maar dit wordt ruimschoots gecompenseerd door de reeds opgetreden zettingen. Door de versterking is de zelfstandig kerende constructie (de damwand) de waterkering geworden en is het nu en in de toekomst niet meer nodig om het oorspronkelijke gezette dijkprofiel te herstellen.

De ingreep inclusief compensatie voldoet daarmee aan de beleidslijn grote rivieren en het rivierkundig beoordelingskader.

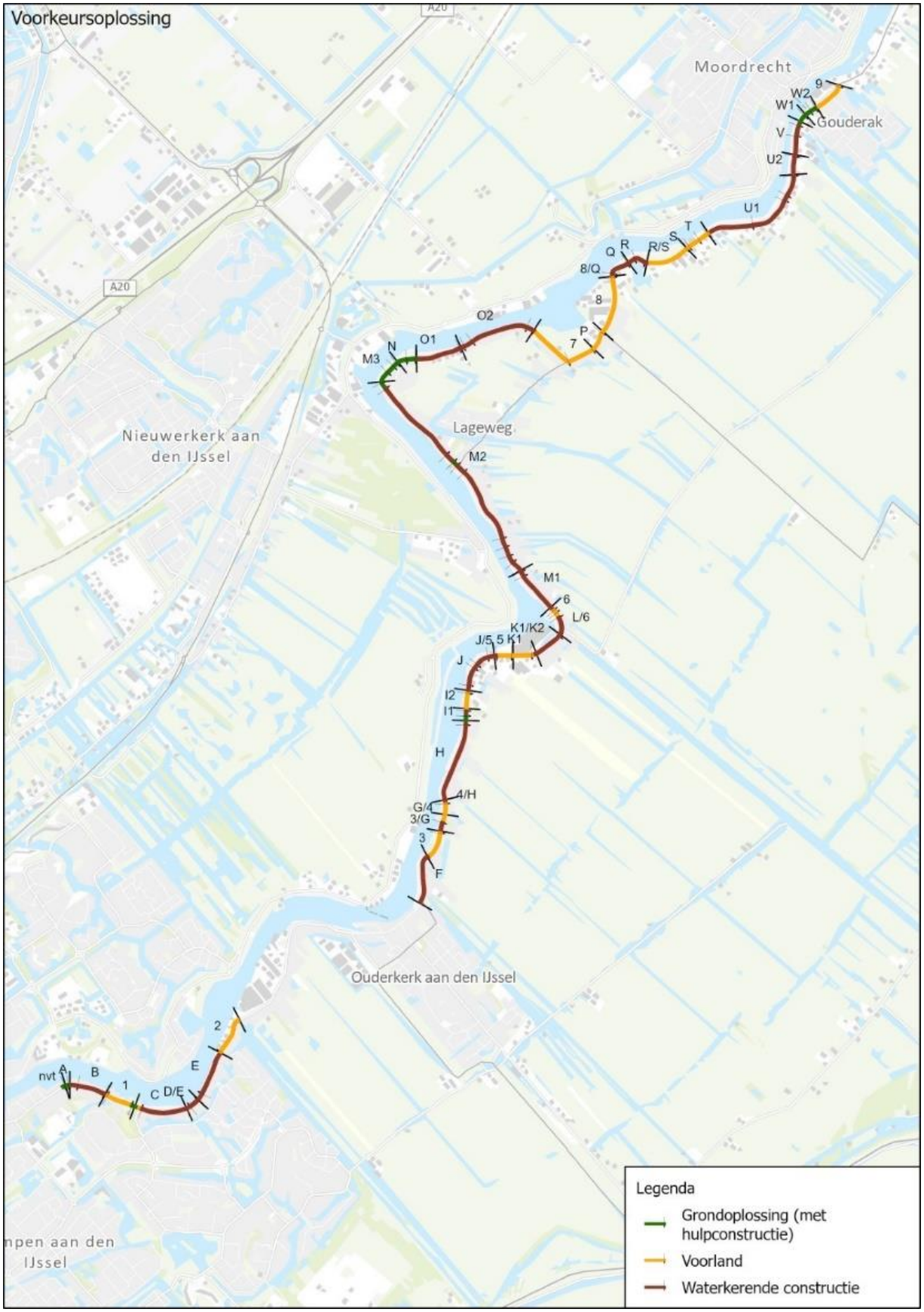
Bijlage 1 Te hanteren peilen – Gemiddeld hoogwater (GHW)



Bijlage 2 Te hanteren peilen – Hoogwaterreferentie (HWR)



Bijlage 3 Oplossing per dijkvak



Bijlage 4 Beleidslijn grote rivieren – Vrijgestelde activiteiten

(c) het uitvoeren van activiteiten door of vanwege de beheerder

Het gaat hier in de eerste plaats om activiteiten van het Rijk als waterbeheerder ter uitvoering van onderhoud van waterstaatswerken. Dergelijke activiteiten zijn er op gericht waterstaatswerken qua vorm, afmeting, constructie of richting op orde te brengen, dat wil zeggen ze te laten corresponderen met de staat van de legger. Een vergunningplicht voor deze activiteiten kan achterwege blijven, nu het de wettelijke taak van de beheerder betreft die bovendien door de kenbaarheid van de legger ook voor derden voldoende transparant is.

In de tweede plaats gaat het om activiteiten die de aanleg of wijziging (inclusief verruiming) van de betrokken waterstaatswerken inhouden. Dat zijn activiteiten die een wijziging inhouden van de vorm, constructie, afmeting of richting van het waterstaatswerk zoals weergegeven in de legger. Hierbij zullen, in tegenstelling tot onderhoudswerkzaamheden, meestal belangen van derden betrokken zijn. Ook hiervoor kan een vergunning echter achterwege blijven, nu de noodzakelijke belangenafweging en rechtsbescherming is gewaarborgd door de verplichting om op grond van artikel 5.4 van de wet een voorafgaand projectplan vast te stellen.

De vrijstelling geldt eveneens voor het onderhoud, de aanleg en de wijziging van waterstaatswerken door andere beheerders dan het Rijk. Veel waterkeringen die grenzen aan de rijkswateren zijn in beheer bij anderen dan het Rijk, terwijl de beheergrens van het oppervlaktewaterlichaam vaak tot de buitenkruinlijn van deze waterkeringen loopt. Om te voorkomen dat een waterschap dat onderhoud wil plegen aan een rivierdijk voor het gedeelte aan de rivierzijde van de dijk een watervergunning van de Minister voor het gebruik van het oppervlaktewaterlichaam nodig zou hebben, geldt de vrijstelling voor alle beheerders.

Naast handelingen door of vanwege de beheerder in het kader van de aanleg, wijziging of het onderhoud van een waterstaatswerk worden ook (overige) gebruikshandelingen door of vanwege de beheerder vrijgesteld van de watervergunningplicht. Reden is dat de watervergunningverlening in deze gevallen vanuit waterstaatkundig oogpunt niet of nauwelijks toegevoegde waarde heeft. Bij de vrijstelling voor het gebruik gaat het om vergunningplichtig gebruik ‘anders dan in overeenstemming met de functie’. Deze vrijstelling is onder meer van belang voor de bouw van ‘droge’ waterstaatswerken. Verder gaat het om activiteiten voor de eigen dienst, zoals de bouw van afmeervoorzieningen of voorzieningen voor monitoring of meting door de waterbeheerder zelf. De algemene regels van artikel 6.15 van het Waterbesluit (zorgplicht) en de artikelen 6.8 en 6.9 van de Waterregeling blijven overigens onverminderd van toepassing.

Bijlage 5 HHSK, Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten VKV, 25 augustus 2021

20210825_Notitie Ontwerpeisen, kade

Hoogheemraadschap van
Schieland en de Krimpenerwaard

Maasboulevard 123
Postbus 4059
3006 AB Rotterdam
T. 010 45 37 200

Dijkversterking Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard

Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten VKV

Document titel	Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten VKV	
Versie	Definitief 3.0	
Plaats, Datum	Rotterdam, 25 Augustus 2021	
Documentnr.		
	Naam, Functie	Datum, Paraaf
Opgesteld	Jaap Stoop, geotechnisch adviseur	
	Arnold van der Kraan, adviseur waterkeringen	
	Sander Versluis, assistent Technisch manager Han de Jong assistent Technisch manager KIGO	
Gecontroleerd	Marco Weijland, Technisch manager Marinus Aalberts Technisch manager KIGO	
	Peter van Duijvendijk, Waterkeringbeheerder	
	Arie de Gelder, Teamleider Beleid en Advies WW	
Goedgekeurd En vastgesteld	Anne Kirsten Meijer Afdelingshoofd WW & Ambtelijk opdrachtgever	

Revisietabel

Revisie nummer	**Opmerking**	**Datum**
D2.0	Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten Planuitwerking als bijlage 3 van het programma van eisen Planuitwerking	10 december 2019
D3.0	Update van D2.0 door KIGO combinatie voor de VKV fase (wijzigingen in geel gemarkeerd)	25 augustus 2021

Inhoud

1. Inleiding 5
1.1. Algemeen 5
1.2. Doel en inhoud van het document 5
1.3. Totstandkoming 5
1.4. Leeswijzer 6

2. Detailniveau en ontwerpvrijheid 7
2.1. Voorkeursvariant 7
2.2. Definitief Ontwerp 8
2.3. Definitief Ontwerp Plus (Uitvoeringsontwerp versie 1) 9

3. Ontwerpkader 10
3.1. Normstelling / veiligheid 10
3.1.1. Waterwet 10
3.1.2. Ontwerpnormen 10
3.1.3. Buitendijkse gebieden 10
3.1.4. Beleidslijn Grote Rivieren 11
3.2. Hoogwaterbeschermingsprogramma 11
3.3. Beleid HHSK 11
3.3.1. Versterking in grond 11
3.3.2. Gebruik verborgen sterkte 11
3.3.3. Ontwerplevensduur, partiële of integrale versterking 12
3.3.4. Benutten voorlanden 13
3.4. Uitgangspunt Faalkans Stormvloedkering 14
3.5. Planperiode / Life Cycle Costing 15

4. Ontwerpmethodiek 16
4.1. Methodiek / rekenmodellen 16
4.1.1. Hydraulica 16
4.1.2. Grondconstructies 16
4.1.3. Langsconstructies 17
4.2. Software 21
4.2.1. Hydraulica 21
4.2.2. Grondconstructies 21
4.2.3. Langsconstructies 21
4.3. Faalkansbegroting 21
4.4. Veiligheidsfactor faalmechanisme Macrostabiliteit grondconstructies 23
4.4.1. Materiaalfactor (γ_m) 23
4.4.2. Modelfactor (γ_d) 23
4.4.3. Schematiseringsfactor (γ_b) 23
4.4.4. Schadefactor (γ_n) 24
4.4.5. Overall veiligheidsfactor 24
4.5. Veiligheidsklasse en toeslagen langsconstructies 25

5. Belastingen 26
5.1. Waterstanden Hollandsche IJssel 26
5.2. Maalstoppeil (effect hoogte) 26
5.3. Bepaling Waterstand Bij Norm en Hydraulisch Belastingniveau 26
5.4. Waterstandsverloop 27
5.5. UGT en BGT 27
5.5.1. Uiterste Grenstoestand (UGT) 27
5.5.2. Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) 28
5.6. Schematisatie waterspanningsverloop 28
5.7. Verkeersbelasting 30

5.8. Overige belastingen 31
5.8.1. Aanvaarbelasting 31
5.8.2. Aan- en afmeerbelasting 31
5.8.3. IJsbelasting 31
5.8.4. Aardbeving 31
6. Geotechnische uitgangspunten 32
6.1. Grondopbouw 32
6.1.1. Dijksmateriaal 32
6.1.2. Ophoogmateriaal 33
6.1.3. Verharding en wegfundering 33
6.2. Bodemdaling 34
6.2.1. Kruin 34
6.2.2. Achterland 34
6.3. Grondconstructies 35
6.4. Langsconstructies 39
7. Dijkvakindeling en geometrie 42
7.1. Dijkvakindeling 42
7.2. Geometrie 43
8. Aanpak dimensionering dijkverbetering 44
8.1. Grondconstructies 44
8.2. Langsconstructies 45
8.3. Specials (bv. demontabele kering / coupures) 48
8.4. Niet waterkerende objecten 48
9. Literatuurlijst 49
10. Bijlagenlijst 51

1. Inleiding

1.1. Algemeen

Het dijkversterkingsproject KIJK maakt onderdeel uit van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) en dient 1 oktober 2026 weer veilig te zijn voor de komende 50 jaar. De waterkering van KIJK moet dan voldoen aan de dan vigerende wetgeving en het beleid van Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (HHSK). Daarvoor moet de waterkering als voldoende worden beoordeeld volgens het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI).

De toepassing van het WBI (2017) en Ontwerpinstrumentarium (OI 2014v4), de instrumenten voor beoordeling en ontwerp, is nog in ontwikkeling. Voor 2023 wordt voorzien in een nieuw Beoordelings- en Ontwerpinstrumentarium (BOI). Daarnaast zijn het beleid en de ambities van de beheerder aan verandering onderhevig. Deze zijn ook van invloed op het ontwerpen van de waterkering in de planuitwerking. Dit vraagt om een aanpak die principiële keuzes verenigt, die voortkomen uit bestaand beleid, nieuw beleid en nieuwe rekensystematiek. In deze notitie is dit verwoord in eisen, kaders en uitgangspunten ten behoeve van het ontwerp van de waterkering.

De eisen in dit document worden verbijzonderd in de vraagspecificatie eisen (VSE) ten behoeve van het contract realisatiefase.

1.2. Doel en inhoud van het document

Het eerste doel van deze notitie is om duidelijk te maken aan de opdrachtnemer voor KIJK welke keuzes al zijn gemaakt. Dit bevat de basis van het vastgestelde voorkeursalternatief. Daarnaast is het doel om de ontwerpvrijheid te beschrijven die in de planuitwerking moet worden ingevuld.

De gemaakte keuzes zijn in deze notitie als eisen aan het ontwerp opgenomen. De ontwerpkaders en uitgangspunten die zijn beschreven geven de vrijheidsgraden weer voor de planuitwerking. Door middel van verschillende ontwerpstappen wordt het detailniveau van het ontwerp groter. De ontwerpkeuzes in relatie tot het WBI en beleid die hieraan ten grondslag liggen worden in dit document vastgelegd.
Dit document krijgt, mits noodzakelijk, na elke ontwerpstap een update, zodat aan het eind van de planuitwerking er een versie beschikbaar is die alle technisch ontwerpeisen en de verantwoording bevat. Dit vormt een basis voor de definitieve vraagspecificatie voor het werk in de realisatiefase van KIJK.

Het derde doel is om aan de hand van dit document de verantwoording van het ontwerp van te voren af te stemmen met de waterkeringbeheerder.

1.3. Totstandkoming

Versiebeheer en vaststelling
Deze Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten Planuitwerking is een ‘groeidocument’. De uitgangspunten groeien mee met het detailniveau van het ontwerp en de wijzigingen in de beschikbare kennis. Met het voorkeursalternatief is versie 4 van ontwerpkader en uitgangspunten ten behoeve van de verkenning vastgesteld door de opdrachtgever.

Voorliggende versie is de eerste versie voor de planuitwerking. Ten opzichte van versie 4 van de verkenningsfase zijn er een aantal belangrijke toevoegingen en wijzigingen doorgevoerd. Deze hebben te maken met de kennisontwikkeling die tussen april 2018 en december 2019 heeft plaatsgevonden. De belangrijkste wijzigingen betreffen:
- de Hydraulische Randvoorwaarden die berekend zijn met nieuwe modeldata;
- een toevoeging voor het berekenen van de hoogte voor verticale wanden;

- en de berekening van langsconstructies met aangepaste modellen conform POV-M publicaties PPL/PPE;
- eisen met betrekking tot de bruikbaarheidsgrenstoestand.

Daarnaast is het document met een gewijzigde indeling passend gemaakt voor het contract van de planuitwerking.

Tijdens het gehele ontwerpproces wordt de Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten Planuitwerking up to date gehouden. Bij overgang van elke ontwerpstap (VKV, DO en DO+) dient ON een update voorstel van de Notitie aan te leveren. Indien nodig kan ON ook een tussentijdse update voorstellen en indienen. Alle toevoegingen en wijzingen worden voorgelegd aan de afdeling Waterkeringen en Wegen (WW) en de Opdrachtgever (OG) van HHSK. Voor duidelijk versiebeheer wordt na goedkeuring van OG de nieuwe versie vastgesteld en voorzien van een opvolgend versie nummer.

Kwaliteitsmanagement
De uitgangspunten zijn de basis voor het ontwerp. Een aantal uitgangspunten (bijvoorbeeld sterkteparameters en werkwijze van ontwerp voor langsconstructies) vergen specialistische kennis van het Ontwerpinstrumentarium en POV-publicaties welke niet breed beschikbaar is. Het kwaliteitsmanagement van deze notitie krijgt om die reden extra aandacht.

De uitgangspunten worden gereviewd door medewerkers van HHSK (afdeling WW). Voor specifieke en specialistische onderwerpen, zoals aanpassing van sterkteparameters of werkwijze berekening constructie-elementen, wordt door HHSK een externe review georganiseerd door bijvoorbeeld specialisten van Deltares of het Adviesteam Dijkontwerp (ADO), de opvolger van het Kennisplatform Risicobenadering (KPR).

Intern draagvlak
De uitgangspunten zijn opgesteld door en in overleg met de afdeling waterkeringen en wegen, teams van HHSK. Daarnaast zijn in diverse overleggen met de ambtelijke en bestuurlijk opdrachtgever (AoG en BoG) de belangrijkste uitgangspunten besproken. Aandachtspunt is dat het door HHSK vastgesteld beleid in de pas loopt met de voortgang van KIJK. Indien dit niet het geval is, ontstaat er een risico dat de uitgangspunten in een later stadium draagvlak verliezen.

1.4. Leeswijzer

Hoofdstuk 2 beschrijft het beoogde detailniveau en ontwerpvrijheid van de verschillende ontwerpen in de stappen van voorkeursvariant tot uitvoeringsontwerp.
In hoofdstuk 3 is het ontwerpkader opgenomen, welke in hoofdstuk 4 gevolgd wordt door de gehanteerde ontwerpmethodiek. Hoofdstuk 5 bevat de belastingen waarop het systeem op moet worden ontworpen. In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de geotechnische uitgangspunten die worden gehanteerd tijdens het ontwerpproces en hoofdstuk 7 geeft de dijkvakindeling die daarbij wordt gehanteerd mede op basis van de huidige geometrie. In hoofdstuk 8 wordt de aanpak vastgelegd die gevraagd wordt bij het bepalen van de afmetingen van de dijkversterkingsmaatregelen.

In de hoofdstukken 3 tot en met 8 zijn bij elke paragraaf de uitgangspunten of eisen kort herhaald in een kader, als voorbeeld zie hieronder.

De hydraulische belastingen worden probabilistisch berekend met een kans van optreden per jaar.

Eisen zijn daarbij ook opgenomen in de VSE.
Alle bijlagen van deze notitie worden seperaat via pleio gedeeld met de gegadigden van de aanbesteding “Planuitwerkingsfase en Realisatiefase van Project KIJK”.

2. Detailniveau en ontwerpvrijheid

Elke ontwerpstap kent zijn eigen doel van opstellen met bijbehorend detailniveau.
Daarnaast wordt in elke stap een deel van de ontwerpvrijheid ingevuld.

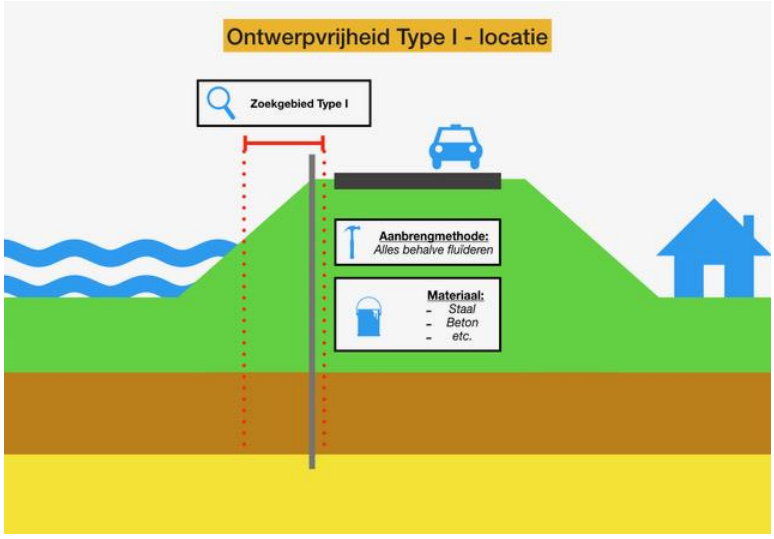
2.1. Voorkeursvariant

Doel van het rapport voorkeursvariant is om per dijkvak een afweging te maken tussen verschillende varianten. Op basis van vooraf met elkaar vastgestelde criteria wordt dan bepaald wat de voorkeursvariant(VKV) per dijkvak is.
Ter onderbouwing van de score per criteria van een variant moet een detailniveau van het ontwerp worden gehanteerd.

Bij de voorkeursvariant bepaling dienen tenminste de volgende afwegingscriteria in beschouwing te worden genomen:

- omgeving / draagvlak;
- technische haalbaarheid en uitvoerbaarheid;
- betrouwbaarheid (met name bij innovaties);
- vergunbaarheid;
- integrale veiligheid;
- fasering uitvoering;
- uitvoeringsoverlast omgeving;
- bereikbaarheid tijdens uitvoering;
- verkeersveiligheid;
- beheer en onderhoud, LCC en levensduur
- impact op grondverwerving;
- impact op sloop, herbouw en/of verplaatsing van woningen, bedrijfspanden en andere voorzieningen;
- duurzaamheid;
- ruimtelijke kwaliteit;
- esthetisch PVE;
- ruimtelijke visie;
- compensatie waterberging;
- mogelijk te realiseren (maatschappelijke meerwaarde).

Deze ontwerpstap bevat verschillende ontwerpvrijheden in deze notitie die na keuze van de voorkeursvariant verder zijn ingevuld. Voor bijvoorbeeld de langsconstructies zijn de belangrijkste ontwerpvrijheden gevisualiseerd in figuur 1.



