

IO.PROG.29.002 Nota van uitgangspunten ontwerp

Hoogwaterbeschermingsprogramma Noordelijke Maasvallei

Datum: 24 november 2020

Kenmerk (SP): 495

Versienummer: 1.0

Status: 100%

In opdracht van
 **waterschap
limburg**

Voorwoord

Deze Nota beschrijft de actuele uitgangspunten voor het ontwerp van de HWBP dijkversterkingen op het moment van publicatie van deze nota. Het is een vertrekpunt, want de kennis, innovaties en de werkwijze behorend bij de nieuwe normering zijn nog steeds in ontwikkeling. **DAAROM IS HET VAN GROOT BELANG DAT PER PROJECT STEEDS MOET WORDEN NAGEGAAN OF DE UITGANGSPUNTEN NOG ACTUEEL ZIJN OF DAT NIEUWE INZICHTEN VRAGEN OM AANPASSING.** Het ontwerp moet immers stand houden bij reviews, second opinions en uiteindelijk bij de Raad van State.

Met name moet ook locatie specifiek worden afgewogen waar de focus ligt. De projectlocatie kan aanleiding geven om uitgangspunten aan te scherpen of juist af te zwakken in afwijking van onze algemene of landelijk vrijgegeven uitgangspunten. Denk bijvoorbeeld aan het wel of niet betrekken van het voorland. Ook kan het juist voor een bepaalde locatie interessant en nodig zijn om onderzoeksresultaten, waarvan de uitwerking nog in ontwikkeling is, alvast te betrekken in het ontwerp. Al is het alleen maar om te kijken wat het effect ervan zou zijn, mocht hier landelijk een gevolg aan gegeven worden.

Leg goed vast welke uitgangspunten voor je project worden gehanteerd, en geef aan wanneer en waarom die afwijken van de algemene en landelijke uitgangspunten. Dit zou ook goed kunnen in een projectspecifieke nota. Voor ruggesteun kan het verstandig zijn om de TM van het HWBP begeleidingsteam te betrekken en een review te laten uitvoeren door ADO. Het is aan de projectteams om daar zelf vorm aan te geven.

Kortom, pas deze Nota van Uitgangspunten niet klakkeloos toe, blijf nadenken en om je heen kijken, leg vast en overweeg om HWBP en ADO te betrekken bij de vaststelling van je uitgangspunten.

Roermond september 2020

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	5
1.1	Status NVU2.0.....	6
1.2	Scope.....	6
1.3	Leeswijzer.....	7
2	Algemene uitgangspunten	8
2.1	Ontwerpinstrumentarium	8
2.2	Ontwerplevensduur (zichtperiode).....	8
2.3	Hydraulische Randvoorwaarden	8
2.4	Faalkansverdeling	9
2.5	Hoogte en kruinbreedte	10
2.5.1	Overslagdebiet.....	10
2.5.2	Kruinhoogte.....	10
2.5.3	Kruinbreedte.....	12
2.5.4	Hoge grond	12
2.6	Integraal versterken.....	12
2.7	Beheer en onderhoud	13
2.8	Buitendijks versterken en/of aanleg van nieuwe keringen	14
2.8.1	Redeneerlijn	14
2.8.2	Opstellen van de afwegingstabel	15
2.9	Raakvlakken.....	15
2.10	SE/KES	16
3	Uitgangspunten geotechniek en dijk.....	17
3.1	Op- en afritten	17
3.2	Bodemgesteldheid.....	17
3.2.1	Grondmechanische schematisatie	17
3.2.2	Geotechnische parameters	18
3.3	Freatische lijn en potentiaalberekening	25
3.3.1	Freatische lijn	25
3.3.2	Potentiaalen	29
3.4	Macrostabiliteit (STBI - STBU)	30
3.4.1	Uitvoeringsfase en eindfase	30



3.4.2	Berekening	31
3.4.3	Veiligheidseis	34
3.4.4	Macrostabieliteit bij overslag (STBI q)	34
3.4.5	Macrostabieliteit bij aardbevingen	34
3.5	Piping en heave (STPH)	36
3.5.1	Werkwijze piping	36
3.5.2	Berekening	37
3.5.3	Veiligheidseis	39
3.6	Voorland	39
3.6.1	Erosiebestendigheid oevers (VLAF en VLGA)	39
3.6.2	Zettingsvloeiing (VLZV)	39
3.7	Overige	43
3.7.1	Dijkkern	43
3.7.2	Erosiebestendigheid bekleding	43
3.7.3	Klei-inkassing	45
3.7.4	Afschuiving bekleding (GABU en GABI)	45
3.7.5	Microstabieliteit (STMI)	45
4	Waterkerende constructies en kunstwerken	46
4.1	(bijzondere) Waterkerende constructies	46
4.1.1	Constructieve wanden	46
4.1.2	Pipingschermen of andere oplossingen met beperkt ruimtebeslag ..	50
4.2	Kunstwerken	51
4.3	Overgangsconstructies	51
4.4	Aandachtspunten bij ontwerp van constructies	52
5	Niet waterkerende objecten (NWO's)	53
5.1	Kabels en Leidingen	53
5.1.1	Kruisende leidingen	53
5.1.2	Parallele leidingen	54
5.1.3	Vervangende waterkering	55
5.2	Beplanting	56
5.3	Bebouwing	57
5.3.1	Kelders	57
5.3.2	Funderingen	58
5.4	Dijkmeubilair	58
5.5	Wegen	58
6	Referenties	59