Figuur 1 ontwerpvrijheid langsconstructie

Het gaat er om dat varianten van locatie, constructiemateriaal en aanbrengmethode worden afgewogen. Daarbij is de locatie (indirect) begrensd door eisen aan verkeersveiligheid, ongelijke zettingssnelheden, waterberging(scompensatie) en hoogte van de constructie.

2.2. Definitief Ontwerp

Na vaststellen van de voorkeursvariant volgt het Definitief Ontwerp(DO). Dat is de basis waarop:

- Milieu effecten(MER) worden bepaald
    - Totaal te compenseren water, natuur, enzovoort, is tot op de m2/m3 bekend. Er is bekend waar en hoe dit wordt gecompenseerd. Dit is onderdeel van de scope van het DO.
    - Sanering van wegbermen etc.
    - Bomen
    - Monumenten
    - Archeologie
    - …..
- Conditionering wordt bepaald
    - Verlegging van kabels en leidingen cat 1 en 2
    - Conventionele Explosieven (CE)
    - Saneringslocaties
    - ….
- Omgevingsimpact tijdens en na uitvoering wordt bepaald
    - Locatie van maatregel is bepaald voor elke 10/25/50 meter van de oplossing, inclusief overgangen tussen verschillende oplossingen.
    - Maatregelen in dwarsprofiel per 25 m
    - Materiaal van maatregel is bepaald
    - Esthetisch ontwerp afgestemd met het Q team
    - Ruimtebeslag (TIG) en aankoopgrenzen zijn definitief tot op 0,1/0,5 m.
    - Uitvoeringswijze, fasering is op hoofdlijnen bekend en gecontroleerd.
    - Sloop en/of herbouw panden
    - Omgevingsveiligheid
    - Duurzaamheid
    - Beheeraspecten afgestemd met beheerders
    - ….

Ten behoeve van het creëren of behouden van draagvlak van de omgeving kan het zo zijn dat er al in deze ontwerpstap een generieke technische uitwerking noodzakelijk is op het onderstaande.

- nadere afspraken met omgeving worden gemaakt over objecten op/in de dijk, zoals:
    - Opritten
    - Trappen
    - Bomen
    - Tuinbeplanting
    - Hekwerk
    - Parkeerplaatsen
    - Particuliere kabels en leidingen
    - ….

Hiertoe zijn er twee versies van het DO te onderscheiden, namelijk:
DO Versie 1.0 ten behoeve van het ontwerp projectbesluit.
DO Versie 2.0 ten behoeve van het vastgesteld projectbesluit.

Het detailniveau voor het ontwerp t.b.v. concept projectbesluit zal een iteratief proces zijn, waarbij er verschillende belangen een rol spelen.

1. Speelruimte voor OG en ON om het ontwerp iets te wijzigen bij het optreden van een lokaal risico (bijv. onbekend object in ondergrond, etc.)
2. Omgeving wil weten waar ze aan toe is. Bijvoorbeeld de vormgeving van het ontwerp: hoe komt het er buiten uit te zien en waar wordt het gerealiseerd.
3. (gedragen) ontwerp projectbesluit Omgevingswet zo snel mogelijk indienen om zo de start realisatiefase te versnellen.

2.3. Definitief Ontwerp Plus (Uitvoeringsontwerp versie 1)

Het DO+ (UO v1) is de basis voor de beschikkingsaanvraag HWBP en de kredietaanvraag HHSK. Op deze versie bepaalt ON ook de aanbieding voor de realisatiefase. Met het DO+ is beoogd dat de uitvoerbaarheid van het DO is vastgesteld in samenhang met omgeving.
Het detailniveau van het UO kenmerkt zich onder andere doordat de volgende punten in het ontwerp bekend zijn:

- Het materiaal waaruit het ontwerp wordt gemaakt, zoals constructies, afwerking dijkmuur en dijkbekleding is bekend inclusief onderbouwing;
- De hoeveelheden zijn op basis van dit ontwerp in 3D nauwkeurig uit te rekenen;
- De optimalisatie van tracés voor constructies en/of de benodigde hulpconstructies voor dijkversterking is in 3D uitgevoerd.

De samenhang van het ontwerp met de omgeving en het ontwerpproces is onder andere op de volgende onderwerpen in beeld.

- Duidelijke bouwfasering in relatie tot uitvoeringsplanning voor de gehele scope, inclusief onderhoudswerkzaamheden;
- Het bereikbaarheidsplan tijdens uitvoering;
- Omgevingsmaatregelen t.b.v. bereikbaarheid, veiligheid en gezondheid;
- Dossier uitvoeringsrisico's;
- Uitvoeringsmogelijkheden, transportroutes, duurzaamheid, etc.;
- Aanbieding Deelovereenkomst Ontwerp en Realisatie inclusief uitvoeringsplanning.

3. Ontwerpkader

De norm in de Waterwet bepaalt de eisen die aan een veilig systeem worden gesteld. De beleidslijn grote rivieren legt een grens aan het systeem. Buitendijkse gebieden vallen niet onder de norm maar dragen wel bij aan de veiligheid. Naast deze kaders moet de uitwerking van een veilig systeem voldoen aan de kaders die het HWBP en HHSK daaraan stellen. Deze zijn in dit hoofdstuk opgenomen.

3.1. Normstelling / veiligheid

3.1.1. Waterwet

De Waterwet is per 1 januari 2017 door de minister vastgesteld en daarmee van kracht. Bij vaststelling van deze wet gelden de nieuwe veiligheidsnormen voor de primaire waterkeringen in heel Nederland. Het project KIJK bevindt zich binnen het normtraject 15-3. Voor dit normtraject geldt een overstromingskansnorm van 1/10.000 per jaar, dit is de signaalwaarde. Dit wil zeggen dat op het moment dat deze norm wordt overschreden er nog geen sprake is van een onveilige situatie. Er is nog tijd om de dijk te versterken, de zogenaamde 'hersteltijd'. De Maximaal Toelaatbare Overstromingskans is vastgesteld op 1/3.000 per jaar. Op deze Maximaal Toelaatbare Overstromingskans worden de diverse varianten gedimensioneerd voor einde ontwerplevensduur.

De ontwerpnorm is een overstromingskans van maximaal 1/3.000 per jaar voor einde ontwerplevensduur.

3.1.2. Ontwerpnormen

Uitgangspunt voor de dijkversterking is dat met de meest recente versie van het ontwerpinstrumentarium wordt gewerkt. Op het moment van de start van de Planuitwerkingsfase is dat het OI2014v4 van februari 2017 [1]. Vanwege de lange doorlooptijd van het project is de kans groot dat tijdens de uitwerking nieuwere versies verschijnen, of via andere rapporten aanpassingen of aanscherpingen worden vastgelegd. In dat geval zal een afweging gemaakt moeten worden, welke wijzingen nog meegenomen kunnen of moeten worden. Dit wordt vervolgens vastgelegd in de Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten. Een overzicht van de huidige kennis (mei 2019) is vastgelegd in de catalogus ontwerpinstrumenten waterkeringen [2].
De voor KIJK relevante documenten daaruit zijn opgenomen in deze notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten.

Waar het OI2014v4 afwijkt van deze notitie gelden de uitgangspunten in deze notitie.

3.1.3. Buitendijkse gebieden

De veiligheidsnorm en daarmee een dijkversterking heeft tot doel het achter een dijktraject gelegen gebied (binnendijks) voldoende bescherming te bieden tegen een overstroming. De norm heeft geen betrekking op de veiligheid van het buitendijks gebied. Buitendijkse gebieden zijn langs de Hollandsche IJssel in de vorm van voorlanden (zellingen) aanwezig. Deze voorlanden zijn deels bewoond en deels onbewoond. Daarnaast zijn er ook voorlanden waar met name bedrijven zijn gevestigd aanwezig (bv. houthandel Heuvelman).

Buitendijkse gebieden vallen niet binnen de norm van de Waterwet.

3.1.4. Beleidslijn Grote Rivieren

De Hollandsche IJssel is een rijksrivier waar de Wbr-vergunningplicht van toepassing is. Daarmee geldt voor de Hollandsche IJssel de Beleidslijn Grote Rivieren. Gezien de bij KIJK beperkte mogelijkheden voor binnendijkse versterking worden buitendijkse oplossingen niet op voorhand uitgesloten. Bij verkenning van de mogelijkheden, zal de haalbaarheid daarvan met het Rijk, alsmede uiteraard met overige belanghebbende partijen, moeten worden afgestemd.

3.2. Hoogwaterbeschermingsprogramma

Door het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) worden de volgende eisen gesteld aan het ontwerp:

- het ontwerp van de waterkering is sober en doelmatig;
- in het ontwerp dient met alle huidige functies van de waterkering en eventueel vereiste of gewenste nieuwe functies rekening gehouden te worden;
- de uitgangspunten voor het ontwerp zijn onderling consistent en onderbouwd;
- aandacht is besteed aan toekomstige uitbreidingsmogelijkheden van het ontwerp;
- kansen voor innovaties zijn in het ontwerp meegenomen.

Deze eisen gelden als uitgangspunt voor het ontwerp, zodat voor het volledige werk subsidie wordt verstrekt.
Sober en doelmatig vertaalt zich in een zodanig ontwerp dat het werk tegen de laagst mogelijke kosten gedurende de ontwerplevensduur aan de norm voldoet. In dit ontwerp is het kostenrisico van voortijdig door de ondergrens zakken door onvoorziene ontwikkelingen op maat afgedekt. In de volgende versies van de Notitie Ontwerpeisen, kaders en uitgangspunten, zie paragraaf 1.3 zal hier meer de nadruk op moeten komen te liggen.

Project KIJK hanteert de eisen van het HWBP als uitgangspunt voor het ontwerp, zodat voor het volledige werk subsidie wordt verstrekt.

3.3. Beleid HHSK

3.3.1. Versterking in grond

Bij voorkeur wordt de dijk versterkt in grond. Grond is toekomstbestendig en uitbreidbaar. Op verreweg het grootste deel van de waterkering is hiervoor in de huidige situatie zeer beperkt ruimte beschikbaar, waardoor het slechts beperkt als VKA is vastgesteld.

Waar een mogelijkheid ontstaat voor versterking in grond door het vrijkomen van gronden door herinrichting moet deze mogelijkheid meegenomen worden als ontwerpvariant.

3.3.2. Gebruik verborgen sterkte

In het VKA is uitgegaan van representatieve dwarsprofielen in grond. Op veel plekken zijn er echter tuinophogingen, afritten, gebouwen etc. aanwezig. Deze profielen zijn breder en mogelijk sterker dan het gekozen representatieve profiel. In de beoordeling van de veiligheid en ontwerp wordt daar vaak geen rekening mee gehouden omdat deze extra 'verborgen' sterkte veelal over een korte lengte aanwezig is, vaak geen duidelijke regels kent waarmee de sterkte kan worden bepaald en deze sterkte ook blijvend geborgd moet kunnen worden.

Het gebruik maken van deze extra sterkte vanuit deze categorieën wordt gezien als een trendbreuk met hoe normaliter wordt omgegaan met toekomstbestendig ontwerpen. Echter, gezien het gebrek aan ruimte en complexiteit van project KIJK is de verwachting dat reeds in de vervolgfasen van het project meer maatwerk noodzakelijk is dan gebruikelijk. De verborgen sterkte kan worden benut als een doelmatig ontwerp anders niet mogelijk is. Hiervoor geldt de onderstaande volgorde.

- Maak alleen gebruik van het representatief profiel in grond (leggerprofiel) i.c.m. eventuele bijzondere waterkerende constructies (welke onderdeel zijn van de legger);
- Maak ook gebruik van toekomstbestendige aanhelingen in grond (voorland, opritten, hoog achterland);
- Maak ook gebruik van toekomstbestendige constructies die zijn ontworpen om de grond te stabiliseren (damwanden, keermuren, etc.).

Er mag alleen gebruik worden gemaakt van deze verborgen sterkte als deze sterkte ook aangetoond kan worden. Vaak ontbreekt de ontstaansgeschiedenis en is onvoldoende informatie bijvoorbeeld in de vorm van bouwtekeningen en sterkteberekeningen beschikbaar. Bovendien zijn vaak complexe 3D-berekeningen noodzakelijk. De verwachte winst moet afgewogen worden tegen de inspanning.

Wanneer verborgen sterkte in rekening wordt gebracht, zal deze als onderdeel van een voorkeursvariant inzichtelijk gemaakt moeten worden. Tevens moet hierbij worden aangegeven wat de indicatieve gevolgen zijn voor de planprocedure, beleid en beheer en onderhoud.

Waar een doelmatig ontwerp niet mogelijk is zonder gebruik te maken van verborgen sterkte kan dat als maatwerkvariant worden meegenomen.

3.3.3. Ontwerplevensduur, partiële of integrale versterking

Ontwerplevensduur en de integraliteit van versterking hangen met elkaar samen. Onder de ontwerplevensduur wordt verstaan de periode tussen einde realisatie en het einde van de planperiode. Bij de dimensionering van de alternatieven is ervan uitgegaan dat aan het einde van de planperiode (zichtjaar X) nog net aan de Maximaal Toelaatbare Overstromingskans (1/3.000 per jaar) wordt voldaan.

Onder een integrale versterking verstaan we een versterking waarbij de waterkering voor de planperiode (bijvoorbeeld 50 jaar (zichtjaar 2075) voor een groene dijk (=grondconstructie) en 100 jaar (zichtjaar 2125) voor constructies, zoals damwanden) voor alle faalmechanismen moet voldoet aan de norm. Indien wordt gekozen voor een partiële versterking heeft één of meerdere faalmechanismen na versterking een kortere levensduur dan 50 / 100 jaar.

In principe heeft het de voorkeur uit te gaan van een integrale versterking voor een planperiode van 50 / 100 jaar. Dit betekent dat je lang 'niet terug hoeft te komen'. Er zijn echter argumenten om te kiezen voor een kortere levensduur:

- Ineens voor 50 jaar ophogen heeft vaak een grote impact op de omgeving. Ophogen betekent een aanpassing van talud die vaak niet in te passen is. Bovendien moet ineens voor 50 jaar gecompenseerd worden voor autonome bodemdaling en moet rekening worden gehouden met zettingen van de ophoging.
- In de bepaling van het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) zitten veel aannames omtrent bijvoorbeeld klimaat, onzekerheidstoeslag(en), wind, stormduur etc. Deze aannames zijn gevoelig voor wijzigingen in de loop der jaren. Door te kiezen voor een lange ontwerplevensduur, is de kans groot op wijzigingen die nieuw inzicht geven op de benodigde hoogte.
- De levensduur van een nieuw wegdek is circa 15 tot 20 jaar. Vervanging van het wegdek is een voor de omgeving ingrijpende maatregel. De vervanging geeft bovendien een kans om werk met werk te maken door de dijk weer op hoogte te krijgen en in het leggerprofiel.
- De stormvloedkering (SVK) aan het begin van de Hollandsche IJssel bij Krimpen aan de IJssel (Stormvloedkering Hollandsche IJssel) heeft een beperkte restlevensduur. Conform Deltaprogramma 2015 beslist Rijkswaterstaat (RWS) rond 2050 welke maatregel genomen moet worden met oog op vervanging en eventueel verbetering van de stormvloedkering.

Voor bepaling van de kruinhoogte en de stabiliteitsmaatregel wordt gekozen voor een ontwerplevensduur waarbij een goede inpassing van de maatregel mogelijk is. Dit is een integrale afweging tussen: HBN, bodemdaling, beschikbare ruimte, overslagdebiet en noodzakelijke maatregel voor stabiliteit. Het hoogheemraadschap kiest ervoor (zie Definitief VKA besluit 7-10-2018) om de ontwerplevensduur van de type I constructie voor hoogte vast te stellen op 50 jaar in plaats van 100 jaar, met de mogelijkheid de constructie uit te breiden. Voor grondoplossingen (waaronder ook voorlanden) moet de hoogte tot 2045 voldoen (ontwerplevensduur = 20 jaar), met de mogelijkheid om uit te breiden voor een hoogte voor 50 jaar. Dit betekent dat bij de dimensionering van alle aansluitingen, afritten, trappen, etc. ook rekening gehouden moet worden met de uitbreidbaarheidseis van de levensduur. Met dit uitgangspunt houdt HHSK samen met Rijkswaterstaat ruimte voor nieuwe inzichten en kansen rond de Hollandsche IJssel. Ten aanzien van stabiliteit en sterkte wordt wel gekozen voor een ontwerplevensduur van 50 jaar voor grond en 100 jaar voor constructies.

Ontwerplevensduur hoogte:	- grondoplossing $\geq$ 20 jaar (2045) - constructie $\geq$ 50 jaar (2075)
Ontwerplevensduur sterkte:	- grondoplossing $\geq$ 50 jaar (2075) - constructie $\geq$ 100 jaar (2125)
Uitbreidbaarheid levensduur:	- grondoplossing $\geq$ 50 jaar (2075) - constructie $\geq$ 100 jaar (2125)

3.3.4. Benutten voorlanden

Benutten voorland bestaat uit het toekennen van een veiligheid aan het voorland zodanig dat een versterking van het dijklichaam zelf niet noodzakelijk is om aan de veiligheidsnorm uit de Waterwet te voldoen. Voor een aantal dijkvakken heeft het bestaande voorland al voldoende hoogte en sterkte, zodat er geen veiligheidsmaatregelen nodig zijn. Dat wordt gedefinieerd als benutten voorland lange termijn. Andere voorlanden moeten nog wel met een maatregel, veelal met een beperkte verhoging, worden verbeterd. Dit wordt gedefinieerd als benutten voorland korte termijn.
Na het vaststellen van het definitief VKA in oktober 2018 hebben er ontwikkelingen plaatsgevonden die ertoe geleid hebben dat een groter deel dijk met voorland voor de lange termijn voldoet aan de norm. Dit is uitgewerkt in de Notitie voorlanden 2019 [3]. Deze is ook opgenomen in deze notitie als bijlage 13. Bij het rapport is de kanttekening op zijn plaats dat hierin nog niet de laatste inzichten zijn verwerkt op het gebied van hydraulische randvoorwaarden.

Voor de POV Voorlanden is voor de Hollandsche IJssel een voorbeeld uitgewerkt van een probabilistische beoordeling voor dijkvak I2 [4]. Met een probabilistische beoordeling kan op een praktische manier de bijdrage van een lager voorland aan de sterkte van de dijk kwantitatief worden meegenomen. De dijk zelf moet dan hoog genoeg zijn (geen overloop of hoge overslag). Bij het rapport is de kanttekening op zijn plaats dat hierin nog niet de laatste inzichten zijn verwerkt op het gebied van HR en infiltratie door hogere overslag.

Voorlanden worden zoveel mogelijk benut als onderdeel van de veiligheid tegen overstroming.

3.4. Uitgangspunt Faalkans Stormvloedkering

Het uitgangspunt voor faalkans van stormvloedkering voor de planuitwerkingsfase is 1:1000 vanaf 2030 en 1:2000 vanaf 2050.
De hydraulische belasting (huidige SVK faalkans 1:200) tussen 2026 en 2030 is geen ontwerpeis. Dit heeft ermee te maken dat meerdere waterkeringen langs de Hollandsche IJssel zijn afgekeurd in de 1e beoordelingsronde.

Toelichting:
Dit uitgangspunt is afgestemd met RWS. Op 11 december 2019 wordt de intentie van de aanpak van de stormvloedkering bekrachtigd. In de 1e helft van 2020 wordt hiervoor een uitwisselbesluit tussen dijkversterking en stormvloedkering uitgewerkt en genomen.

In de verkenningsfase is verder onderzocht of watersysteem maatregelen, waaronder faalkans verlaging kansrijk zijn. Onder andere naar aanleiding van deze studie is project Watersysteem analyse Hollandsche IJssel (WHIJ) gestart.

Recente studies van project WHIJ laten zien dat de haalbaarheid van verdere verlaging van de faalkansen groot is. De voorlopige conclusie is dat het realiseren van een faalkans van 1:1000 in 2030 mogelijk is. Op lange termijn (2050) zou de faalkans in de buurt van de 1:2000 kunnen komen, ook rekening houdend met mogelijke nieuwe technologische ontwikkelingen.

HHSK acht de kans groot dat het huidige uitgangspunt voor faalkans van stormvloedkering wijzigt in: 1:1000 in 2030 en 1:2000 in 2050. HHSK streeft ernaar de keuze voor dit uitgangspunt voor 2020 met RWS te bekrachtigen. Dit uitgangspunt heeft een reducerend effect op de hoogte-opgave die eerder in de verkenningsfase is gehanteerd. Dit kan voor een aantal dijkvakken leiden tot dijkverversterkingsoplossingen die afwijken van het VKA. Voor de start van de variantenstudie brengt HHSK de actuele hoogteopgave per dijkvak in beeld.

Context: In 2058 is de eerste stalen schuif 100 jaar oud. In 2072 bereikt de tweede schuif deze leeftijd. Voor die tijd beslist RWS welke maatregel genomen moet worden met oog op vervanging en eventueel verbetering. Dit kan betekenen dat er een wijziging in het watersysteem plaatsvindt, waardoor de veiligheidsopgave kleiner wordt of vervalt. De keuze voor de huidige ontwerplevensduren is mede hierop gebaseerd en met oog op "no-regret" dijkversterkingsmaatregelen. Daarnaast biedt verder gaande verbetering van de stormvloedkering een levensduur verlengend effect voor de ontwerpen.

Het uitgangspunt voor faalkans van stormvloedkering (als invoer voor Hydra-NL 2.6) is:

1:1000 vanaf 2030 en 1:2000 vanaf 2050

De hydraulische belasting (SVK faalkans 1:200) tussen 2026 en 2030 is geen ontwerpeis!

3.5. Planperiode / Life Cycle Costing

Door het HWBP wordt een uitwerking van Life Cycle Costing (LCC) gevraagd om de doelmatigheid van de dijkversterking aan te tonen. Dit is in de verkenningsfase uitgevoerd. Daarnaast wordt LCC op verschillende manieren ingezet:

- Onderbouwing van ontwerplevensduur en mogelijke uitstel van versterking indien er nog sprake is van restlevensduur;
- Vergelijking van varianten van het voorkeursalternatief.

Voor het voorkeursalternatief is inzichtelijk gemaakt welke kosten over de gehele levenscyclus kunnen worden verwacht. In de afweging van de varianten speelt dit in mindere mate.
De waterkering- en wegbeheerders hechten echter wel waarde aan een raming en planning van de te verwachten onderhoudswerkzaamheden.

Voor alle HWBP projecten is het verplicht om de doelmatigheid van de maatregel te onderbouwen. LCC levert in de planuitwerkingsfase financiële onderbouwing dat wordt voldaan aan de uitgangspunten van sober en doelmatig.

KIJK hanteert de LCC benadering conform voorschrift van het HWBP voor de planuitwerking.

4. Ontwerpmethodiek

In dit hoofdstuk wordt uitgegaan van de december 2019 geldende ontwerpmethoden voor primaire waterkeringen.

4.1. Methodiek / rekenmodellen

De methodiek en te gebruiken rekenmodellen zijn afgeleid van het OI en aangepast aan de nieuwste ontwikkelingen tot december 2019.

4.1.1. Hydraulica

De hydraulische belastingen zijn onder te verdelen in waterstanden en minimaal benodigde kruinhoogten. De waterstanden (voorheen MHW's) zijn voor de geotechnische faalmechanismen conform het OI2014v4 afgeleid bij de maximaal toelaatbare kans (1/3.000 per jaar). Dit is dan ook gedefinieerd als Waterstand Bij Norm (WBN).
De minimaal benodigde kruinhoogte is weergegeven door het Hydraulische Belasting Niveau (HBN) behorend bij een bepaald kritiek overslagdebiet.
Beide hydraulische belastingen zijn voor de planuitwerking afgeleid met het programma Hydra-NL 2.6 en de hiervoor beschikbare database. Hydra-NL 2.6 is een probabilistische rekentool die door het HWBP voor ontwerp is voorgeschreven.

Voor het kritieke overslagdebiet is door het HWBP een Redeneerlijn probabilistisch bepalen kruinhoogte opgesteld [28]. Deze is vooralsnog niet toepasbaar voor KIJK omdat daarvoor gebruik wordt gemaakt van het WBI instrument Riskeer, waarin de Hollandsche IJssel niet is geschematiseerd. Ook zijn de gehanteerde kansen op erosie grasbekleding op het binnentalud niet van toepassing op de steile taluds die binnen KIJK aanwezig zijn.
Zodra de mogelijkheid wel bestaat om voor KIJK de benodigde hoogte op basis van graserosie binnentalud te bepalen wordt dit meegenomen. Wel met de kanttekening dat infiltratie bij overslag ook de stabiliteit fors vermindert. Verwacht wordt dat dat voor KIJK eerder maatgevend zal zijn.

In bijlage 1 is opgenomen met welke instellingen de hydraulische belastingen zijn bepaald.

De hydraulische belastingen worden probabilistisch berekend met een kans van optreden per jaar.

4.1.2. Grondconstructies

De berekeningen in de verkenningsfase zijn uitgevoerd op basis van het nieuwste ontwerpinstrumentarium, het ontwerp op basis van deze berekeningen voldoet daarmee in beginsel aan het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) 2017. Het instrumentarium is volledig gebaseerd op de nieuwe normering. Voor het faalmechanisme Macrostabiliteit is hierbij gerekend met ongedraineerd grondgedrag op basis van Critical State Soil Mechanics (CSSM). Hierbij wordt voor de sterkte van grondsoorten klei, veen en humeuze klei uitgegaan van ongedraineerd grondgedrag. Het ongedraineerde sterkteprofiel in de diepte is bepaald volgens de SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) methode. Voor deze methode is aan de hand van uitgevoerde sonderingen een diepteprofiel bepaald voor de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning. Voor de meer doorlatende grondlagen, zoals zand en zandige klei, is nog wel gedraineerd gerekend.

Zonering
Zonering is ten tijde van de overschrijdingskansbenadering toegepast om gedifferentieerde eisen te stellen aan glijvlakken die wel/niet tot direct falen van de kering leiden. Een glijcirkel aan het einde van een stabiliteitsberm kan aan een lagere eis voldoen, dan een glijvlak die zijn intredepunt in bijvoorbeeld de as van de kruin vindt. Echter, de overstromingskansbenadering (conform OI2014v4) stelt in principe alleen eisen aan die situatie die tot falen van de waterkering en daarmee tot een overstroming leidt. Bij de berekening van een maatgevend glijvlak dient

nagegaan te worden of dit afschuifvlak ook daadwerkelijk tot een overstroming kan leiden. De grootte van het overslagdebiet als ook de erosiebestendigheid van de vrijliggende grondlagen zullen hierbij betrokken moeten worden. In het WBI2017 wordt ervan uitgegaan dat de bovenste helft van het binnentalud moet afschuiven om tot een overstroming te leiden.

Bij bepaling van het VKA was het uitgangspunt dat het intredepunt voor het 'maatgevende' glijvlak in ieder geval de kruin van de (toekomstige) waterkering snijdt. Dit uitgangspunt moet via een toets op maat nog worden onderbouwd in de planuitwerking.

Grondconstructies worden berekend via de CSSM methode met behulp van SHANSHEP.

Voor het maatgevende glijvlak geldt als uitgangspunt dat deze de kruin van de (toekomstige) waterkering snijdt. Dit uitgangspunt moet via een toets op maat nog worden onderbouwd in de planuitwerking

4.1.3. Langsconstructies

Qua ontwerpmethodiek is er een tweedeling te maken op basis van het type langsconstructies:

1. Type I constructie. In de verkenningsfase zijn de zelfstandig waterkerende constructies beoordeeld als waterkerende kunstwerken en derhalve ontworpen volgens de Leidraad Kunstwerken [5] in RC3 volgens belastingschema B uit CUR166. In de planuitwerking dienen de type I constructies te worden ontworpen volgens de POVM-publicaties EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) [6] en Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen (PPL) [7].
2. Type II constructie. De stabiliteit-verhogende langsconstructies zijn in de verkenningsfase ontworpen op basis van de Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen (OSPW) [8], aangevuld met de POVM methodiek Quick Wins [9]. In de planuitwerking dienen de type II constructies eveneens te worden ontworpen volgens de genoemde POVM-publicaties PPE en PPL.

De type I constructie is in het VKA over grote lengte als voorkeursalternatief vastgesteld. Om die reden is een voorbeelduitwerking gemaakt van het ontwerp van de type I constructie volgens de genoemde POV-publicaties. Hiervoor is een ontwerpprofiel uit dijkvak O2 gebruikt. Deze voorbeelduitwerking dient mede als vertrekpunt voor het ontwerp van de type I constructies in de planuitwerking. De notitie met deze voorbeelduitwerking is opgenomen in bijlage 11.

Bij het ontwerpen van langsconstructies in de planuitwerking wordt net als voor grondconstructies uitgegaan van ongedraineerd rekenen (SHANSEP NGI-ADP) bij grote rekken (CSSM) van de grondsterkte. NGI-ADP gaat uit van anisotroop gedrag, maar de verhouding tussen de maximale ongedraineerde schuifsterkten per spanningszone (compressie-, extensie- en schuifzone) wordt gelijk gehouden aan 1. Isotroop gedrag van het grondmodel is in dit geval acceptabel (PPE [6], Bijlage C).

Langsconstructies dienen te worden ontworpen volgens de POVM-publicaties PPE en PPL. Voor een ontwerpprofiel uit het VKA is de praktische uitwerking van de PPE en PPL in beeld gebracht met een voorbeelduitwerking. Deze voorbeelduitwerking dient mede als vertrekpunt voor het ontwerp van de type I constructies in de planuitwerking.

Bodemdaling
Het doel van de kruipfase is uitsluitend om negatieve kleef op de wand aan te brengen, zonder daarbij de momenten in de wand te willen beïnvloeden. In samenspraak met Deltares is besloten om bodemdaling niet (impliciet) op te leggen aan het rekenmodel met onverankerde damwanden. Er zijn enerzijds beperkingen die inherent zijn aan het rekenmodel en anderzijds zijn er vraagtekens te plaatsen bij de afleiding van invoerparameter voor dit model. Omdat momenten, snedekrachten en vervormingen mogelijk worden onderschat bij type I constructies in de buitenkruin wordt bodemdaling niet meegenomen. Dit is een voldoende conservatief uitgangpunt. Zie bijlage 11 voor verdere toelichting.

Voor verankerde damwanden (type II constructies) geldt deze zienswijze overigens niet. De verankerde constructie in het binnentalud zal door de eventuele invloed van kruip in binnenwaartse richting worden belast. Dit zal leiden tot toename van berekende (anker)krachten in de constructie bij de WBN belasting. Voor de implementatie van kruip wordt verwezen naar het PPE, paragraaf 3.4.6. Het wordt daarbij aanbevolen om de duur van de preconsolidatiefase zodanig te kiezen dat dit resulteert in een minimaal effect op de buigende momenten in de damwand.

Zettingscompensatie en gezette geometrie
Het toelaatbaar overslagdebiet is bepalend voor de in het ontwerp te compenseren hoogte-opgave. In het ontwerp van de type II constructie wordt net als bij grondconstructies gecompenseerd door overhoogte op de kruin. Bij het ontwerp van de type I constructie wordt niet gecompenseerd in grond maar zal de hoogte van de damwand bij maatgevende uitbuiging zodanig moeten zijn dat het maximaal toelaatbaar overslagdebiet niet wordt overschreden.

Het PPL, paragraaf 3.4.4. beveelt aan om de bodemdaling in de startgeometrie van de PLAXIS berekening te verdisconteren. In de voorbeeldberekening in bijlage 11 is het gezette dwarsprofiel berekend met behulp van D-Settlement met in acht name van POP waarden (ondergrens) en isotachenparameters (verwachtingswaarden) zoals die zijn opgenomen in bijlage 10.

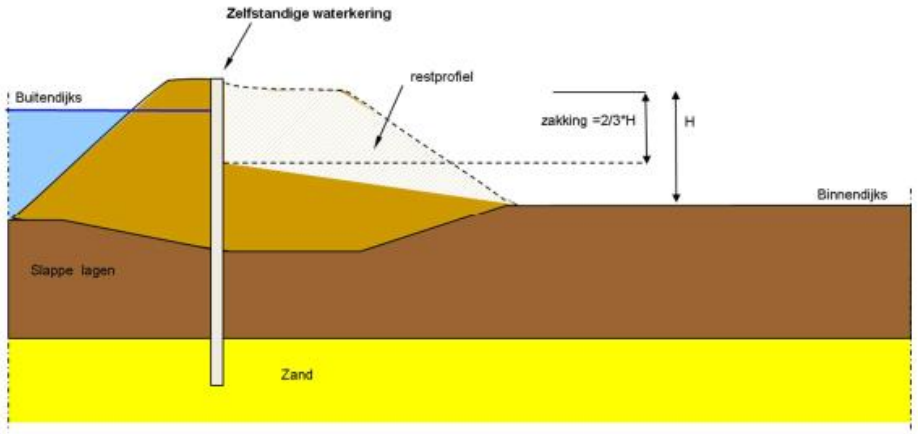
Restprofiel
In de verkenningsfase is bij het ontwerp van type I constructies uitgegaan van een restprofiel na afschuiven zowel binnen- als buitenwaarts. De geometrie van het restprofiel is daarbij gebaseerd op de methode OSPW (zie figuur 2 en figuur 3). Onderliggende veronderstelling is dat de geotechnische stabiliteit van de grondconstructie niet aan de waterveiligheidseisen hoeft te voldoen als de type I constructie deze functie kan overnemen. Uitgangspunt voor het ontwerp van de type I constructie is derhalve het restprofiel na afschuiven.

Het gedefinieerde restprofiel na binnenwaarts afschuiven, zoals weergegeven in onderstaande figuur, is in de PPE en PPL onveranderd overgenomen uit de OSPW.

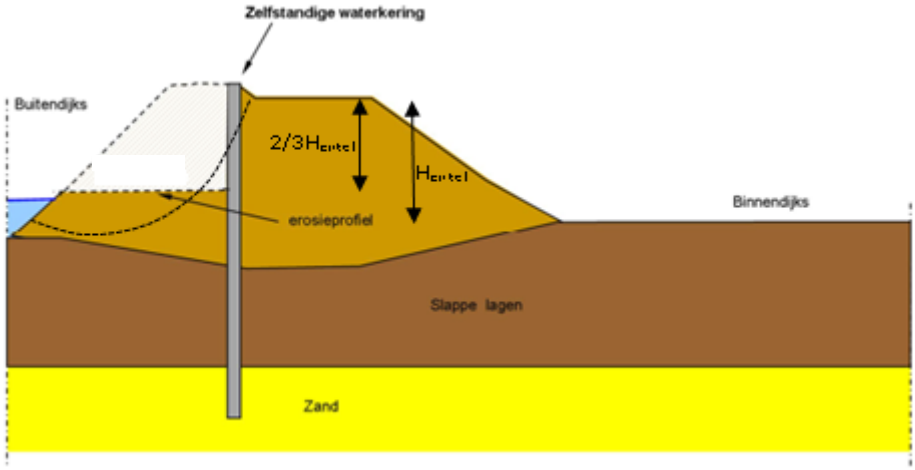
Het gedefinieerde restprofiel na buitenwaarts afschuiven dient afgestemd te zijn op de verwachte maatgevende afschuiving incl. erosie/afslag. De PPE en PPL geven op dit aspect geen concrete aanwijzing. Naar analogie van het gedefinieerde restprofiel voor de binnenwaartse situatie dient in beginsel te worden uitgegaan van maaivelddaling buitenwaarts van $2/3H_{cirkel}$, waarbij H_{cirkel} is gedefinieerd als het hoogteverschil tussen het intredepunt in de kruin en het uittredepunt onderaan het talud behorende bij de "normcirkel" (hiermee is bedoeld de glijcirkel die juist aan de normwaarde voor buitenwaartse macrostabiliteit voldoet).

De PPL gaat uit van een overslagdebiet van 1 l/m/s. Het restprofiel wijzigt als er op een hoger overslagdebiet wordt ontworpen. Hier voorziet het POVM Kennisdocument, Restprofiel bij grote overslag (februari 2021). Er dient dan rekening gehouden te worden met een erosiekrater van 1,2 m diep en 5 meter breed. (NOKU aagepast conform notitie dijkontwerp 5.2-1).

In de verkenningsfase is voor enkele locaties een type II constructie in het binnentalud als VKA vastgesteld. Een restprofiel hoeft dan niet te worden toegepast.



Figuur 2 Restprofiel met zakking over 2/3H veroorzaakt door afschuiving (en erosie)



Figuur 3 Restprofiel buitentalud

Opgemerkt wordt dat bij een ontwerp op basis van de PPE en PPL een restprofiel niet zondermeer hoeft te worden opgelegd. Alleen indien de berekende stabiliteit (in het PLAXIS model) kleiner is dan de vereiste geotechnische stabiliteit dient van een restprofiel te worden uitgegaan.

Conform de PPE zal het restprofiel moeten worden gecombineerd met een reductie van de grondsterkte (CSSM) in de zone die afgegleden is. De reductie bedraagt 30%.

Openingen
In geval van type II constructies is in de praktijk veelal een openingspercentage van 20% of 25% toegepast om verstoring van de (grond)waterhuishouding achter de constructie te beperken. In het EEM model dient het openingspercentage te worden verdisconteerd in de damwandeigenschappen, zie ook PPL paragraaf 5.5.8.

Verankering
Bij type I constructies wordt geen verankering toegepast.

De type II constructies worden in de praktijk regelmatig wel ontworpen met verankering. In de verkenningsfase is de verankering ontworpen uitgaande van groutinjectieankers met strengen vanwege de hoge treksterkte. Hierdoor blijft het oppervlak beperkt en wordt daarmee de invloed van zakkende grond geminimaliseerd. Groutinjectieankers zijn gemodelleerd in 2D door het

scherm met een node-to-node anker (strengen) te verbinden aan een embedded beam element (groutlichaam). Het groutlichaam is conform CUR publicatie 166, artikel 4.9.4. minimaal 1 m in de draagkrachtige zandlaag (q_c >5 MPa) gezet en heeft een minimale lengte van 5 m. Voor de Hollandsche IJsseldijken betekent dit dat er relatief lange ankers benodigd zijn, aangezien er gemiddeld meer dan 12 m slappe grond onder de kruin van de dijk aanwezig is.

Conform PPE paragraaf 3.5.4 moet de stijfheid van het node-to-node anker dusdanig groot zijn zodat de verplaatsing van het anker vanaf installatie nooit groter wordt dan 0,01m. Dit is inclusief het effect van zakkende grond op ankers. Voor de extra belasting door zakkende grond op ankers wordt verwezen naar de PPL.

Puntweerstand
Om de puntweerstand van de damwanden op een realistischer manier te voorspellen zal een puntveer gemodelleerd moeten worden. Een verende oplegging kan in PLAXIS worden gemodelleerd met een "Fixed End" anchor. Conform PPE paragraaf 3.5.5. dient de veerwaarde dusdanig hoog gekozen te worden dat de verplaatsing van het anker vanaf installatie nooit groter wordt dan 0,01m. Over het algemeen wordt hieraan voldaan met een veerstijfheid EA van 10.000 kN/m.

Corrosietoeslag op damwanden en ankers
Bij toepassing van stalen constructies zal gerekend worden met sterkte- en stijfheidsreductie door corrosie als gevolg van afname van wand- en flensdikten.

Voor het project KIJK zal de corrosie gebaseerd worden op het in december 2015 verschenen rapport "Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden" [10]. Er wordt in het genoemde HWBP-rapport geen onderscheid meer gemaakt naar bodemsoort of naar de aard van het grondwater (zoet/zout). In plaats daarvan wordt gewerkt met twee verticale zones. In de bovenste zone wordt toegang van zuurstof verondersteld en is de corrosie relatief hoog, in de onderste zone is die toegang er niet en valt de corrosie lager uit.

Voor de vaststelling van de grens is informatie nodig:
- De ligging van het grondwaterniveau. De gemiddeld laagste grondwaterstand (GLG) kan hiervoor gebruikt worden.
- De diepte van de geroerde grond.
- De diepte van een eventuele bodemverontreiniging.

In de bovenste zone dient een corrosietoeslag van 0,022 mm per jaar gehanteerd te worden per zijde van de damwand. De totale corrosie bedraagt dan 4,4 mm gegeven een levensduur van 100 jaar. In de onderste zone dient een corrosietoeslag van 0,012 mm per jaar gehanteerd te worden per zijde van de damwand. De totale corrosie bedraagt dan 2,4 mm gegeven een levensduur van 100 jaar.

Aangenomen wordt dat strengen thermisch verzinkt worden, waardoor de corrosietoeslag komt te vervallen. Indien het anker niet wordt voorzien van een corrosiebescherming moet ook hierop een corrosietoeslag in rekening worden gebracht. Het is ten alle tijde raadzaam om de specificaties bij de leverancier op te vragen.

In geval van aanwezigheid van kattekleigrond of grond met een hoge zuurtegraad bestaat het risico op versterkte corrosie. Op de internetsite van de Helpdesk Water is de file "potentiele_kattekleigronden_in_nederland.zip" te downloaden. Deze file bevat het GIS model van de locaties van de kattekleigronden in Nederland. Deze gronden bevinden zich op niet al te grote afstand van het project. Vooralsnog gaan we uit van de situatie dat er geen Katteklei aanwezig is. Nader onderzoek moet uitsluitsel geven of dit uitgangspunt juist is. In geval van verwachting van versterkte corrosie dient hiermee in het ontwerp rekening te worden gehouden. Aanknopingspunten kunnen worden ontleend aan genoemde onderzoeksrapport [10].

De toe te passen corrosietoeslag op stalen damwanden en verankering wordt gebaseerd op recente inzichten uit de rapportage Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden [10], met in acht name van mogelijke uitzondering in geval van het voorkomen van een hoge zuurgraad in de bodem.

4.2. Software

4.2.1. Hydraulica

Nieuwe berekeningen worden uitgevoerd met Hydra-NL, versie 2.6 of een nieuwere officiële versie.

4.2.2. Grondconstructies

Nieuwe berekeningen worden uitgevoerd met het glijvlakmodel Uplift-Van in het programma D-Stability of een nieuwere officiële versie.

Hierbij wordt gebruik gemaakt van de module "Su calculated with yield stress", of alternatieve modulen waarmee met de ongedraineerde sterkte van ongedraineerd reagerende grondlagen kan worden gerekend ("Su calculated DoV" of Su Meassured").

4.2.3. Langsconstructies

Langsconstructies dienen te worden ontworpen met de meest recente versie van Plaxis 2D.

De PPE en PPL en de Voorbeeldberekening ontwerp type I constructie op binnenwaartse stabiliteit (bijlage 11) dienen hierbij als vertrekpunt.

4.3. Faalkansbegroting

De Maximaal Toelaatbare Overstromingskans van 1/3.000 per jaar dient conform OI2014v4 te worden opgesplitst naar verschillende faalmechanismen. Voor het dimensioneren van de verschillende alternatieven is, in tegenstelling tot de Consequentie-analyse, niet uitgegaan van de standaard faalkansruimteverdeling. Voor het project KIJK kan het mechanisme opbarsten en piping niet ontstaan als gevolg van de aanwezige deklaag onder de Hollandsche IJssel en de over het algemeen lage stijghoogten in de watervoerende zandlaag. De faalkansruimte voor het faalmechanisme Macrostabiliteit van 4% is derhalve aangepast door de faalkansruimte voor piping van 24% volledig over te hevelen. Hierdoor is dus 28% faalkansruimte toegekend aan het faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts (STBI) en Buitenwaarts (STBU). Voor het faalmechanisme Graserosie Kruin en Binnentalud (GEKB, voorheen: Overloop en Overslag) geldt een faalkansruimte van 24%.

Met deze faalkansruimte voor de verschillende faalmechanismen dient, zoals in de consequentie-analyse is gedaan, de faalkanseis per doorsnede te worden bepaald.

De faalkanseis is gelijk aan de tabel 1 aangegeven faalkanseisen. Opgemerkt wordt dat voor het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts een voorwaardelijke kans ($P_{f;inst}$) van 0,1 is toegepast.

De lengtefactor (N-waarde) voor het mechanisme GEKB is conform OI2014v4 bijlage A [1], voor normtraject 15-3 vastgesteld op 2 (lengte van 19.245 m). Voor een beschouwing van de factor wordt verwezen naar bijlage 2 Advies KPR N-factor Hollandsche IJssel (d.d. 28 maart 2016).