Bijlage 1 onderbouwing keuze grondgedrag.....	61
Bijlage 2 Aandachtspunten voor ontwerp (kruisende) wegen	62
Bijlage 3 Pipinggevoeligheid grind	73
Bijlage 4 Verkeersbelasting	74



1 Inleiding

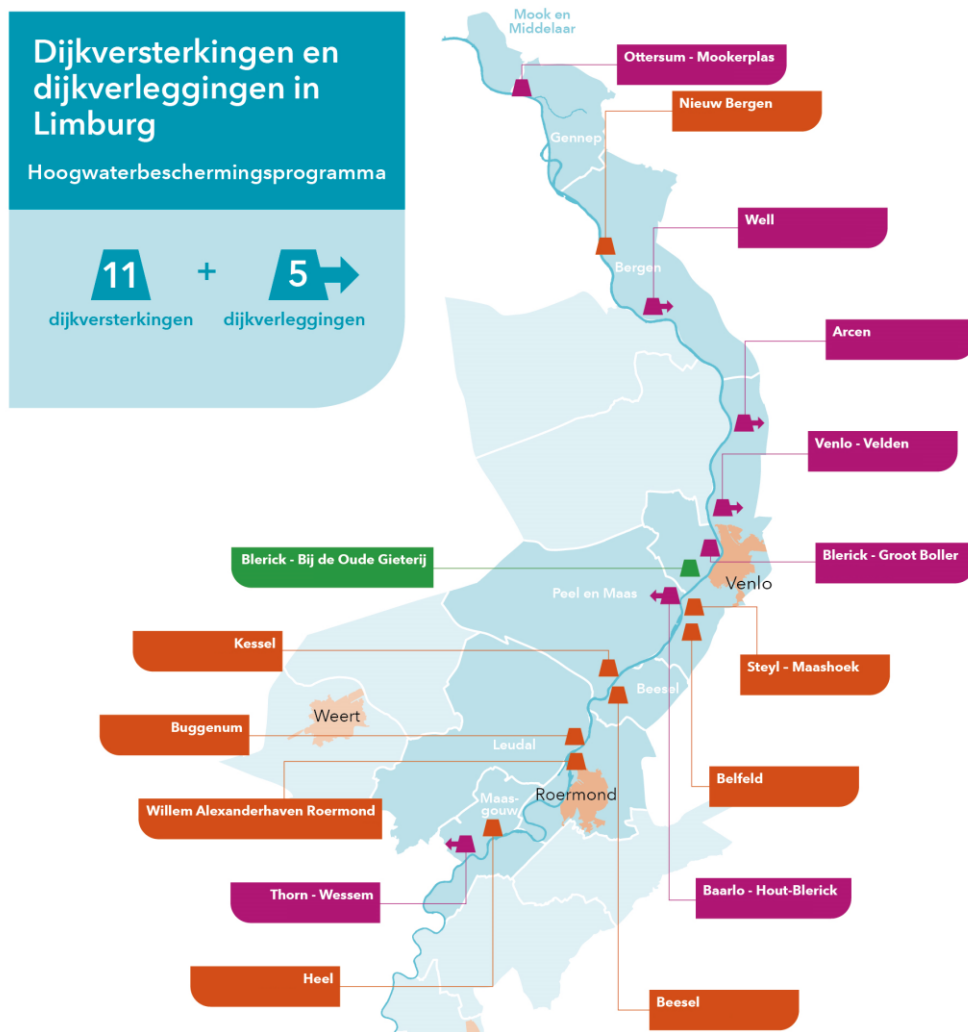
De dijken binnen het Programma HWBP Noordelijke Maasvallei voldoen niet aan de wettelijke normen voor waterveiligheid en zijn derhalve afgekeurd. De achterliggende kernen genieten momenteel niet de bescherming die ze wettelijk toekomt. De doelstelling van het programma is dan ook primair “het verbeteren van de waterveiligheid in de Maasvallei” zodanig dat deze voldoen aan de nieuwe landelijke norm. Secundaire doelstelling is het sober en doelmatig verbeteren van de gebiedskwaliteiten.

Het definiëren van uitgangspunten voor het programma is een continu proces waarmee reeds in 2016 is gestart en die periodiek geactualiseerd worden in lijn met de meest recente landelijke inzichten. Dat resulteert nu in een set van min of meer stabiele eisen. Hiermee kan de planfase van in ieder geval Well (normtraject 60.1), Arcen (65.1), Buggenum (75.1) en Roermond Willem-Alexanderhaven (76.1) worden gestart, alsmede het uitvoeringscontract voor Steyl-Maashoek (68.1) worden opgesteld. Zoals reeds in het voorwoord aangegeven is het van groot belang dat per project steeds wordt nagegaan of de uitgangspunten nog actueel zijn of dat nieuwe inzichten en/of locatiespecifieke uitdagingen vragen om aanpassing. Het betrekken van het HWBP en ADO bij de vaststelling van je uitgangspunten, wordt ter overweging aan het project meegegeven. De ligging van de normtrajecten is weergegeven in Figuur 1.