De N-waarden ter bepaling van de faalkanseis voor de (geotechnische) faalmechanismen worden bepaald door de a en b factor. Voor bepaling hiervan wordt eveneens gebruik gemaakt van het OI2014v4 [1]. De optimalisatie door het onderbouwd afwijken van de default-waarde voor deze factoren is naar verwachting beperkt. Voor de factor a is een waarde van 0,033 (3,3%) aangehouden en voor de lengte van onafhankelijke equivalente vakken (factor b) is een waarde van 50 m gehanteerd.

In tabel 1 zijn de afgeleide eisen voor de verschillende faalmechanismen weergegeven.

Tabel 1 Faalkanseisen per doorsnede

Faalmechanisme	Faalkanseis per doorsnede [per jaar]	Betrouwbaarheidindex (β) [op jaarbasis]
Hoogte	1 / 25.000	3,94
Macrostabiliteit binnenwaarts	1 / 146.800	4,35
Macrostabiliteit buitenwaarts	1 / 14.680	3,82

Voor de faalkanseisen grondconstructies gelden de faalkanseisen per doorsnede uit tabel 1.

Op basis van de PPE en PPL wordt de faalkansruimte voor macrostabiliteit in geval van langsconstructies gelijkmatig verdeeld over de onderscheiden deelfaalmechanismen:

- Constructief falen door vloeien wandelement: $p_{eis;dsn;STR}$ = 33% van $p_{eis;dsn}$;
- Constructief falen door bezwijken ankerlichaam $p_{eis;dsn;ANK}$ = 33% van $p_{eis;dsn}$;
- Overall instabiliteit met $p_{eis;dsn;GEO}$ = 33% van $p_{eis;dsn}$.

In onderstaande tabel zijn de afgeleide eisen voor de verschillende deelfaalmechanismen bij beschouwing van de binnenwaartse macrostabiliteit weergegeven.

Tabel 2 Faalkanseisen per doorsnede langsconstructie

Deelfaalmechanisme	Faalkanseis per doorsnede [per jaar]	Betrouwbaarheidindex (β) [op jaarbasis]
Constructief falen / overall stabiliteit / falen anker	1 / 440.400	4,59

In geval van (onverankerde) type I constructies komt de faalkansruimte voor de verankering conform PPE en PPL te vervallen. Deze wordt dus niet herverdeeld.

Voor de faalkanseisen langsconstructies gelden de faalkanseisen per doorsnede uit tabel 2.

4.4. Veiligheidsfactor faalmechanisme Macrostabiliteit grondconstructies

Met de in paragraaf 0 weergegeven faalkanseisen zijn de veiligheidsfactoren voor het faalmechanisme macrostabiliteit bepaald.

De veiligheidsfactor waaraan de grondlichamen beoordeeld en/of ontwerpen worden, is het product van de volgende partiële factoren:

- Materiaalfactor (γ_m);
- Modelfactor ($\gamma_{d)}$;
- Schematiseringsfactor (γ_b);
- Schadefactor (γ_n).

4.4.1. Materiaalfactor (γ_m)

Uit de kalibratiestudie van het WBI2017 volgt dat voor CSSM-rekenen (Critical State Soil Mechanics) gerekend wordt met materiaalfactoren van 1,0 voor de materiaaleigenschappen. Dit is ook geldig voor de ongedraineerde schuifsterkte (s_u). Dit is van toepassing voor de stabiliteitsanalyses die conform Critical State Soil Mechanics (CCSM) worden uitgevoerd. De overige partiële factoren zijn hierop afgesteld.

De materiaalfactor is 1,0

4.4.2. Modelfactor (γ_d)

Voor de stabiliteitsberekening conform het CSSM-model wordt geen onderscheid (meer) gemaakt tussen wel of geen opdrijfsituaties en dient te worden uitgegaan van de modelfactoren als opgenomen in tabel 3.

Tabel 3 Modelfactoren voor verschillende rekenmodellen

Model	Modelfactor (γ_d)
Bishop	1,11
UpliftVan	1,06
Spencer - v.d. Meij	1,07

Voor de modelfactoren gelden de waarden uit tabel 3.

4.4.3. Schematiseringsfactor (γ_b)

De schematiseringsfactor (γ_b) dient te worden afgeleid volgens de vigerende rekenmethodiek uit bijvoorbeeld het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematisering (TRGS, ref. [11]). De waarde van de schematiseringsfactor kan variëren tussen 1,0 en 1,3. Voor het ontwerp moet worden uitgegaan van een afgeleide schematiseringsfactor volgens de KPR factsheet Schematiseringsonzekerheid [12]. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van het spreadsheet 'rekenblokje_schematiseringsfactoren_Macrostab_CSSM_2017' dat beschikbaar is gesteld via de helpdesk water. Ook kan gebruik worden gemaakt van het rekenen met scenario's zoals binnen het WBI2017 wordt voorgesteld. De theorie voor het rekenen met scenario's is onder andere helder weergegeven in de factsheet van het KPR [12].

De schematiseringsfactor wordt afgeleid met de methode uit de KPR factsheet Schematiseringsonzekerheid [12]

4.4.4. Schadefactor (γ_n)

De schadefactor is normafhankelijk. Bij het toepassen van het CSSM materiaalmodel dient uit te worden gegaan van de volgende formule.

$$\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dsn} + 0{,}41 \quad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn})$$

waarin

γ_n	*Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)*
$\beta_{eis,dsn}$	*Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)*
$P_{eis,dsn}$	*Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar)*

Op basis van een betrouwbaarheidsindex van 4,35 is een schadefactor van 1,06 bepaald voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.
Bij een verzadigd dijklichaam door overslag geldt een andere schadefactor. Deze kan worden bepaald met de werkwijze in de KPR factsheet macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, uitgaande van volledige infiltratie vanaf 1 l/s/m.
Voor de buitenwaartse stabiliteit kan op basis van een betrouwbaarheidsindex van 3,82 een schadefactor van 0,98 worden bepaald.

De schadefactor voor de doorsnede-eis (tabel 1) bedraagt:
- 1,06 voor stabiliteit binnenwaarts
- 0,98 voor stabiliteit buitenwaarts

De bovenstaande schadefactoren gelden voor de uiterste grenstoestand (UGT, par 5.5.1). Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT, par 5.5.2) gelden andere schadefactoren voor kleinere glijcirkels die niet leiden tot falen van de waterkering, maar wel bepaalde gebruiksfuncties beperken of onmogelijk maken. Op basis van een herhalingstijd van 10 jaar en de doorsnede-eis uit OI2014v4 geldt voor wonen (inclusief kabels en leidingen) en voor wegverkeer een betrouwbaarheidsindex van 2,41. De schadefactor wordt dan 0,77.

4.4.5. Overall veiligheidsfactor

De sommatie van de afzonderlijke partiële factoren leidt tot de benodigde overall veiligheidsfactor waaraan de stabiliteitsberekeningen moeten voldoen. In tabel 4 zijn de partiële factoren en de daaruit volgende veiligheidsfactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts opgenomen. In tabel 5 zijn deze voor macrostabiliteit buitenwaarts weergegeven.

Tabel 4 Veiligheidsfactoren faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts

Partiële factor	Methode Bishop	Methode Liftvan	Methode Spencer
Schematiseringsfactor	1,20	1,20	1,20
Schadefactor	1,06	1,06	1,06
Modelfactor	1,11	1,06	1,07
Veiligheidsfactor (overall)	1,42	1,35	1,36

Tabel 5 Veiligheidsfactoren faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts

Partiële factor	Methode Bishop	Methode Liftvan	Methode Spencer
Schematiseringsfactor	1,20	1,20	1,20
Schadefactor	0,98	0,98	0,98
Modelfactor	1,11	1,06	1,07
Veiligheidsfactor (overall)	1,31	1,25	1,26

Bij de tabellen 4 en 5 wordt opgemerkt dat voor de situatie bij groot overslagdebiet en verzadigde dijk een verlaagde schadefactor geldt.

Voor de veiligheidsfactoren gelden de waarden uit tabel 4 voor macrostabiliteit binnenwaarts en tabel 5 voor macrostabiliteit buitenwaarts.

4.5. Veiligheidsklasse en toeslagen langsconstructies

Voor het ontwerp van langsconstructies wordt uitgegaan van de in deze paragraaf vermelde partiële factoren.

4.5.1. Modelfactor (γ_d)

De modelfactor brengt onzekerheid van het EEM rekenmodel in rekening. Conform het WBI dient op de karakteristieke grondsterkte bij controle bij WBN op stabiliteit (GEO), op constructief falen (STR) en op falen door grond-constructie interactie (SSI) een waarde van 1,06 in rekening gebracht te worden.

4.5.2. Schematiseringsfactor (γ_b)

Er wordt onderscheid gemaakt in:

- Schematiseringsfactor voor geotechnisch falen ($\gamma_{b;GEO}$)
- Schematiseringsfactor voor constructief falen ($\gamma_{b;STR}$)

De schematiseringsfactor volgt uit de resultaten van afzonderlijke ondergrondscenario's met hun kans van voorkomen. De eerste factor richt zich op (relatief) verschil in geotechnische schematisering, de tweede op relatief verschil in krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisatie. Deze methode staat uitgewerkt in TR Grondmechanisch Schematiseren van Dijken (ENW, 2012) [11] onder de kop "Stappenplan schematiseringsfactor".

Analoog aan de werkwijze voor grondconstructies wordt uitgegaan van een default-waarde van de schematiseringsfactor van 1,1 (zowel voor geotechnisch falen als voor constructief falen) als vertrekpunt. (NOKU aangepast conform notitie dijkontwerp 3.5-1) Deze dient in de planuitwerking nader te worden vastgesteld. Hierbij kan gebruik worden gemaakt van het POVM rekenblokje Schematiseringsfactor. Deze is te downloaden op de POVM-website (https://www.povmacrostabiliteit.nl/rapporten/)

4.5.3. Schadefactor (γ_n)

De formule uit paragraaf 4.4.4 is van toepassing bij gebruik van het CSSM materiaalmodel. De volgende schadefactoren worden herleidt voor overall stabiliteit:

- Stabiliteit binnenwaarts: γ_n = 1,10 ($\beta_{eis\ drsn,\ GEO}$ =4,59)
- Stabiliteit buitenwaarts: γ_n = 1,02 ($\beta_{eis\ drsn,\ GEO}$ =4,08)

4.5.4. Belastingeffectfactor (γ_{add})

Deze is nodig is om voor constructieve integriteit van het anker dezelfde doelbetrouwbaarheid te bereiken als voor geotechnische stabiliteit, indien de partiële factoren op de grondsterkte alleen dekkend zijn voor het laatste geval.

Er wordt onderscheid gemaakt in een belastingeffectfactor op de ankerkracht:

- controle van gording en het groutlichaam: γ_{add} = 1,1
- controle van de ankerstaaf: γ_{add} = 1,25

Bij het ontwerp van langsconstructies worden de in deze paragraaf 4.5 vermelde partiële factoren toegepast.

5. Belastingen

Dit hoofdstuk geeft aan met welke belastingen rekening moet worden gehouden bij het ontwerp in de planuitwerking.

5.1. Waterstanden Hollandsche IJssel

Voor project KIJK wordt uitgegaan van de volgende (generieke) waterstanden op de Hollandsche IJssel. Deze zijn overgenomen uit de Consequentieanalyse [13]:

- Val na WBN (Waterstand Bij Norm): NAP +1,00 m
- Gemiddelde Waterstand HIJ : NAP +0,30 m
- Gemiddeld Laag Water HIJ : NAP -0,30 m
- Extreem Laag Water HIJ : NAP -1,10 m

Voor de onderbouwing van de waterstand in de situatie val na WBN zijn een aantal overwegingen opgenomen in een interne memo, welke is opgenomen in bijlage 3. Opgemerkt wordt dat bij de val van de waterstand op de Hollandsche IJssel de (relatief kortdurende) getijdecomponent niet meegenomen is.

5.2. Maalstoppeil (effect hoogte)

Het maalstoppeil, het peil waarop bemaling op de Hollandsche IJssel wordt stopgezet bij een gesloten stormvloedkering Hollandsche IJssel, is vastgesteld in het waterakkoord Hollandsche IJssel en Lek. Met het bestaande maalstoppeil van NAP +2,60 m bij de SVK kan de benodigde dijkhoogte bepaald worden door de combinatie maalstoppeil en extreme wind. In Hydra-NL 2.6 wordt er van uit gegaan dat de stormvloedkering op kentering wordt gesloten bij verwachting van veel neerslag. De combinatie maalstoppeil en extreme wind blijkt dan nog nauwelijks bepalend te zijn. Pas bij een kleine faalkans van de stormvloedkering (< 1:5000 keer) wordt dit weer relevant als mogelijke hoogte beperkende maatregel.

Met Hydra-NL 2.6 en de huidige inzichten rondom faalkans Stormvloedkering speelt het maalstoppeil geen rol in de bepaling van het HBN.

5.3. Bepaling Waterstand Bij Norm en Hydraulisch Belastingniveau

Voor het bepalen van de hydraulische belasting is gebruik gemaakt van Hydra-NL 2.6 en de voor het project Waterveiligheid Hollandsche IJssel afgeleide databases voor de basisjaren 2023, 2050 en 2100. Hierbij zijn naast de Waterstanden Bij Norm (WBN) ook de Hydraulische Belastingniveaus (HBN = minimaal benodigde kruinhoogte) bepaald.

Voorgaand ontwerpuitgangspunt SVK is hierbij gehanteerd (1:1000 in 2030, 1:2000 in 2050). In bijlage 1 is beschreven welke onderliggende uitgangspunten en werkwijze moeten worden gehanteerd. Als standaard uitgangspunt voor het vervolg ontwerp is de WBN en HBN per dijkvak bepaald voor het voorkeursalternatief. Hiervoor is het huidige dijkprofiel gehanteerd.
Wanneer het huidige dijkprofiel significant wijzigt moet de werkwijze uit bijlage 1 worden gehanteerd.

WBN en HBN voor het VKA per dijkvak staan in bijlage 1.

5.4. Waterstandsverloop

Voor het waterstandsverloop wordt verwezen naar bijlage 4: waterstandsverlooplijnen Hollandsche IJssel, Deltares (d.d. 14 maart 2016).

5.5. UGT en BGT

De uiterste grenstoestand (UGT) wordt bepaald door de norm. In dat geval mag de waterkering nog net niet bezwijken. Overlast en schade wordt geaccepteerd zolang dit niet leidt tot overstromen. In de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt vooral gekeken naar de gebruiksfuncties van de waterkering en de toelaatbare frequentie waarbij verschillende gebruiksvormen tijdelijk niet meer mogelijk zijn. Bijvoorbeeld een oppervlakkige afschuiving van het binnentalud leidt niet tot direct falen van de waterkering, maar de gebruiksfunctie verkeer wordt wel belemmerd.

5.5.1. Uiterste Grenstoestand (UGT)

In de 'oude' overschrijdingskansbenadering werd een dijk getoetst en ontworpen op een overslagdebiet van maximaal 0,1 of 1,0 l/s/m. Bij deze geringe overslagdebieten wordt de kruin en het binnentalud nauwelijks belast door overslaand water tijdens normomstandigheden. Echter in de overstromingskansbenadering kan een groter overslagdebiet worden toegelaten als de veiligheid niet in het geding komt. Overlast en schade wordt dus geaccepteerd mits deze niet leiden tot overstroming met veel schade en slachtoffers. Dit betekent dat een waterkering mag worden ontworpen op overslagdebieten van 1,0 l/s/m of hoger. Uiteraard moet de bekleding van het binnentalud hier tegen bestand zijn binnen de eisen van de BGT, zie paragraaf 5.5.2.

Door HHSK is door middel van overstromingsanalyses inzichtelijk gemaakt wat de effecten van hogere overslagdebieten zijn met betrekking tot inundatiediepte en schade. Deze analyse is geïntegreerd in de Notitie Kansrijke Alternatieven [14].

Het toelaatbaar overslagdebiet is bepalend voor de in het ontwerp te compenseren hoogte-opgave. Voor het dimensioneren van de alternatieven is voor het berekenen van het HBN gerekend met verschillende kritieke maximale overslagdebieten: 1,0 / 5,0 en 10,0 l/s/m. In het VKA is voor het ontwerp van zowel de grondconstructies als ook voor de verticale constructie (damwand, type I) uitgegaan van een overslagdebiet van 5 l/s/m. Dit is ook het uitgangspunt voor de planuitwerking.

Uitgangspunten UGT grondoplossing (zowel STBI als STBU) zijn:

- Vertrekpunt voor ontwerp is een overslagdebiet van 5 l/s/m. Op basis hiervan wordt de hoogteopgave bepaald, binnenbekleding en talud ontworpen en inpassingsmaatregelen voor NWO's in het talud opgesteld.
- Indien blijkt dat de inpassing van NWO's, investering in de erosiebestendigheid van de bekleding en/of de instandhoudingsinspanning niet mogelijk of te kostbaar is, kan gekozen worden voor een lager overslagdebiet. Uiteraard moet dit afgewogen worden tegen de extra investering van een hogere dijk.
- Aan te houden belastingen volgens hoofdstuk 5, paragraaf 5.6 ev.

Uitgangspunten UGT constructie type I / type II zijn:

- Vertrekpunt voor ontwerp is een overslagdebiet van 5 l/s/m. Op basis hiervan wordt de hoogteopgave bepaald, binnenbekleding en talud ontworpen en inpassingsmaatregelen voor NWO's in het talud opgesteld.
- Indien blijkt dat de inpassing van NWO's, investering in de erosiebestendigheid van de bekleding en/of de instandhoudingsinspanning niet mogelijk of te kostbaar is, kan gekozen worden voor een lager overslagdebiet. Uiteraard moet dit afgewogen worden tegen de extra investering van een hogere dijk.
- Aan te houden belastingen volgens hoofdstuk 5, paragraaf 5.6 ev.

Opgemerkt wordt dat elk te kiezen overslagdebiet, groter dan 1,0 l/s/m, eisen stelt aan de erosiebestendigheid van het talud. Dit vergt een aanpassing in beheer en toezicht van de dijk ten opzichte van de huidige situatie waarbij geen overslagdebiet (voorheen overslag 0,1 l/s/m) wordt verondersteld.

5.5.2. Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

De BGT beschrijft de uitgangspunten voor de verschillende gebruiksfuncties van de dijk zodat deze gehandhaafd kunnen blijven. In het POV-M rapport Ontwerpkader secundaire functies waterkeringen [15] zijn veel voorkomende gebruiksfuncties benoemd, die ook bij KIJK van toepassing zijn. In bijlage 5 zijn deze opgenomen met de uitgangspunten die hierbij voor KIJK gelden. De voorgestelde norm voor de gebruiksfuncties liggen alle binnen 1/100 jaar. Dat wil zeggen dat de kans dat een functie tijdelijk niet benut kan worden maximaal 1 x per 100 jaar is. Dit is gebaseerd op een kritiek overslagdebiet.

In bijlage 5 is geconcludeerd dat de BGT eis niet maatgevend is in relatie tot wateroverslag over de dijk, uitgaande van een maximaal ontwerp overslagdebiet van 10 l/s/m. Voor macrostabiliteit binnenwaarts kan de BGT nog wel maatgevend zijn door een hogere verkeersbelasting en functieverlies bij kleine afschuivingen. Dat is opgenomen in paragraaf 4.4.4 en paragraaf 5.7.

5.6. Schematisatie waterspanningsverloop

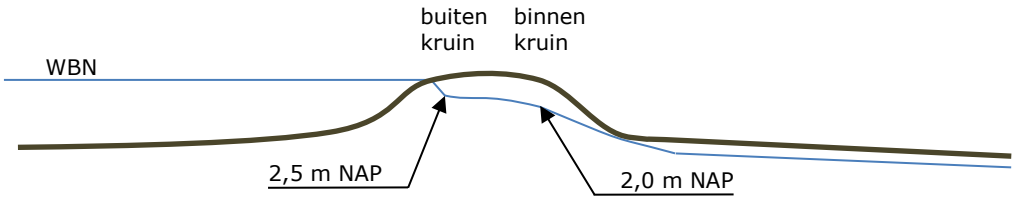
Stijghoogte in diepe zand

Op basis van de TNO isohypsenkaarten (1995) is een stijghoogte in het Pleistoceen tussen NAP -3,0 m en NAP -5,0 m aangetroffen. De respons van de stijghoogtepotentiaal in de watervoerende zandlaag op de buitenwaterstand op de Hollandsche IJssel is middels peilbuismetingen geschat. Daaruit is een beperkte respons af te leiden van circa 0,05 m tot 0,4 m. Deze relatief beperkte respons wordt veroorzaakt door de relatief dikke ondoorlatende bodem onder de Hollandsche IJssel. Aangehouden wordt een maximale respons van 0,5 m. Op locaties waar de rivierbodem relatief ondiep is ten opzichte van de onderzijde van het slappe lagen pakket kan deze waarde onderbouwd worden gereduceerd. Op basis van de analyses vanuit de POV-M [16] wordt de indringingslengte bepaald tot aan de bovenzijde van de laag Kreftenheye of basisveen. Op basis van bovenstaande is de stijghoogte als volgt geschematiseerd:

- Dagelijkse situatie: stijghoogte in watervoerend pakket gelijk aan NAP -3,0 m
- Hoogwater situatie: stijghoogte in watervoerend pakket gelijk aan NAP -2,5 m

Freatische lijn
In bijlage 6 is het uitgangspunt opgenomen voor de te hanteren freatische lijn bij macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) zonder de invloed van golfoverslag tijdens hoogwater situatie. Dit is weergegeven in figuur 4. Hierin is de extra opzet door neerslag 0,5 meter. De freatische lijn wordt nauwelijks beïnvloed door zijdelingse indringing vanuit de Hollandsche IJssel. Voor de schematisatie van de freatische lijn in dagelijkse situatie wordt uitgegaan van NAP +1,5 m onder de buitenkruinlijn en NAP +1,0 m onder de binnenkruinlijn. Deze waarden worden gezien is als veilige keuze op basis van de beschikbare meetresultaten, zie ook bijlage 6.

In de hoogwater situatie is de buitenwaterstand gelijk aan waterstand bij norm (WBN). In de dagelijkse situatie is deze gelijk gesteld aan de gemiddelde waterstand Hollandsche IJssel. Vanaf de binnenteen wordt in hoogwater situatie uitgegaan van freatische niveau van 0,3 m onder het maaiveld. In de dagelijkse situatie is het freatisch niveau vanaf de binnenteen gelijk aan het polderpeil.



Figuur 4, uitgangspunt freatische waterspanning in dijk

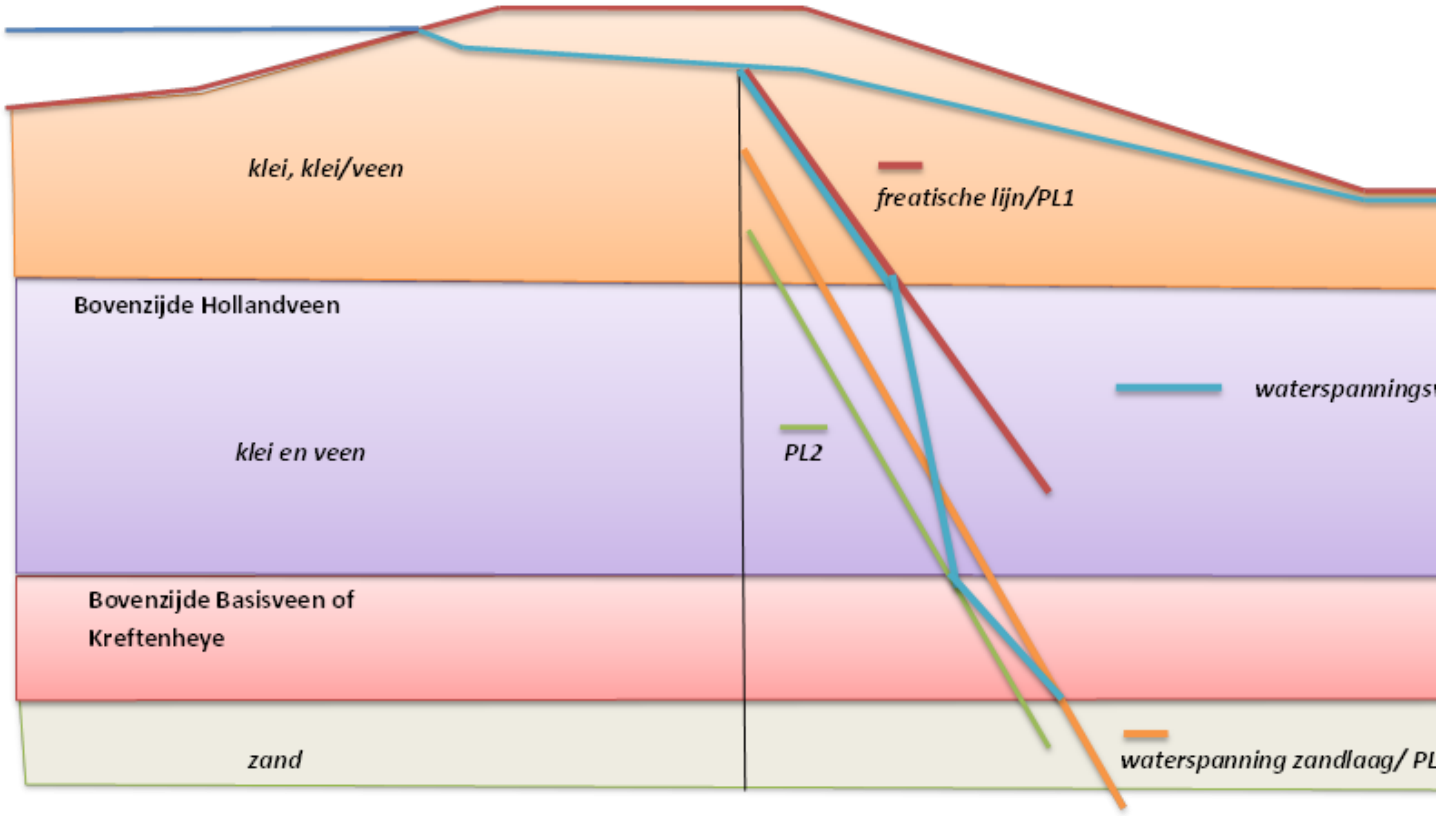
De in figuur 4 aangegeven ligging van de freatische lijn geldt voor de situatie zonder "hoog" overslagdebiet. Op basis van de bevindingen uit de "2e" infiltratieproef op de Groenendijk in Nieuwerkerk ad IJssel [17] moet ervan uit worden gegaan dat vanaf een overslagdebiet > 1,0 l/m/s de freatische lijn zodanig wordt verhoogd dat sprake is van een "volle" dijk. Volle dijk wordt geschematiseerd door de freatische lijn op de geometrielijn van maaiveld te leggen.

Bij macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) wordt gerekend met de waterspanningen volgens val na hoogwater, zie bijlage 3.

Waterstandsverloop in de ondergrond
De overgang tussen de freatische waterstand en de stijghoogte in de watervoerende zandlaag is in het kader van de POV-M op basis van een drietal meetlocaties langs de Hollandsche IJssel bepaald. De hierop gebaseerde schematisatie voor de ontwerpberekeningen van het VKA vormt ook het vertrekpunt voor de berekeningen in de planuitwerking. De schematisatie gaat uit van een hydrostatisch waterdruk (PL-line 1) vanaf de freatische lijn tot aan de bovenzijde van de grondlaag Hollandveen (zowel onder als naast de waterkering). Vanaf deze bovenzijde interpoleert de waterstand tussen deze hydrostatische waterspanning en de bovenzijde van de indringslaag (IL = PL-line 2). De bovenzijde van de indringingslaag is gelijk genomen aan de bovenzijde van de afzetting van Kreftenheye (klei) en/of de bovenzijde van de basisveenlaag. Over de indringslaag verloopt de waterstand (van PL-line 2) tot de stijghoogte in de watervoerende zandlaag (PL-line 3 = aquifer). In figuur 5 is dit waterstandsverloop schematisch weergegeven.

Op basis van de beschikbare meetresultaten is er geen duidelijk verloop van de PL2 lijn af te leiden per dijkvak voor de dagelijkse en hoogwater situatie. Een waarde van NAP -2,5 m is daarom aangehouden over de gehele schematisatie in zowel dagelijkse als hoogwater situatie. Dit is beschouwd als een veilige waarde voor het gehele projectgebied.

Het waterspanningsverloop volgt de schematisatie in figuur 5.



Figuur 5 Schematisatie waterstandsverloop in ondergrond

Polderpeil en peilindexatie (verlaging)
De actuele polderpeilen zijn overgenomen uit het vastgestelde peilbesluit van de Krimpenerwaard [18]. Voor de peilindexering tot en met het jaar 2020 is gebruik gemaakt van de bij het peilbesluit behorende peilindexeringskaart. Na 2020 is het polderpeil verder aangepast aan de hand van de bodemdaling.

Schematisering voor grond en type II (NOKU aangepast conform notitie dijkontwerp 6.1-4)

De freatische waterlijn voor de grond- en type II oplossingen (dijkvak A en I1) staan in onderstaande tabel.

Dijkvak	Dagelijkse buitenwaterstand [NAP+m]	WBN* [NAP+m]	Peilgebied [NAP+m]	Polderpeil [NAP+m]**
A (grondoplossing)	0,3	3,17	Krimpen (GPG-1)	-2,05
I1 (Type II constructie)	0,3	3,21	Kromme, Geer en Zijde (GPG-6)	-2,26

*De WBN waterstanden worden nog geüpdatet, dit heeft geen invloed op de binnenwaartse stabiliteit
**Betreft vigerend peil conform peilbesluiten Krimpenerwaard

5.7. Verkeersbelasting

Voor grondconstructie (en voor samengestelde constructies, dus grond met bijvoorbeeld damwandschermen van type II) geldt het volgende voor stabiliteit binnenwaarts **STBI:**

- Geen verkeersbelasting op de kruin. Dit omdat we rekenen met een overslagdebiet groter dan 1,0 l/s/m. Uitgangspunt is dat bij dergelijk overslagdebieten er niet meer over de dijk gereden gaat worden.

Bepaald moet worden tot welke waterstand/overslag verkeersbelasting niet maatgevend is. Dit moet vervolgens worden vastgelegd met de beheerders/stakeholders en worden opgenomen in de BGT.

Voor grondconstructie (en voor samengestelde constructies, dus grond met bijvoorbeeld damwandschermen van type II) geldt het volgende voor stabiliteit buitenwaarts **STBU:**

- Verkeersbelasting van 13,3 kPa op de kruin van de waterkering. Deze belasting schematiseren we aan de buitenzijde van de weg in het dwarsprofiel. We rekenen met een breedte van 2,5 m. We rekenen zonder belastingsspreiding (om aan te sluiten op de probabilistische sommen, omdat hier ook geen spreiding kan worden meegenomen). Voor de aanpassingspercentages gaan we voor de samendrukbare (cohesieve) grondlagen uit van 0% en voor de zandige lagen gebruiken we 100%. Nu rekenen we wel met een verkeersbelasting omdat de dreiging van hoogwater weg is en iedereen weer op de dijk wil gaan rijden.

Voor de constructies (type I: kistdam, diepwand e.d.) geldt:

- Verkeersbelasting van 13,3 kPa op de kruin van de waterkering op de meest ongunstige plek. In vergelijking tot de grondconstructies wordt hier wel verkeersbelasting toegepast. De type I neemt de functie van de waterkering grotendeels over. Met het oog op de waterveiligheid is verkeer nog toelaatbaar.
- Bij het modelleren van het restprofiel conform PPL is er geen kruin meer aanwezig en dus is er geen verkeersbelasting op de weg. (NOKU aangepast conform notitie dijkontwerp 3.4-1)

Verkeersbelasting UGT:
- geen voor STBI
- 13,3 kPA voor STBU grondconstructie en langsconstructies in de buitenkruin

Verkeersbelasting BGT:
- 13,3 kPA voor macrostabiliteit binnenwaarts

Alle verkeersbelasting gerekend met een breedte van 2,5 m op de meest ongunstigste plek

5.8. Overige belastingen

5.8.1. Aanvaarbelasting

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.

Nog uitgewerkt moet worden of in specifieke situaties een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde Hydraulische Randvoorwaarden een voor het ontwerp maatgevende situatie oplevert.

Nog uit te werken

5.8.2. Aan- en afmeerbelasting

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

Er wordt geen rekening gehouden met aan- en afmeerbelasting op de dijk of langsconstructies.

5.8.3. IJsbelasting

Schade door ijs kan ontstaan indien er sprake is van kruiend 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. Een dergelijke samenloop van omstandigheden is onwaarschijnlijk, omdat de golfhoogte door het ijs op het water sterk wordt beperkt. Om deze reden wordt ijsbelasting niet meegenomen in het ontwerp van de grond – en grondkerende constructies.

Er wordt geen rekening gehouden met ijsbelasting.

5.8.4. Aardbeving

De kans op schade aan grondconstructies door een aardbeving is in deze regio van Nederland zeer klein ($< 10^{-4}$ per jaar). Omdat aardbevingen en extreem hoogwater twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, is de bijdrage door aardbevingen aan de kans op falen van grondconstructies, voor het project KIJK, geheel te verwaarlozen.

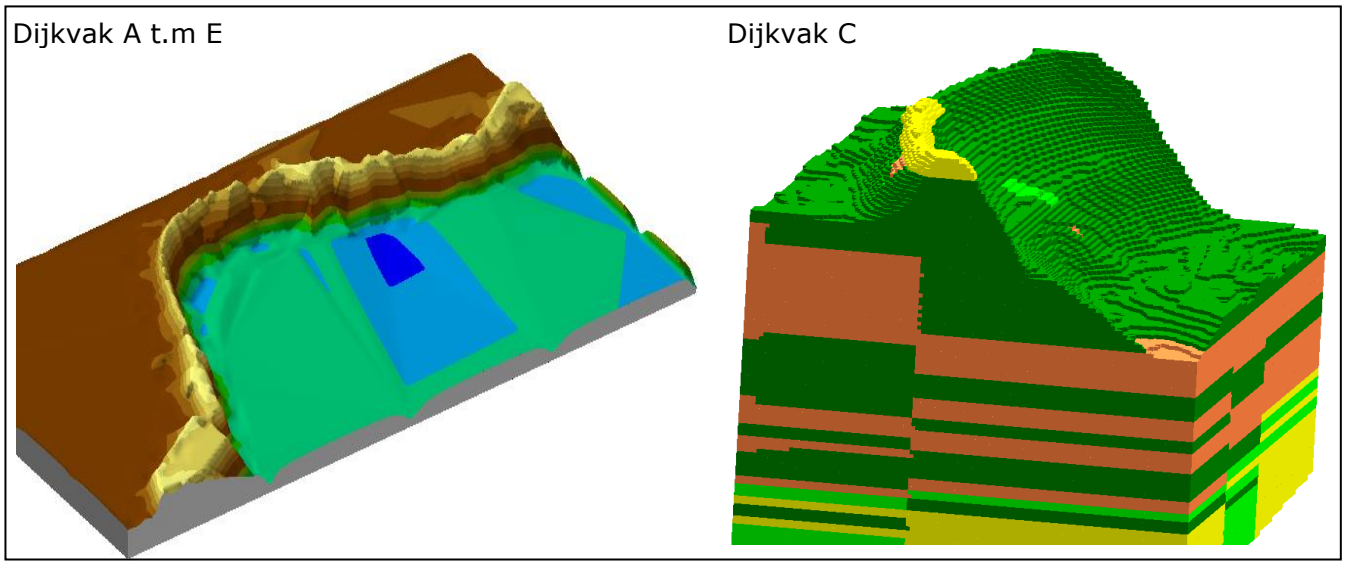
Er wordt geen rekening gehouden met aardbevingsbelasting.

6. Geotechnische uitgangspunten

Voor de verschillende ontwerpberekeningen zijn verschillende sets grondparameters benodigd. Onderscheid wordt gemaakt tussen grondconstructie en langsconstructies (grondkerende constructies). In dit hoofdstuk zijn voor beide constructietypen de geotechnische uitgangspunten opgenomen.

6.1. Grondopbouw

Het beschikbare relevante grondonderzoek uit het verleden (o.a. de consequentie-analyse en POV-M) en het recent uitgevoerde grondonderzoek (ref. [19] t/m [23]) is verwerkt in een 3D geotechnisch model. Dit model geeft een beeld van de bodemopbouw onder en naast de waterkering en het verloop van de grondlagen in zowel verticale als horizontale richting. In figuur 6 is een voorbeeld van het geotechnisch model opgenomen.



Figuur 6 Voorbeeld 3D geotechnisch model

Met dit model zijn geotechnische lengteprofielen over de as en de binnenteen van de dijk gemaakt. De geotechnische lengteprofielen zijn in bijlage 7 opgenomen.

In het geotechnisch model, welke is gebaseerd op al het beschikbare grondonderzoek, is voor de bepaling van de bodemopbouw onder de buitenkruin en de waterbodem van de Hollandsche IJssel, de grondopbouw in het achterland/binnentalud gespiegeld voor die situatie waar buitenwaarts geen grondonderzoek beschikbaar is. Tevens geldt dat in het huidige model de sonderingen in de binnenteen zijn doorgezet naar het achterland.

Waar relevant voor het ontwerp moet de bodemopbouw onder de buitenkruin en de waterbodem worden vastgesteld door aanvullend onderzoek.

Voor de grondopbouw wordt uitgegaan van het 3D model. Aanvullend grondonderzoek wordt hierin verwerkt.

6.1.1. Dijksmateriaal

Uit met name de analyses zoals uitgevoerd voor de verkenningsfase als ook voor de probabilistische analyse binnen het spoor Actuele Sterkte blijkt dat het dijksmateriaal zeer dominant is voor de veiligheid binnen het toetsspoor Macrostabiliteit binnen-en buitenwaarts. Voor het classificeren van het dijksmateriaal zijn ter plaatse van de kruin van de dijk verschillende mechanische -en handboringen en sonderingen uitgevoerd. Op de tijdens de

mechanische boren gestoken ongeroerde monsters zijn classificatie als ook samendrukkings – en triaxiaalproeven uitgevoerd.
Op basis van deze gegevens zijn diverse analyses uitgevoerd, welke zijn opgenomen in bijlage 8, Aan de hand van de uitgevoerde boringen en de bijbehorende foto's, beschrijvingen en laboratoriumonderzoek (ref. [20] t/m [23]) wordt voor het dijksmateriaal (boven de freatische waterstand en onder de wegfundering) gedraineerd gedrag aangenomen.

Voor dijksmateriaal boven de freatische lijn wordt gerekend met gedraineerd gedrag. De eigenschappen van het dijksmateriaal staan in tabel 8.

6.1.2. Ophoogmateriaal

In de berekeningen wordt aangehouden dat opgehoogd wordt met klei, zowel op de kruin als tegen de bestaande taluds aan. Het ophoogmateriaal wordt met gedraineerd gedrag gemodelleerd. De eigenschappen van het ophoogmateriaal zijn in tabel 6 weergegeven.

Tabel 6 Eigenschappen ophoogmateriaal

Grondsoort	code	γ_{unsat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	φ'_{kar} [°]	c'_{kar} [kN/m^2]
ophoogmateriaal	-	17,0	17,0	22,5	2,0

Voor de eigenschappen van ophoogmateriaal gelden de waarden uit tabel 6.

6.1.3. Verharding en wegfundering

Op de kruin van de dijk is een weg aanwezig met hieronder een wegfundering en puin. Deze laag zal tezamen worden gemodelleerd als één grondlaag met een dikte gebaseerd op de voorboring van de sondering.

Daarnaast blijkt uit de classificatie, zoals uitgevoerd binnen [20] t/m [23] dat de bovenste één à twee meter van de kruin uit diverse veelal zandige en met puinlagen antropogene grondlagen bestaat. De lagen vertonen nagenoeg geen consistentie (monstermateriaal valt uit elkaar bij het uitdrukken van de grondmonsters). Het is hierdoor zeer aannemelijk dat deze grondlaag gedraineerde eigenschappen zal vertonen. De verhardings-/puinlaag wordt gemodelleerd als een grondlaag met gedraineerd gedrag. De gehanteerde eigenschappen zijn in tabel 7 weergegeven.

Tabel 7 Eigenschappen bestaande verharding / puin

Grondsoort	code	γ_{unsat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	φ'_{kar} [°]	c'_{kar} [kN/m^2]
Verharding / puin	-	19,0	20,0	32,5	0,0

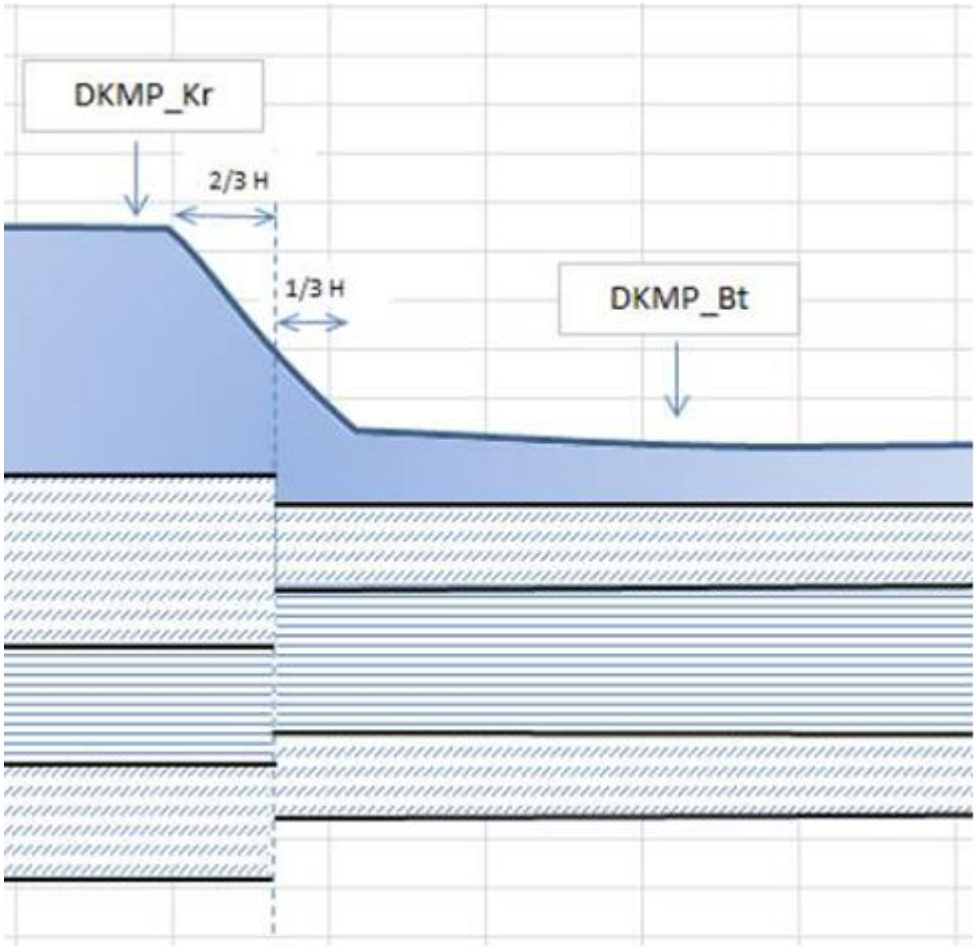
Voor de eigenschappen van verharding en wegfundering gelden de waarden uit tabel 7.

Bij wijziging van de bestaande situatie wordt er mogelijk ander funderingsmateriaal toegepast. Ten behoeve van het ontwerp dienen mogelijk grondsoorten of materialen in tabel 7 worden toegevoegd.

6.1.4. Schematisering grondopbouw in stabiliteitsberekening (NOKU aangepast conform notitie dijkontwerp 6.1-2)

Voor de scheiding tussen de bodemopbouw onder de kruin en de bodemopbouw onder de teen is een harde overgang op 1/3 van het binnentalud (gerekend vanaf de binnenteen) aangehouden, zie onderstaand figuur.

Laagscheiding bodemopbouw kruin en binnenteen



6.2. Bodemdaling

6.2.1. Kruin

Voor de verkenningsfase zijn de beschikbare zettingsgegevens van de dijk opnieuw geanalyseerd voor het bepalen van de zettingssnelheid. De data die hiervoor beschikbaar is bestaat uit:

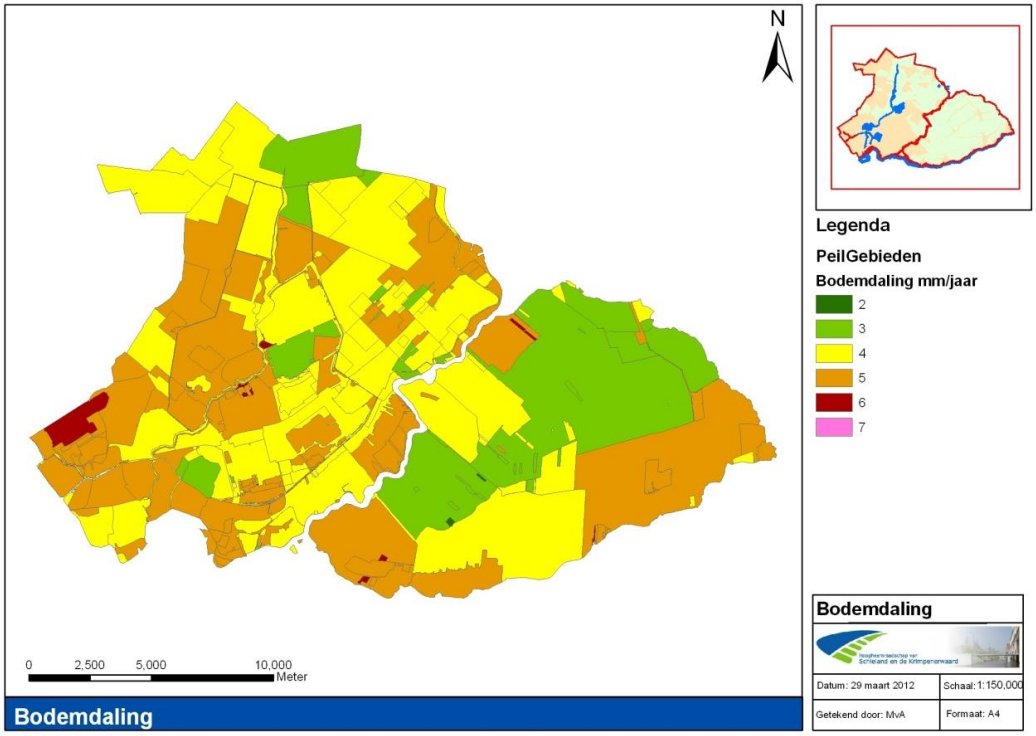
- Meetdata van SkyGeo over de periode 2013 – 2016.
- Meetdata van HHSK over de periode 1961 – 2007.

Op basis van de resultaten en analyse wordt in de berekeningen uitgegaan van een autonome bodemdaling voor de gehele dijk van 8 mm per jaar. Dit is een bovengrens van de gemiddelde zettingssnelheid als bepaald aan de hand van de meetdata van HHSK over de periode 1961 - 2007, metingen van Skygeo en een vergelijk tussen AHN2 en AHN3. Indien nodig kan per dijkvak gekeken worden naar een specifieke zettingssnelheid als gepresenteerd in tabel 1 van bijlage 9.

Voor de bodemdaling van de kruin wordt uitgegaan van 8 mm per jaar.

6.2.2. Achterland

De verwachte bodemdaling van het maaiveld in het achterland is afhankelijk van het peilgebied, zie figuur 7, en varieert voor het project KIJK tussen de 3 en 5 mm/jaar.



Figuur 7 Bodemdaling per peilgebied (HHSK, d.d. 29 maart 2012).

De bodemdaling van het achterland is gelijk aan de bodemdaling per peilgebied in figuur 7.

6.3. Grondconstructies

Voor berekeningen met betrekking tot macrostabiliteit is gebruik gemaakt van het Critical State Soil Mechanics Model (CSSM), zie ook paragraaf. 4.1.2.

Indeling grondsoorten

De indeling grondsoorten volgens POV-M (deels op basis van geologie) is toegepast op de regionale proevenverzameling, zoals opgesteld is ten tijde van de consequentie-analyse. De proevenverzameling van POV-M en de regionale proevenverzameling zijn tot één set samengevoegd en worden gebruikt voor de uitvoering van deze analyses. De grondsoorten die in de berekeningen van de grondconstructies worden gebruikt, zijn in tabel 8 en tabel 9 weergegeven.

Volumiek gewicht en sterkteparameters

Voor de bepaling van de volumieke gewichten van de diverse grondlagen is onderscheid gemaakt tussen de grondsoorten onder de kruin en in de teen. Hierin zijn de resultaten uit de POV-M analyse gecombineerd met de resultaten uit de consequentie-analyse. Voor het dijksmateriaal is het in 2017 ([21] t/m[23]) uitgevoerde onderzoek eveneens aan de analyse toegevoegd. In onderstaande tabellen zijn de resultaten voor de grondsoorten met bijbehorende

sterkteparameters onder de kruin en onder teen/achterland samengevat. Conform het CSSM model wordt niet gerekend met cohesie.
Een toelichting voor de afleiding van de sterkteparameters is gegeven in bijlage 8. Voor de klei- en veenlagen blijkt uit onder andere de classificatie en uit de sondeerresultaten (wrijvingsgetal en wateroverspanningsindex (b_q)) dat dit zodanige ondoorlatende grondlagen zijn, waardoor ongedraineerd grondgedrag kan worden verondersteld. Voor de antropogene klei- en zandlagen is gedraineerd grondgedrag in de berekeningen geschematiseerd.

Tabel 8 Volumieke gewichten en CSSM parameters grondlagen onder de kruin

Grondsoort – Kruin	code	γ_{unsat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]	φ'_{kar} [°]
Zand, antropogeen	Zand	18,0	20,0	-	-	30,0
Klei, dijks gedraineerd	Dijks	18,50	18,50	-	-*	31,3
Klei, dijks ongedraineerd	Dijks	18,50	18,50	0,34	0,89	
Klei, planten O1	KP O1	16,05	16,05	0,30	0,87	
Hollandveen O	HV O	10,85	10,85	0,37	0,83	
Klei, planten O2	KP O2	16,15	16,15	0,30	0,87	
Basisveen O	BV O	11,75	11,75	0,37	0,83	
Kreftenheye, klei O	KR O	17,20	17,20	0,30	0,87	
Zand, Pleistoceen	ZP	18,0	20,0	-	-	32,5

Tabel 9 Volumieke gewichten en CSSM parameters grondlagen in teen/achterland

Grondsoort – Teen	code	γ_{unsat} [kN/m³]	γ_{sat} [kN/m³]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]	φ'_{kar} [°]
Zand, antropogeen	Zand	18,0	20,0	-	-	30,0
Klei, antropogeen gedraineerd	Antr	18,50	18,50	-	-	31,3
Klei, antropogeen ongedraineerd	Antr	18,50	18,50	0,34	0,89	-
Klei, planten N1	KP N1	14,20	14,20	0,30	0,87	-
Hollandveen N1	HV N1	10,45	10,45	0,37	0,83	-
Klei, planten N2	KP N2	14,80	14,80	0,30	0,87	-
Hollandveen N2	HV N2	10,50	10,50	0,37	0,83	-
Basisveen N	BV N	11,55	11,55	0,37	0,83	-
Kreftenheye, klei N	KR N	17,20	17,20	0,30	0,87	-
Zand, Pleistoceen	ZP	18,0	20,0	-	-	32,5

Grensspanning

Voor de ongedraineerde grondlagen worden de grensspanningen (yield stresses) in de ondergrond met behulp van de uitgevoerde sonderingen afgeleid. Hiertoe is de conusfactor (N_{kt}) afgeleid. Dit is nader toegelicht in bijlage 8 en de resultaten zijn samengevat in tabel 10. Uit de analyse blijkt dat er voor de verschillende kleilagen geen onderscheidende resultaten zijn af te leiden. Er is wel een significant verschil tussen het dijksmateriaal (onder de waterstand) en de overige kleisoorten, waardoor verschillende conusfactoren zijn afgeleid.

Tabel 10 N_{kt}-waarden en variatiecoëfficiënten Holocene grondlagen

Grondsoort	μ_{Nkt} [-]	VC_{Nkt} [-]	VC_{gem} [-]	$VC_{grensspanning}$ [-]
Klei, dijksmateriaal	15,0	0,28	0,25	**0,22**
Klei, antr / pl. / sch. / Kreft.	16,1	0,20	0,19	**0,16**
Hollandveen (basisveen)	15,2	0,30	0,27	**0,23**

Zowel in de binnenteen als in het achterland is veelal voorgeboord. Voor de antropogene kleilaag in het achterland kan voor de verwachtingswaarde een default POP voor de grondsoort 'overig klei' gebruikt worden. De karakteristieke waarden hiervoor zijn in tabel 11 weergegeven. Deze tabel is overgenomen uit de schematiseringshandleiding [24].

*Voor bijvoorbeeld een effectieve spanning van 10 kPa, geldt een grensspanning = 10 + 22 = 32 kPa. De karakteristieke waarde bedraagt (ongeveer) 32 – 1,65 *0,21 *32 = 21 kPA. Dit komt neer op een karakteristieke waarde van de POP van 11.*

Tabel 11 Indicatieve waarden voor POP voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. Waarden gelden voor dagelijks omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand. [24]

Afzetting / grondsoort	WBI-SOS eenheid	Bandbreedte POP (kPa)	Verwachtings-waarde POP (kPa)	Karakteristieke waarde POP (kPa) [2)]
Echteld klei ondiep [1)]	H_R.._..	5 – 65	27	15
Echteld klei diep [1)]	H_R.._..	0 – 75	24	8
Naaldwijk klei ondiep [1)]	H_M.._.. H_E.._..	5 – 60	25	15
Naaldwijk klei diep [1)]	H_M.._.. H_E.._..	0 – 30	14	7
Hollandveen	H_Vhv_v	0 – 60	11	1
Basisveen	H_Vbv_v	10 – 60	25	15
Dijksmateriaal (klei)	H_Aa_ht	0 – 150	30	7
Overig klei	Diversen	0 – 75	22	10

[1)] Met 'diep' is bedoeld onder het Hollandveen en 'ondiep' is boven het Hollandveen. Als Hollandveen afwezig is, kan voor 'ondiep' de bovenste 3 m vanaf maaiveld worden aangehouden.

[2)] Bij de karakteristieke waarden is rekening gehouden met het effect van uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak.

Voor grondlagen boven de freatische waterstand wordt uitgegaan van gedraineerd grondgedrag en zijn dus geen grensspanningen nodig als inputparameter.

De grensspanningen zijn afgeleid op basis van de uitgevoerde sonderingen in de kruin, binnenteen en/of het achterland. Deze grensspanningen zijn teruggerekend naar POP-waarden. Voor met name de bovenste grondlagen (klei, planten en hollandveen) blijken veelal zeer hoge POP-waarden met grote spreiding te zijn bepaald. Voor deze grondsoorten is veelal teruggevallen op de defaultwaarden, zoals aangegeven in tabel 11. De grensspanning is berekend door deze POP-waarden bij de bepaalde korrelspanningen in het midden van de laag op te tellen.

Zettingsparameters

De zettingsparameters zijn op basis van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek, dat is uitgevoerd ten behoeve van de consequentie-analyse, bepaald. Hierbij zijn zowel de Isotachen, Koppejan als NEN-Bjerrum afgeleid. Bij de afleiding van de zettingsparameters is onderscheid gemaakt in de grondlagen onder en naast de waterkering.

Tabel 12 Verwachtingswaarden zettingsparameters – onder kruin

Grondsoort – Kruin	code	γ_{unsat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	CR [-]	RR [-]	$C_{\alpha;NEN}$ [-]	a [-]	b [-]	c [-]	OCR [-]	POP [kN/m^2]	Cp [-]	Cs [-]	C'p [-]	C's [-]	$c_{v;10;Taylor}$ [m^2/s]	$c_{v;10;Casagrande}$ [m^2/s]
Zand, antropogeen	Zand	18,0	20,0	0,0076	0,0378	0,0000	0,0060	0,0725	0,0000	1,30	10,0	1280,0	-	320,0	-	drained	drained
Klei, dijks	Dijks	18,5	18,5	0,1646	0,0159	0,0056	0,0083	0,0826	0,0033	1,74	52,0	103,9	802,7	15,0	209,3	1,3E-07	7,2E-08
Klei, planten O1	KP O1	16,1	16,1	0,2239	0,0251	0,0105	0,0139	0,1182	0,0055	1,58	61,8	56,8	417,6	11,0	90,7	3,5E-08	2,4E-08
Hollandveen O	HV O	10,9	10,9	0,4476	0,0528	0,0300	0,0413	0,2887	0,0194	1,70	82,5	29,2	168,1	5,6	39,3	3,4E-08	2,3E-08
Klei, planten O2	KP O2	16,2	16,2	0,2930	0,0321	0,0163	0,0212	0,1647	0,0081	1,34	43,4	29,6	170,4	9,0	85,1	2,2E-08	1,6E-08
Basisveen O	BV O	11,8	11,8	0,4585	0,0571	0,0280	0,0420	0,2930	0,0179	1,95	105,5	29,9	154,6	5,3	39,7	3,7E-08	2,5E-08
Kreftenheye, klei O	KR O	17,2	17,2	0,2420	0,0244	0,0120	0,0140	0,1260	0,0057	1,52	63,1	48,6	434,2	10,0	83,3	2,8E-08	2,1E-08
Zand, Pleistoceen	ZP	18,0	20,0	0,0040	0,0201	0,0000	0,0060	0,0725	0,0000	1,30	10,0	2400,0	-	600,0	-	drained	drained

Tabel 13 Verwachtingswaarden zettingsparameters – onder binnenteen/achterland

Grondsoort – Teen	code	γ_{unsat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	CR [-]	RR [-]	$C_{\alpha;NEN}$ [-]	a [-]	b [-]	c [-]	OCR [-]	POP [kN/m^2]	Cp [-]	Cs [-]	C'p [-]	C's [-]	$c_{v;10;Taylor}$ [m^2/s]	$c_{v;10;Casagrande}$ [m^2/s]
Zand, antropogeen	Zand	18,0	20,0	0,0076	0,0378	0,0000	0,0060	0,0725	0,0000	1,30	10,0	1280,0	-	320,0	-	drained	drained
Klei, antropogeen	Antr	18,5	18,5	0,1225	0,0130	0,0045	0,0065	0,0585	0,0023	3,06	46,7	144,3	1005,5	22,3	210,2	2,9E-07	1,6E-07
Klei, planten N1	KP N1	14,2	14,2	0,2779	0,0329	0,0150	0,0191	0,1498	0,0076	2,88	44,7	80,3	452,2	10,2	62,0	3,8E-08	2,6E-08
Hollandveen N1	HV N1	10,5	10,5	0,4682	0,0631	0,0311	0,0509	0,3064	0,0203	2,46	42,3	46,8	258,5	5,4	69,0	4,4E-08	2,5E-08
Klei, planten N2	KP N2	14,8	14,8	0,3096	0,0365	0,0178	0,0244	0,1748	0,0089	2,08	36,3	57,9	371,7	8,9	60,6	2,0E-08	1,4E-08
Hollandveen N2	HV N2	10,5	10,5	0,4755	0,0609	0,0339	0,0551	0,3181	0,0227	2,14	37,3	37,5	235,6	5,4	48,0	1,7E-08	1,0E-08
Basisveen N	BV N	11,6	11,6	0,4835	0,0691	0,0403	0,0330	0,2310	0,0192	1,95	105,5	25,0	128,0	5,0	32,0	4,6E-08	2,6E-08
Kreftenheye, klei N	KR N	17,2	17,2	0,2377	0,0304	0,0102	0,0190	0,1330	0,0048	1,53	27,5	38,4	313,5	11,0	88,8	1,0E-08	8,3E-09
Zand, Pleistoceen	ZP	18,0	20,0	0,0040	0,0201	0,0000	0,0060	0,0725	0,0000	1,30	10,0	2400,0	-	600,0	-	drained	drained

Grondparameters (ontwerp grondconstructies):

- tabel 8: Volumieke gewichten en CSSM parameters kruin
- tabel 9: Volumieke gewichten en CSSM parameters teen/achterland
- tabel 10: Variatiecoëfficiënten
- tabel 11: POP waarden voor de antropogene kleilagen in het achterland
- tabel 12: Zettingsparameters kruin
- tabel 13: Zettingsparameter teen/achterland

6.4. Langsconstructies

Indeling grondsoorten
De grondsoorten die in de berekeningen van de langsconstructies worden gebruikt zijn dezelfde als die in de berekeningen van de grondconstructies zijn gebruikt en zijn in tabel 8 en tabel 9 weergegeven. Ook voor de EEM berekeningen is conform PPE en PPL gebruik gemaakt van het Critical State Soil Mechanics Model (CSSM), zie ook paragraaf. 4.1.2.

Volumiek gewicht en sterkteparameters
De volumieke gewichten van de diverse grondlagen zijn benoemd in paragraaf 6.3, net als de sterkteparameters van niet-cohesieve gronden en van de cohesieve gronden voor het SHANSEP NGI-ADP model.

De PLAXIS modellering vereist nog drie extra sets sterkteparameters ten opzichte van de analytische model voor de grondconstructies:

1. Het SSC model waarmee de bodemdalingsanalyse (uitsluitend voor type II constructies) wordt uitgevoerd vereist gedraineerde sterkteparameters op klei en veen;
2. Het NGI-ADP model vereist een waarde voor de initiële mobilisatie (τ_0/Su^A) van de ongedraineerde schuifsterkte en de ratio's tussen compressie-, extentie- en DSS-schuifsterkten. Met initiële mobilisatie wordt het pre-shearing effect beschreven. De default waarde in PLAXIS is gelijk aan 0,7. De ratio's zijn gelijk aan 1 bij het toepassen van isotroop rekenen.
3. Het SHANSEP model heeft een interface configuratie waarvoor onder andere gedraineerde parameters worden gevraagd. De parameters worden gereduceerd op basis van R_{inter}=2/3 conform PPE paragraaf 6.3.2. De dilatantiehoek is nul voor cohesief materiaal en bij bezwijken (CSSM).

Gedraineerde sterkteparameters kunnen worden bepaald bij pieksterkte (Mohr-Coulomb) of bij 25-40% rek (CSSM). Strikt genomen dienen Mohr-Coulomb parameters te worden gebruikt in het SCC model (lagere betrouwbaarheid dan bij norm) en CSSM parameters in het SHANSEP NGI-ADP model (betrouwbaarheid bij norm).

In de voorbeeldberekening in bijlage 11 zijn uitsluitend CSSM parameters gebruikt. Omdat verschil tussen CSSM en Mohr Coulomb waarden beperkt is (het softening effect in klei en veen is beperkt) is gekozen om de parameterinput in PLAXIS niet nodeloos uit te breiden.

Voor de afleiding van de sterkteparameters voor het SCC en SHANSEP model wordt verwezen naar bijlage 10.

Tabel 14 Sterkteparameters SSC / NGI-ADP / SHANSEP interface kruin en teen (CSSM)

Grondsoort	code	SSC	NGI-ADP			SHANSEP interface			
		c'_{kar} [kN/m²]	φ'_{kar} [°]	Su^p/Su^A [-]	τ_0/Su^A [-]	Su^{DSS}/Su^A [-]	$c' = Su_{min}$ [kN/m²]	φ' [°]	ψ' [°]
Klei, dijks / antropogeen	Dijks/ antr	4,0	29,8	1,0	0,7	1,0	2,7	20,9	0,0
Klei Planten O1/ N1	KPO1/ N1	0,0	32,5	1,0	0,7	1,0	0,0	23,0	0,0
Hollandveen O1/ N1	HVO1/ N1	0,0	19,8	1,0	0,7	1,0	0,0	13,5	0,0
Klei Planten O2/ N2	KPO2/ N2	0,4	34,1	1,0	0,7	1,0	0,0	24,3	0,0

Zetting-, rek- en stijfheidsparameters
De SSC-parameters voor zetting, zwel en kruip zijn gecorreleerd aan abc-isotachen parameters. De isotachen parameters zijn afkomstig uit de verkenningsfase, zie hiervoor tabel 12 en 13. Dit zijn verwachtingswaarden. Voor de berekeningen van zetting, zwel en kruip voor type II constructies wordt geadviseerd om karakteristieke waarden te gebruiken. Hiervoor wordt verwezen naar bijlage 10.

De PLAXIS modellering vereist aanvullend 3 sets rek- cq. stijfheidsparameters, afhankelijk van de verschillende grondmodellen:

1. Het NGI-ADP model vereist ten aanzien van het stijfheidsgedrag waarden voor de ratio van de unload–reload schuifmodulus over ongedraineerde compressie schuifsterkte (G_{ur}/Su^A) en schuifrek bij maximale schuifsterkte, triaxiaal compressie (γ_{fC}), Direct Simple Shear (γ_{fDSS}) en triaxiaal extensie (γ_{fE})
2. Alle gedraineerde grondlagen (dijksmateriaal, antropogene klei en pleistocene zand) worden in alle belastingfasen met het HS-model gemodelleerd. De genormaliseerde 1D-oedemeterstijfheidsmodulus ($E_{oed;ref}$), stijfheidsmodulus bij 50% van de maximale schuifsterkte ($E_{50;ref}$) en de unload-reload stijfheidsmodulus ($E_{ur,ref}$) beschrijven het rekafhankelijke stijfheidsgedrag in dit model.
3. Het SHANSEP model heeft een interface configuratie waarvoor naast gedraineerde sterkteparameters ook de genormaliseerde 1D-oedemeterstijfheidsmodulus ($E_{oed;ref}$) wordt gevraagd als inputparameter. De parameter wordt gereduceerd op basis van R_{inter}=2/3 conform PPE paragraaf 6.3.2.

G_{ur}/Su^A
De G_{ur}/Su^A waarden zijn afgeleid uit spanning-rek diagrammen van (een selectie van) triaxiaal compressie proeven uit de verkenningsfase die op klei en veen monsters zijn uitgevoerd. De G_{ur} waarden zijn niet direct afleesbaar uit de diagrammen. Via (genormaliseerde) E_{50} waarden zijn daarom eerst G_{50}/Su^A waarden bepaald (Constantinou, 2017). Vervolgens is via empirische relaties (POVM, 2017) een gemiddelde G_{ur}/Su^A bepaald. Omdat de spreiding in de empirische relaties groot is zijn de berekende spanning-rek diagrammen gefit op de in-situ spanning-rek diagrammen middels de test faciliteit van PLAXIS en is de definitieve gemiddelde G_{ur}/Su^A vastgesteld. Deze exercitie is binnen een recent afstudeeronderzoek gedaan [25]. Er is daarbij onderscheid gemaakt tussen proeven op grond onder de kruin en grond onder de teen alsmede tussen normaal- en overgeconsolideerde proeven. Omdat de proefresultaten van normaal-geconsolideerde klei veel spreiding vertonen in de genormaliseerde E_{50} relatie is de gemiddelde G_{ur}/Su^A-waarde van normaal-geconsolideerde klei niet bepaald. In tabel 15 en 16 zijn de waarden opgenomen.

Schuifrek bij bezwijken (γ_{fC}, γ_{fDSS} en γ_{fE})
Schuifrekken bij bezwijken zijn sterk afhankelijk van de verschillende bezwijkvormen: onder compressie treedt bezwijken op bij lage schuifrek, onder extensie bij een hogere schuifrek en bij DSS ergens daar tussenin. Terwijl de maximale ongedraineerde schuifsterkte niet varieert over de bezwijkvormen ($Su^C=Su^E=Su^{DSS}$) wordt de sterkte zodoende wel "bezwijkvormafhankelijk" gemobiliseerd. In het kader van het eerder genoemde onderzoek zijn gemiddelden bepaald voor γ_{fC} voor klei en γ_{fDSS} voor veen op basis van een selectie van triaxiaal compressieproeven en DSS proeven uit de verkenningsfase. De schuifrekwaarden zijn verkregen door de in-situ axiale rekken te vermenigvuldigen met 3/2 conform Ladd (1991). Er werd onder andere geconcludeerd dat de gevonden waarden voldoen aan de (theoretische) schuifrekratio's tussen compressie- en DSS-bezwijkvorm en dat afhankelijkheid van de OCR niet is aangetoond. In analogie met de bepaling van G_{ur}/Su^A zijn de berekende spanning-rek diagrammen gefit op de in-situ spanning-rek diagrammen middels de test faciliteit van PLAXIS.

$E_{oed;ref}$, $E_{50;ref}$ en $E_{ur;ref}$

Voor zand en klei met effectieve verticale spanningen tot circa 70 kPa zijn stijfheidsparameters bepaald op basis van correlatie met de relatieve dichtheid, voor zand met effectieve verticale spanningen boven 70 kPa zijn stijfheidsparameters bepaald op basis correlatie van conusweerstand op 1D-oedometerstijfheid volgens Lunne en Christophersen. De verhouding E_{ur} / E_{50} voor de diepe zandlaag is bijgesteld naar 4 (was 5 á 6 in de verkenningsfase).

Zie voor achtergrond ook het eerder genoemde onderzoeksrapport.

Tabel 15 Rek- en stijfheidsparameters NGI-ADP / HS /SHANSEP interface kruin

Grondsoort kruin	code	NGI-ADP	Hardening soil							SHANSEP (interf.)
		G/s_{uA} [-]	γ_{fC} [%]	γ_{fDSS} [%]	γ_{fE} [%]	$E_{50,ref}$ [kN/m²]	$E_{oed,ref}$ [kN/ m²]	$E_{ur,ref}$ [kN/m²]	m [-]	$E_{oed,ref}$ [kN/m²]
Klei, dijks	Dijk	80	9	16	25	10000	5000	20000	0,8	3000
Klei Planten O1	KPO1	70	7	13	20	-	-	-	0,7	3700
Hollandveen O1	HVO1	25	18	25	37	-	-	-	0,9	900
Klei Planten O2	KPO2	45	11	19	28	-	-	-	0,7	2700
Zand	zand	-	-	-	-	30000	30000	120000	0,5	20000

Tabel 16 Rek- en stijfheidsparameters NGI-ADP / HS /SHANSEP interface teen

Grondsoort kruin	code	NGI-ADP	Hardening soil							SHANSEP (interf.)
		G/s_{uA} [-]	γ_{fC} [%]	γ_{fDSS} [%]	γ_{fE} [%]	$E_{50,ref}$ [kN/m²]	$E_{oed,ref}$ [kN/ m²]	$E_{ur,ref}$ [kN/m²]	m [-]	$E_{oed,ref}$ [kN/m²]
Klei, antr	Antr	60	13	20	29	9000	4500	20000	0,8	2700
Klei Planten N1	KPN1	55	10	19	28	-	-	-	0,7	2200
Hollandveen N1	HVN1	35	28	40	55	-	-	-	0,9	900
Klei Planten N2	KPN2	42	10,5	19	28	-	-	-	0,7	2700
Zand	zand	-	-	-	-	30000	30000	120000	0,5	20000

Grondparameters (ontwerp langsconstructies):

- tabel 14: Sterkteparameters
- tabel 15: Rek- en stijfheidsparameters kruin
- tabel 16: Rek- en stijfheidsparameters teen

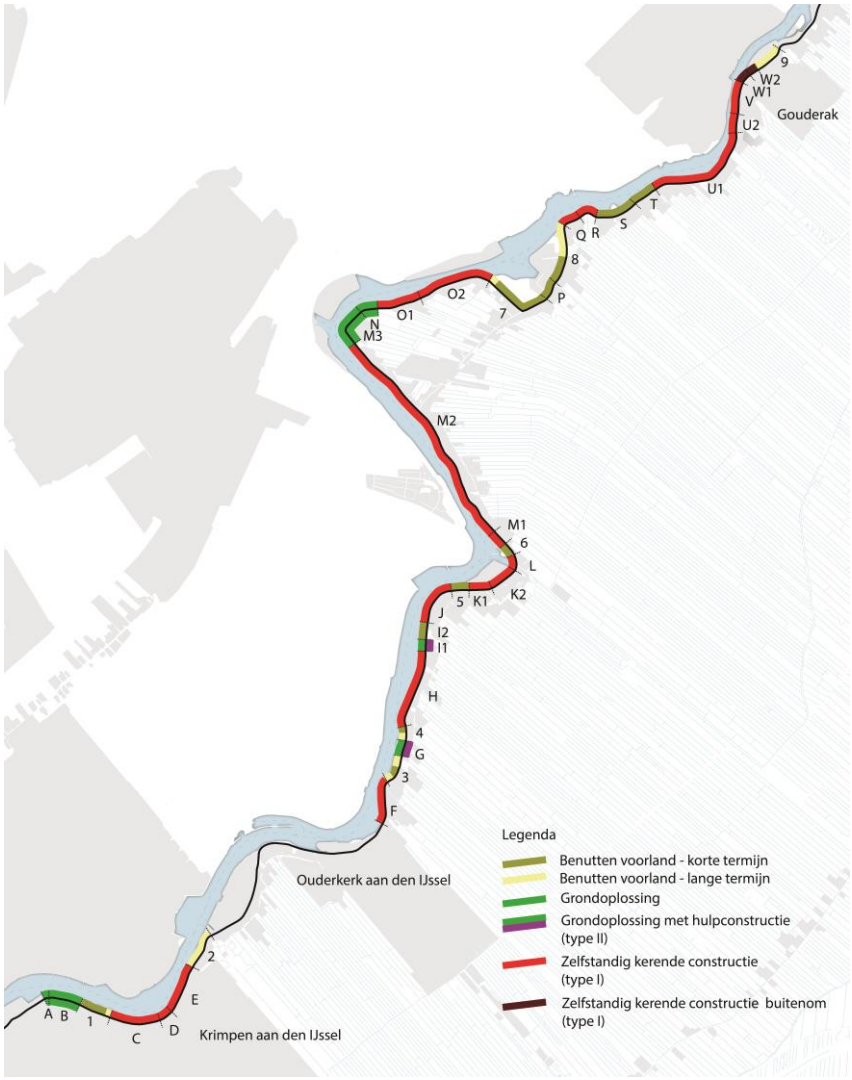
7. Dijkvakindeling en geometrie

7.1. Dijkvakindeling

De dijkalternatieven zijn in de verkenningsfase gescoord per dijkvak. Hiervoor is een logische dijkvakindeling gemaakt op basis van:

- de grootte van de versterkingsopgave;
- de aanwezigheid van wel of geen voorland;
- technische uniformiteit dijkprofiel en ondergrond.

Voor de grootte van de versterkingsopgave is met name het faalmechanisme hoogte (overloop en overslag) onderscheidend geweest. Terwijl de veiligheidsopgave voor een groot gedeelte door de stabiliteitsopgave is bepaald.
Onder uniformiteit is bij de dijkvakindeling onderscheid gemaakt in de geometrie van het dijklichaam en de ondergrond. Voor de uniformiteit van de ondergrond is gebruik gemaakt van het beschikbare geotechnische lengteprofiel [26] en het uitgevoerde grondonderzoek (boringen en sonderingen) uit de consequentie-analyse [13]. Uiteindelijk heeft dit geleid tot een indeling van 39 dijkvakken. Deze vakken zijn door letters (A t/m W) en de voorlanden door cijfers (1 t/m 9) gecodeerd (zie figuur 8).



Figuur 8 Dijkvakindeling KIJK

In de Planuitwerkingsfase kan deze dijkvakindeling op andere gronden dan hierboven genoemd worden aangepast. De dijkvakindeling van de verkenningsfase moet daarin herleidbaar blijven. De aangepaste dijkvakindeling moet specifiek per vak worden beargumenteerd. De dijkvakindeling gebeurt in afstemming met opdrachtgever en opdrachtnemer. Daarbij geldt bijvoorbeeld efficiency in uitvoering als onderscheidend criterium. Uitgangspunt is van zuid naar noord coderen, en refereren aan hectometers uit de legger in één tabel.

Dijkvakindeling wordt in afstemming tussen opdrachtnemer en opdrachtgever bepaald. De dijkvakindeling loopt van zuid naar noord en bevat minimaal de referentie naar de oude dijkvakindeling uit de verkenning en de hectometrering conform legger.

7.2. Geometrie

Voor de geometrie van de waterkering moet de meest recente hoogtedata, Fli-Map IV (2019) worden gebruikt. Deze wordt waar nodig aangevuld met de geometrie die uit het nog te meten DTM wordt bepaald.

De geometrie van het dijkprofiel moet voor toekomstige planperioden verdisconteerd worden voor autonome bodemdaling. Er is een verschil gemaakt tussen daling onder de kruin en daling in het achterland. De daling is verdisconteerd in de eerste (ondiepste) veenlaag, omdat het meest waarschijnlijk is dat deze laag samengedrukt wordt. Conform paragraaf 6.2 moet rekening worden gehouden met een zetting van 8 mm/jaar voor de dijk en 2 tot 5 mm/jaar voor het achterland.

Geometrie wordt bepaald door Fli-Map IV en het nog te meten DTM.

8. Aanpak dimensionering dijkverbetering

Voor de verkenningsfase zijn per dijkvak de in de Notitie Mogelijke Alternatieven aangedragen verbeteringsmethoden als bouwstenen aangemerkt. Een combinatie van een of meerdere bouwstenen leidt tot een mogelijk (compleet) dijkversterkingsalternatief.

In de aangedragen bouwstenen is onderscheid te maken in een tweetal hoofdcategorieën, namelijk:

- Grondconstructies;
- Langsconstructies (grondkerende constructies zoals damwanden, kistdammen en dergelijke).

Voor beide typen is in dit hoofdstuk de te volgen aanpak kort weergegeven voor de dimensionering voor de voorkeursvariant, waarbij de dimensionering aansluit bij het detailniveau dat beschreven is in paragraaf 2.1.
De bijbehorende hoogte wordt bepaald met Hydra-NL 2.6 volgens het stappenplan in bijlage 1.

8.1. Grondconstructies

Voor grondconstructie is een stappenplan gevolgd, zoals in onderstaande tabel puntsgewijs is opgesomd.

<table>
<tr><th>Stap</th><th>Omschrijving</th></tr>
<tr><td>1.</td><td>Voor de bepaling van de grensspanning en de referentielijn van de grensspanning in D-Stability wordt uitgegaan van het jaar 2014 (o.b.v. AHN 3 en de sonderingen uit de consequentie-analyse en uit het onderzoek van Fugro uit 2017 [20-23]). Voor het bepalen van de bodemopbouw onder de buitenkruin en de Hollandsche IJssel wordt het onderzoek in de binnenteen/achterland gespiegeld.</td></tr>
<tr><td>2.</td><td>Voor de factoren S en m worden de karakteristieke waarde ingevoerd.</td></tr>
<tr><td>3.</td><td>Voor de grensspanning wordt de karakteristieke waarde ingevuld.</td></tr>
<tr><td>4.</td><td>In de berekeningen wordt uitgegaan van een zichtjaar van 2075. Hierop wordt het grondprofiel (maaiveldniveau en de grondlagen tot aan de bovenzijde van de grondsoort Hollandveen) aangepast in verband met de autonome bodemdaling conform paragraaf 6.2.</td></tr>
<tr><td>5.</td><td>Waterspanning schematiseren volgens paragraaf 5.6</td></tr>
<tr><td>6.</td><td>Ophogen van de kruin zodat voldaan wordt aan de hoogteligging volgend uit de overslagberekening. Taluds indien nodig verflauwen tot voor een helling van 1:3 voor het binnentalud en een helling van 1:2,5 voor buitentalud.</td></tr>
<tr><td>7.</td><td>Indien bij deze taludhellingen niet voldaan wordt aan de stabiliteitseis, zijn aanvullende stabiliteitsverhogende maatregelen gedimensioneerd, te weten: het aanbrengen van een steunberm, een langsconstructie (type I of type II) of het verleggen van de as (en daarmee de kruin van de waterkering).</td></tr>
<tr><td>8.</td><td>Voor het ontwerp geldt:
<table>
<tr><th>Model</th><th>SF binnenwaarts[1)]</th><th>SF buitenwaarts</th></tr>
<tr><td>Bishop</td><td>1,42</td><td>1,31</td></tr>
<tr><td>Uplift Van</td><td>1,35</td><td>1,25</td></tr>
<tr><td>Spencer</td><td>1,36</td><td>1,26</td></tr>
</table>
1) uitgangspunt is een faalkansruimte van 28% i.p.v. 4% door het “schuiven” met de beschikbare faalkansruimte voor piping. Dit mechanisme treedt niet op en de beschikbare faalkansruimte wordt hierdoor bij faalkansruimte voor STBI en STBU opgeteld.</td></tr>
</table>

8.2. Langsconstructies

De nieuwe richtlijnen hanteren dezelfde tweedeling in rekenschema als de CUR166 als het gaat de manier van implementeren van de partiële factoren in het rekenmodel: Rekenschema A en B, waarbij de implementatie van de partiële factoren plaatsvindt voordat (A) of nadat (B) de constructie is geactiveerd in het EEM model. Uit rekenschema B kunnen direct vervormingen/verplaatsingen worden gecontroleerd. Dit is een voordeel voor onverankerde constructies (type I) waarvoor vervormingen maatgevend zijn. Rekenschema A resulteert in overschatting van de vervorming maar leidt naar verwachting ook tot minder grote momenten dan rekenschema B. Dit is mogelijk gunstig voor onverankerde damwanden waarvoor vervormingen minder kritisch zijn.

Het rekenschema voor de type I constructie ziet er als volgt uit:

Stap	Omschrijving	Omschrijving
1a.	Initiële fase	De gedraineerde toestand wordt aangenomen. Niet-cohesieve grondsoorten worden gemodelleerd met het HS model, cohesieve grondsoorten met het SS model. De geometrie is de gezette geometrie na 100 jr. De initiële spanningen in de situatie na 100 jr (met dijk onder dagelijkse omstandigheden; freatisch PL1 en stijghoogte PL3) volgen uit een reguliere K0- procedure, waarbij het grensspanningsveld (karakteristieke POP waarden) als initiële conditie wordt meegegeven. Het polderpeil is evenredig verlaagd met de bodemdaling.
1b.	Nulstap	Direct op de initiële fase volgt een nul-belastingstap om de onbalans weg te werken. Tijdens de nulstap zal spanningsspreiding en spanningsrotatie optreden bij een niet-horizontaal maaiveld en/of bij niet-horizontale laagligging. Deze spanningsspreiding beïnvloedt ook de initiële overconsolidatie.
2.	Installatie damwand	Het plate element en de interfaces worden geactiveerd in het EEM-model. Zonder consolidatiefase zullen (rekenkundige) vervormingen groter zijn dan met consolidatiefase. Dit is een beperking in deze aanpak.
4a	WBN	WBN bij zichtjaar 2125 ligt veelal boven het huidige kruinniveau. Dit is o.m. een aandachtspunt in de modellering, het is raadzaam om te ontwerpen met soilblocks waarin ook deze PL-line wordt opgenomen . De spanningen veranderen als gevolg van WBN (freatisch PL2 en stijghoogte PL4). Bij verandering van de waterstand in PLAXIS moet arc length control uit staan om te voorkomen dat een numerieke bezwijkbelasting wordt berekend. Verkeersbelasting (in analogie met grondconstructies) wordt niet meegenomen in deze stap omdat die gunstig zou werken, zie ook paragraaf 5.7
4b.	Switch SHANSEP	Switch naar ongedraineerd rekenen voor de cohesieve grondlagen. Het is belangrijk dat in deze stap geen spanningsverandering optreedt. De initialisatie van SHANSEP vindt namelijk aan het begin van een fase plaats, waardoor spanningsveranderingen in de stap zelf geen effect hebben op de ongedraineerde sterkte in die stap. Dit is eventueel te corrigeren door direct een nulstap te laten volgen op deze stap.
5.	Switch SHANSEP constr. toets	In switch SHANSEP constructieve toets vindt de omzetting plaats naar rekenwaarden. Dat wil zeggen: de grondsterkte wordt verder gereduceerd met het product van modelfactor en schadefactor. Belangrijk is dat de sterktereductie ook wordt verdisconteerd op de interfacesterkte. Dit kan niet met de optie "design approaches".
6a.	Switch SHANSEP geo toets	Omdat de faalkanseisen voor de deelfaalmechanismen geotechnische toets en constructieve toets gelijk zijn, is stap 6a gelijk aan stap 5.
6b.	Veiligheids-analyse	De veiligheidsanalyse (c/phi reductie) volgt op stap 6a. De SF wordt getoetst aan de waarde van de schematiseringsfactor voor geotechnisch falen ($\gamma_{b;GEO}$) Deze heeft een defaultwaarde van 1,2 en dient zo mogelijk onderbouwd te worden aangescherpt.

Opmerkingen bij dit schema

- Conform PPE paragraaf 3.5.8 dient een vergelijking met glijvlakberekeningen voor de groene dijk situatie (paragraaf 8.1) te worden gemaakt. Daarbij moet worden aangetoond dat de glijvlakligging overeenkomstig is en dat de verschillen in stabiliteitsfactor beperkt blijven tot maximaal 6 %. De situatie bij HBN moet worden vergeleken, bij gelijke zichtperiode en gelijkwaardige sterkteparameters (CSSM). Overigens is deze toets niet gedaan in de voorbeeldberekening in bijlage 11.
- Stap 1c Preconsolidatie en stap 3 Lange termijnbodemdaling komen te vervallen. Voor de toelichting wordt verwezen naar paragraaf 4.1.3. en bijlage 11.
- In de nieuwe leidraden wordt niet gesproken over een opschaalfactor zoals in de OSPW. Conform PPE paragraaf 3.4.4. mag gerekend worden met gemiddelde in plaats van laagkarakteristieke sterktewaarden om geotechnisch falen in de stappen voorafgaand aan de switch SHANSEP het hoofd te bieden. Wanneer de omzetting terug naar laagkarakteristieke waarden voorafgaand aan switch SHANSEP gebeurd worden de vervormingen door hoogwaterbelasting nog steeds met de laagkarakteristieke stijfheidswaarde uitgerekend, zoals ook de bedoeling is.
- Wanneer bovenstaande opschaling onvoldoende effect heeft mag het restpofiel worden opgelegd. Er wordt gerekend met een restprofiel, omdat de stabiliteit van het binnen- of buitentalud kleiner is dan de vereiste geotechnische en constructieve stabiliteit van de constructief versterkte dijk. Hierbij geldt dat het restprofiel pas in de rekenstap hoeft te worden toegepast waar er instabiliteit optreedt, dus niet direct over alle stappen.
- Type I constructies dienen zo nodig ook de buitenwaartse stabiliteit te garanderen. Om de buitenwaartse stabiliteit te controleren zal direct na stap 4a WBN de Val na HW moeten worden opgelegd aan het model. Deze stap kan in de constructieve en/of geotechnische toets leiden tot maatgevende krachten en momenten in de damwand. In de voorbeeldberekening in bijlage 11 is dit echter niet het geval; als gevolg van het ontstaan van een restprofiel binnenwaarts zorgt de val na HW voor een ontlasting van het binnenwaarts vervormde scherm. Deze situatie is niet maatgevend voor dit profiel.
- De val na HW zorgt voor andere grondspanningen in het buitenwaartse talud wanneer PL2 zakt naar NAP+1,0m. Omdat de val snel optreedt wordt ongedraineerd gerekend bij cohesieve lagen (Undrained A in het SS model). De situatie wordt gecombineerd met een verkeersbelasting. De concrete invulling van de STBU toets moet nader worden uitgewerkt in de planuitwerkingsfase.
- Conform bijlage D van de PPL wordt minimale inbedding van 2 meter aangehouden. Uit de draagvermogentoets conform Eurocode 7 zal moeten blijken of 2 meter voldoende is. De situatie onder dagelijkse omstandigheden is daarbij maatgevend. Een controle bij WBN sluit niet aan bij de overstromingskansbenadering.
- Controle op buiging, knik en dwarskrachtcapaciteit conform PPL paragraaf 11.8.
- Controle op vervormingen zoals in PPL paragraaf 4.8.3. is opgenomen komt te vervallen voor type I constructies. Overschrijding van de in deze paragraaf genoemde eisen geeft aanleiding tot initialisatie van andere bezwijkvormen. Echter, bezwijkvormen zoals hoogteverlies en macro-instabiliteit zijn niet kritisch voor een type I constructie, zolang de constructie op hoogte blijft en er een zekere mate van inklemming overblijft om de standzekerheid te kunnen blijven garanderen. Het gaat hier dus om draagvermogen- en sterkteeis. De controle op vervorming geldt uitsluitend voor de overgangsconstructies. De PPL bijlage C doet een voorstel van de lengte van deze overgang en geldt als uitgangspunt
    - Stabiliteitsscherm in binnen-/buitentalud of binnen-/buitenteen van de dijk, aansluitend op een dijkversterking in grond (C.3.5.), overgang is 0 m
    - Zelfstandig kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op een dijkversterking in grond (stabiliteitsbermen) (C.3.1.), overgang is 3 m
    - Zelfstandig kerende constructie in de buitenkruinlijn (diepwand/combiwand), aansluitend op een dijkversterking met een stabiliteitsscherm, (C.3.2.) overgang is 5 m. Let op! KIJK gaat uit van grotere vervormingen dan het PPL, hier moet nog een analyse op komen bij de inpassing, immers men kan de overgang langer maken of de stijfheid lokaal verhogen. (NOKU aangepast conform notitie dijkontwerp 10,1-1)

Bij het ontwerp van type II constructies gelden de volgende extra of gewijzigde rekenstappen:

Stap	Omschrijving	Omschrijving
1a.	Initiële fase	In deze fase moet ook de overhoogte/zettingscompensatie worden meegenomen in de geometrie.
1c.	Consolidatie voor installatie	Om de spanningscondities als gevolg van zakkende grond rondom de constructie mee te nemen, wordt het effect van bodemdaling op de spanningstoestand gemodelleerd. Het effect van bodemdaling op de geometrie wordt via de startgeometrie meegenomen, inclusief zettingscompensatie. Er kan worden gekozen voor een tijdsafhankelijke (gedraineerde) kruipberekening met het SSC model (en niet voor de "contractie" optie (volume rekken)). De consolidatieperiode moet vooraf worden onderzocht.
2.	Installatie damwand	Het plate element, de interfaces, het node-to-node anker met embedded beam en de puntveer worden gelijktijdig geactiveerd in het EEM-model. In deze stap dient ook de voorspanning te worden opgegeven.
3.	Lange termijn bodemdaling	Na de damwandinstallatie wordt voorspankracht gedeactiveerd en wordt een tweede kruipfase gemodelleerd om het effect van negatieve kleef langs het scherm te modelleren. Hiervoor wordt de betreffende planperiode van 100 jaar aangehouden. De lange termijn bodemdaling wordt geverifieerd met (monitorings)gegevens van (autonome) bodemdaling.
4b.	Switch SHANSEP	In deze stap wordt de puntveer gedeactiveerd om de controle op vervormingen te kunnen doen. De puntveer dient uitsluitend om een onderschatting van de momenten en snedekrachten in damwand en anker te voorkomen.
6a.	Switch SHANSEP geo	Idem stap 4b.
6b.	Veiligheids-analyse	Idem stap 4b.

Opmerkingen bij dit schema

- Conform PPE paragraaf 3.5.8 dient een vergelijking met glijvlakberekeningen voor de groene dijk situatie (paragraaf 8.1) te worden gemaakt.
- Conform bijlage D van de PPL wordt minimale inbedding van 2 meter aangehouden voor verankerde damwanden. Uit de vervormingscontrole in stap 4b zal blijken of met 2 meter wordt voldaan aan maximaal 0,01m verticale vervorming. Zo niet, dan zal de wand dieper in het zand moeten worden gezet.
- Er dient gelijktijdig te worden voldaan aan de eis dat de vervorming van het anker vanaf installatie nooit meer dan 0,01m mag bedragen. Zo niet, dan zal de ankerstang of streng zwaarder moeten worden of het groutlichaam stijver.
- Controle op buiging, knik en dwarskrachtcapaciteit van de damwand conform PPL paragraaf 11.8, controle op vloeien ankerstang of strengen, uittrekkracht groutlichaam en ankeruitval conform PPL paragraaf 11.9.
- Controle op zakkende grond op ankers en de interactie met de EEM berekening conform bijlage B van het PPL.
- Controle op vervormingen zoals beschreven in PPL paragraaf 4.8.3. dient te worden uitgevoerd.

8.3. Specials (bv. demontabele kering / coupures)

Voor meerdere dijkvakken zijn in de verkenningsfase niet eerst diverse 'standaard' bouwstenen onderzocht, maar zijn eerst een aantal mogelijke alternatieven bepaald. Waarna deze alternatieven met kwalitatieve en kwantitatieve analyses zijn gedimensioneerd en middels tekeningen en schetsen zijn gevisualiseerd. Deze specials bestaan voor een gedeelte uit grondconstructies, waterkerende constructie, maar ook uit bijzonder waterkerende constructies zoals demontabele keringen, coupures en of dijkvernagelingstechnieken. Voor de dijkvernagelingstechnieken is een separaat spoor uitgezet om de kansrijkheid van deze technieken binnen de dijkversterking KIJK te verkennen. Voor het resultaat van deze verkenning wordt verwezen naar de rapportage Haalbaarheidsanalyse ontwerp JLD-Dijkstabilisator dit rapport is onderdeel van de Notitie Vernageling uit de dataroom. Hiervoor is de POV-publicatie vernageling [27] van toepassing.

Voor coupures en demontabele keringen is het uitgangspunt dat deze zoveel mogelijk worden vermeden door aanscherping van uitgangspunten waar dat mogelijk is, of het inzetten van mitigerende maatregelen zoals een opritconstructie, opvijzelen panden, verkeersdrempels, het ophogen/aanpassen van steigers, verleggen van de referentielijn, enzovoort.

De meer bijzondere of innovatieve dijkversterkingsalternatieven als: demontabele keringen, coupures en dijkvernagelingstechnieken, zijn in de verkenningsfase op basis van kwantitatieve aspecten gedimensioneerd. Deze aspecten zijn met name kerende hoogte en wijze van funderen. Aspecten als betrouwbaarheid sluiting, monitoring, beheerbaarheid en maakbaarheid moeten in de planuitwerkingsfase worden beschouwd. Voor deze bijzondere of innovatieve dijkversterkingsalternatieven dienen de POV publicaties als uitgangspunt.

8.4. Niet waterkerende objecten

Gezien de impact van de dijkversterking (hoogte-opgave en aanpassing van het binnentalud als gevolg van erosiebestendigheid en macrostabiliteit binnenwaarts) dient er vanuit te worden gegaan dat een (groot) gedeelte van de NWO (exclusief bebouwing) moeten worden verwijderd tijdens de uitvoering. Afhankelijk van het type NWO en de fysieke eigenschappen van het verbeterde dijkprofiel zal moeten worden afgewogen welke NWO en in welke vorm kunnen worden teruggebracht op en achter de waterkering. Daarbij gelden de vigerende beleidsregels van HHSK voor de primaire waterkering. Vanwege de samenhang van dijkvakken wordt er van uitgegaan dat dit voor de gehele strekking van KIJK geldig is, ook waar de dijkveiligheid door langsconstructies of de aanwezigheid van voorland wordt geborgd. De bestaande bebouwing dient erosiebestendig te worden ingepast/aangesloten op de (gras)bekleding.

Binnen het project KIJK mogen geen nieuwe NWO worden gerealiseerd, tenzij aantoonbaar noodzakelijk. Het terugplaatsen van bestaande NWO wordt beschouwd als het realiseren van nieuwe NWO.

Voor het realiseren van nieuwe NWO gelden de volgende uitgangspunten:

- De schaduw van de NWO mag niet leiden tot een slecht ontwikkelde grasmat op de taluds. Een slecht ontwikkelde grasmat op de taluds vermindert namelijk de waterveiligheid van de dijk.
- De NWO mogen geen nadelige gevolgen hebben voor de onderhoudbaarheid en inspecteerbaarheid van de dijk.
- De NWO mogen geen nadelige gevolgen hebben voor toekomstige dijkversterkingen.
- De onderhoudsplicht dient te zijn geregeld en vastgelegd.
- De benodigde vergunningen dienen te zijn verleend.
- Het eigendom van de grond, het recht van opstal en dergelijken dienen te zijn geregeld.
- Voorzieningen rond NWO moeten voldoen aan de eisen gesteld bij het gehanteerde overslagdebiet bij ontwerp.

9. Literatuurlijst

[1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen – veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017, definitief

[2] Catalogus ontwerpinstrumenten waterkeringen, Rijkswaterstaat, versie 0.95, 1 augustus 2019

[3] Notitie voorlanden 2019, HHSK, D1.0, 29 juli 2019

[4] POV-Voorlanden, Effect voorland op mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts case HHSK – Project: KIJK – Dijkvak I, versie 2.0, 10 september 2018

[5] Leidraad Kunstwerken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2003

[6] POV-M Publicatie EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE), versie 1.1 (concept), juli 2019

[7] POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL), versie 1.1 (concept), oktober 2019

[8] Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) – Ontwerprichtlijn voor WSRL, Deltares, 1205887-000-GEO-0016, versie 6, definitief, 13 maart 2013

[9] Quick Wins, POV Macrostabiliteit cluster rekenen, C. Zwanenburg, 1220505-001, augustus 2016, versie 1, definitief

[10] Afronding onderzoek vermindering corrosietoeslag damwanden, RWS Ministerie van Infrastructuur en Milieu, programmabureau HWBP-2, RWS-2015/44407.01, definitief, 2 december 2015

[11] Technisch rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS), Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), oktober 2012

[12] KPR factsheet Schematiseringsonzekerheid, Kennisplatform Risicobenadering (KPR), versie v4, 26 juni 2017

[13] Consequentie-analyse Dijkversterking Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard – Royal HaskoningDHV, WATBE2432R002F02, versie 02/Finale versie, 13 mei 2016

[14] Notitie Kansrijke Alternatieven, Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard, D2017-06-000752, definitief 1.0, 26 juni 2017

[15] POV-M rapport Ontwerpkader secundaire functies waterkeringen

[16] POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK. Activiteit 6 – Faalkans updating 3 cases. POV Macrostabiliteit rapport, Deltares project: 1230804-002, definitief, versie 2, april 2017

[17] POV-M 2e" infiltratieproef op de Groenendijk in Nieuwerkerk ad IJssel, versie 03, oktober 2018

[18] Peilbesluiten Krimpenerwaard, HHSK, definitief, juli 2011

[19] FUGRO Rapportage Geotechnisch onderzoek, Grondonderzoek Actuele Sterkte Fase 2, dijkverbetering KIJK, doc.nr. 1317-0208-000, versie 1.0, d.d. 22-09-2017

[20] FUGRO Rapportage Laboratoriumonderzoek, Grondonderzoek Actuele Sterkte Fase 2, dijkverbetering KIJK, opdrachtnr. 1317-0208-171, versie 2017-07-01

[21] Geotechnisch onderzoek – Grondonderzoek Actuele Sterkte Fase 2, dijkverbetering KIJK, Fugro NL Land B.V., documentnr. 1317-0208-000, versie 2.0, 10 oktober 2017.

[22] Rapportage laboratoriumonderzoek mechanische boringen, Fugro NL Land B.V., documentnr. 1317-0208-171, d.d. 04-10-2017.

[23] Rapportage laboratoriumonderzoek handboringen, Fugro NL Land B.V., documentnr. 1317-0208-171, 10-10-2017.

[24] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016

[25] Implementation of the New Dutch Guidelines on the Macrostability Assessment of Dikes using Different Constitutive Models. Case study: KIJK dijk. Msc thesis at TUDELFT /CRUX Engineering. Iereidis C., 21 mei 2019

[26] Toetsing waterkeringen Krimpenerwaard – Grondonderzoek langs de Hollandse IJssel – Geotechnisch profiel, GeoDelft, CO-373460, oktober 2000

[27] POV-M Publicatie Vernagelingstechnieken, definitief revisie 04, 17 december 2018

[28] Redeneerlijn probabilistisch bepalen kruinhoogte, HWBP, definitief, november 2019

10. Bijlagenlijst

Bijlage nr.	Documentnaam
Bijlage 1	Hydraulische ontwerprandvoorwaarden KIJK (NOKU aangepast conform nieuwe HydraNL berekeningen Kraan, Arnold van der 06-04-2021)
Bijlage 2	Advies KPR N-factor Hollandsche IJssel, d.d. 28 maart 2016
Bijlage 3	Onderbouwing val van buitenwater na hoogwater
Bijlage 4	Waterstandsverlooplijnen HIJ (d.d. 14 maart 2016)
Bijlage 5	Overzicht BGT eisen
Bijlage 6	Freatische waterstand
Bijlage 7	Geotechnische lengteprofielen
Bijlage 8	Afleiding (sterkte)parameters grondconstructies
Bijlage 9	Memo autonome bodemdaling
Bijlage 10	Afleiding sterkteparameters langsconstructies
Bijlage 11	Notitie voorbeeldberekening ontwerp langsconstructies type I
Bijlage 12	Dijkvakindeling
Bijlage 13	Voorlanden

Bijlagen 2 t/m 13 zijn niet opgenomen in de NOKU VKV dossier omdat hier niets aan is aangepast.

Bijlage 1 Waterstanden

km	terugkee	**2023**	**2050**		**2100**
		1/1000	1/1000	1/2000	1/2000
5	3000	2,96	3,07	3,04	3,29
5,5	3000	2,97	3,07	3,04	3,28
6	3000	2,93	3,05	3,02	3,27
6,5	3000	2,93	3,04	3,01	3,26
7	3000	2,92	3,04	3,01	3,26
7,5	3000	2,93	3,05	3,01	3,26
8	3000	2,90	3,03	2,99	3,24
8,5	3000	2,89	3,02	2,99	3,24
9	3000	2,92	3,04	3,00	3,25
9,5	3000	2,87	3,02	2,98	3,23
10	3000	2,87	3,01	2,98	3,23
10,5	3000	2,87	3,02	2,98	3,23
11	3000	2,86	3,01	2,97	3,23
11,5	3000	2,86	3,01	2,97	3,22
12	3000	2,86	3,00	2,97	3,22
12,5	3000	2,86	3,00	2,97	3,22
13	3000	2,85	2,99	2,96	3,21
13,5	3000	2,84	2,99	2,95	3,20
14	3000	2,85	2,99	2,96	3,20
14,5	3000	2,86	3,00	2,97	3,21
15	3000	2,83	2,98	2,95	3,19
15,5	3000	2,82	2,97	2,93	3,18
16	3000	2,84	2,97	2,94	3,18

			16	15,5	15,5	15	15	15	12,5	11,5	11,5	11	11	10,5	10,5	10,5	9,5	9,5	9	8,5	8	7	6,5	6,5	6,5	6	5,5	5,5	5	5
Terugkeertijd	Zichtjaar	faalkans	A	B	C1	C2	D	E	G	H+I+J1	J2	J3	K1	K2	L	M1	M2	M3	M4	M5	N+O	Q+R1	R2	S1	T1+T2	U2	U3	U4	V	W
3000	**2023**	1000	2,84	2,82	2,82	2,83	2,83	2,83	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87	2,92	2,89	2,90	2,92	2,93	2,93	2,93	2,93	2,97	2,97	2,96	2,96
3000	**2050**	1000	2,97	2,97	2,97	2,98	2,98	2,98	3,003	3,01	3,01	3,01	3,01	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,04	3,02	3,03	3,04	3,04	3,04	3,04	3,05	3,07	3,07	3,07	3,07
3000	**2050**	2000	2,94	2,93	2,93	2,95	2,95	2,95	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,98	2,98	2,98	2,98	2,98	3,00	2,99	2,99	3,01	3,01	3,01	3,01	3,02	3,04	3,04	3,04	3,04
3000	**2100**	2000	3,18	3,18	3,18	3,19	3,19	3,19	3,22	3,22	3,22	3,23	3,23	3,23	3,23	3,23	3,23	3,23	3,25	3,24	3,24	3,26	3,26	3,26	3,26	3,27	3,28	3,28	3,29	3,29
25000	**2023**	1000	3,08	3,06	3,06	3,07	3,07	3,07	3,09	3,09	3,09	3,09	3,09	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,12	3,11	3,11	3,12	3,13	3,13	3,13	3,14	3,16	3,16	3,16	3,16
25000	**2050**	1000	3,19	3,18	3,18	3,19	3,19	3,19	3,22	3,22	3,22	3,22	3,22	3,23	3,23	3,23	3,23	3,23	3,25	3,23	3,24	3,25	3,25	3,25	3,25	3,26	3,28	3,28	3,28	3,28
25000	**2050**	2000	3,16	3,15	3,15	3,16	3,16	3,16	3,18	3,18	3,18	3,18	3,18	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,21	3,19	3,20	3,21	3,21	3,21	3,21	3,22	3,24	3,24	3,24	3,24
25000	**2100**	2000	3,35	3,35	3,35	3,36	3,36	3,36	3,38	3,39	3,39	3,39	3,39	3,40	3,40	3,40	3,41	3,41	3,42	3,42	3,43	3,45	3,46	3,46	3,46	3,47	3,48	3,48	3,49	3,49

km	terugkee	**2023**	**2050**		**2100**
		1/1000	1/1000	1/2000	1/2000
5	25000	3,16	3,28	3,24	3,49
5,5	25000	3,16	3,28	3,24	3,48
6	25000	3,14	3,26	3,22	3,47
6,5	25000	3,13	3,25	3,21	3,46
7	25000	3,12	3,25	3,21	3,45
7,5	25000	3,13	3,26	3,21	3,44
8	25000	3,11	3,24	3,20	3,43
8,5	25000	3,11	3,23	3,19	3,42
9	25000	3,12	3,25	3,21	3,42
9,5	25000	3,10	3,23	3,19	3,41
10	25000	3,10	3,23	3,19	3,41
10,5	25000	3,10	3,23	3,19	3,40
11	25000	3,09	3,22	3,18	3,39
11,5	25000	3,09	3,22	3,18	3,39
12	25000	3,09	3,22	3,18	3,38
12,5	25000	3,09	3,22	3,18	3,38
13	25000	3,08	3,21	3,17	3,36
13,5	25000	3,08	3,20	3,16	3,36
14	25000	3,09	3,21	3,17	3,37
14,5	25000	3,10	3,21	3,18	3,37
15	25000	3,07	3,19	3,16	3,36
15,5	25000	3,06	3,18	3,15	3,35
16	25000	3,08	3,19	3,16	3,35

Bijlage 1 HBN grondoplossing

terugkeertijd 1/25.000

VKA grondoplossing (incl voorlandoplossing) of Type II

	zicht jaar	faalkans SVK	A	B	B2	Ga	Gb	I	I2	M5	N	R2	S1	S2	T1	T2
1	**2023**	1000	3,36	3,54	3,54	3,65	3,56	3,37	3,67	3,67	3,23	3,59	3,49	3,51	3,69	3,37
1	**2050**	1000	3,46	3,62	3,67	3,74	3,66	3,55	3,80	3,76	3,39	3,68	3,45	3,47	3,79	3,54
1	**2050**	2000	3,45	3,62	3,66	3,73	3,65	3,53	3,79	3,75	3,33	3,67	3,36	3,38	3,77	3,50
5	**2023**	1000	3,29	3,39	3,39	3,46	3,42	3,29	3,49	3,47	3,21	3,41	3,38	3,40	3,50	3,30
5	**2050**	1000	3,41	3,50	3,52	3,57	3,53	3,46	3,62	3,58	3,35	3,51	3,40	3,41	3,62	3,46
5	**2050**	2000	3,40	3,49	3,51	3,56	3,52	3,43	3,61	3,56	3,30	3,50	3,33	3,33	3,59	3,42
10	**2023**	1000	3,26	3,33	3,33	3,38	3,36	3,26	3,41	3,40	3,19	3,34	3,33	3,35	3,42	3,27
10	**2050**	1000	3,38	3,45	3,46	3,51	3,48	3,41	3,55	3,51	3,33	3,46	3,37	3,38	3,55	3,42
10	**2050**	2000	3,37	3,44	3,46	3,49	3,46	3,39	3,53	3,49	3,28	3,44	3,31	3,31	3,52	3,39

Bijlage 1 HBN damwandoplossing

terugkeertijd VKA Type I
1/25.000

	zicht jaar	faalkans SVK	C1	C2	D	E	F2	F3	H	J1	J2	J3	K1	K2	La	Lb	M1	M2	M3	M4	O	Q+R1	U1	U2	U3	U4	V	W
1	**2050**	1000	4,04	4,26	3,93	4,26	4,29	3,98	4,22	4,23	4,17	3,97	3,72	3,76	4,16	4,14	4,40	4,18	4,14	3,94	3,85	4,24	4,26	4,23	4,55	4,17	3,63	3,72
1	**2050**	2000	4,04	4,26	3,92	4,25	4,29	3,98	4,22	4,22	4,17	3,96	3,70	3,74	4,16	4,14	4,40	4,18	4,13	3,93	3,84	4,23	4,26	4,23	4,55	4,16	3,61	3,70
1	**2100**	2000	4,13	4,36	4,28	4,41	4,42	4,03	4,31	4,36	4,30	4,08	3,96	3,89	4,28	4,27	4,53	4,31	4,26	4,06	3,99	4,34	4,37	4,32	4,65	4,28	3,74	3,86
5	**2050**	1000	3,68	3,82	3,67	3,79	3,81	3,63	3,79	3,78	3,76	3,65	3,54	3,57	3,75	3,74	3,88	3,76	3,74	3,62	3,58	3,81	3,82	3,80	4,02	3,74	3,49	3,55
5	**2050**	2000	3,68	3,81	3,66	3,78	3,80	3,62	3,78	3,77	3,75	3,64	3,52	3,55	3,74	3,73	3,87	3,75	3,72	3,60	3,56	3,80	3,81	3,79	4,01	3,73	3,46	3,53
5	**2100**	2000	3,78	3,94	3,91	3,95	3,96	3,71	3,89	3,91	3,89	3,77	3,72	3,69	3,88	3,87	4,01	3,89	3,86	3,75	3,72	3,93	3,94	3,91	4,12	3,85	3,62	3,68
10	**2050**	1000	3,53	3,62	3,54	3,59	3,60	3,49	3,60	3,59	3,58	3,52	3,45	3,47	3,57	3,64	3,58	3,56	3,49	3,47	3,62	3,62	3,61	3,75	3,54	3,43	3,47	
10	**2050**	2000	3,52	3,62	3,52	3,57	3,59	3,47	3,59	3,57	3,56	3,50	3,43	3,45	3,56	3,55	3,63	3,56	3,55	3,47	3,45	3,60	3,60	3,60	3,74	3,52	3,40	3,44
10	**2100**	2000	3,63	3,74	3,73	3,74	3,75	3,58	3,71	3,72	3,71	3,64	3,59	3,70	3,69	3,77	3,71	3,69	3,62	3,61	3,75	3,75	3,73	3,87	3,68	3,57	3,61	