Dit rapport bevat een set uitgangspunten die, met het oog op een efficiënt werkproces, het beste aansluit op de huidige inzichten. Deze uitgangspunten zijn gezamenlijk met WL opgesteld. Bij de indeling van deze set uitgangspunten is aangesloten op het “IO.97.001 Nota van uitgangspunten planfase Nieuw Bergen, Belfeld, Beesel en Heel”, versie 1.0 van 7 september 2018.

In deze notitie worden actuele uitgangspunten gegeven voor de normtrajecten die in 2020 en 2021 één of meerdere stappen van de planvorming doorlopen. Per normtraject kunnen, zo nodig, in de ontwerpnota keuzes/aannames verder worden gedetailleerd.





Figuur 1 dijkversterkingen langs de Noordelijke Maas.

1.1 Status NVU2.0

Samen met de KlantEisenSpecificatie (KES) vormt deze uitgangspuntennotitie het pakket van eisen waaraan de waterkering moet voldoen. Hoe hiermee precies omgegaan moet worden is beschreven in paragraaf 2.10 op pagina 16.

De NVU2.0 beoogt om de ontwerpers te voorzien van de belangrijkste technische uitgangspunten, waarmee de meeste berekeningen kunnen worden gemaakt en tekeningen kunnen worden vervaardigd. In uitzonderingssituaties dienen projectspecifieke uitgangspunten te worden verzameld. En voor detaillering van tekeningen is het raadplegen van specifieke eisen in de KES noodzakelijk.

1.2 Scope

Door Waterschap Limburg (WL) wordt samen met partners DGRW, RWS, provincie Limburg en betrokken gemeenten het HWBP-programma voorbereid. Sommige van deze trajecten zitten in de uitvoeringsfase (Steyl-Maashoek,

Beesel en Heel), sommige in de planuitwerkingsfase (Nieuw-Bergen, Well, Arcen, Buggenum en Roermond Alexanderhaven) en anderen in een afwegingsfase (Lob van Gennep, Venlo, Blerick, Baarlo en Thorn-Wessem). Voor al deze programma onderdelen kan deze nota van uitgangspunten worden gebruikt onder de voorwaarde dat minimaal bij elke fase overgang en bij voorkeur voor elke ontwerpronde de uitgangspunten geëvalueerd worden.

1.3 Leeswijzer

Het HWBP programma Noordelijke Maasvallei is omstreeks 2015 gestart en is gebaseerd op de resultaten van de toetsing uit 2011/2012. Vanwege de verstreken tijd, is er op meerdere punten sprake van voortschrijdend inzicht. Daarom dient bij elk project een nieuwe afweging worden gemaakt of de versterking echt wel nodig is door scherp te toetsen en indien nodig robuust te ontwerpen.

- Scherp toetsen: indien een opgave kan worden uitgesteld dan heeft dit de voorkeur en anders onderbouwen waarom de versterking nu moet. De gehanteerde uitgangspunten moeten ook in dit licht worden gezien, waarbij het stapelen van onzekerheden voorkomen moet worden.
- Robuust ontwerpen: als duidelijk is dat er een versterkingsopgave is, doe het dan goed en kies voldoende veilige uitgangspunten die tevens voldoen aan de gestelde eis van sober en doelmatig.
- Per deelproject moeten de uitgangspunten in het kader van de ontwerprondes die leiden tot een definitief (referentie) ontwerp worden geëvalueerd.

Gelet op het voorgaande moeten de uitgangspunten in deze rapportage worden gezien als vertrekpunt en niet als "muur vast".



2 Algemene uitgangspunten

Primaire Waterkeringen dienen te voldoen aan de Waterwet. Dit betekent dat de dijk, het kunstwerk, de verholten kering, etc. zodanig is ontworpen dat de kans op een overstroming met substantiële schade of slachtoffers kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Hiertoe dient ontworpen te worden conform het vigerende Ontwerpinstrumentarium.

2.1 Ontwerpinstrumentarium

Ten behoeve van het implementeren voor de planuitwerking wordt het OI2014v4 (december, 2016) gehanteerd [ref 2]. Opgemerkt wordt dat daar waar in het vervolg van deze rapportage wordt gesproken over 'het OI2014' hiermee versie 4 van dit document wordt bedoeld.

2.2 Ontwerplevensduur (zichtperiode)

Voor de zichtperiode wordt in beginsel uitgegaan van 50 jaar ($T = 2075$). Hiervoor wordt gerekend met lineaire interpolatie tussen (2050-2100). Voor constructies is de zichtperiode 100 jaar ($T = 2125$) en wordt lineair geëxtrapoleerd. Binnen de projecten kan er, bijvoorbeeld vanuit een adaptief bouwen of LCC gedachte, afgeweken worden van deze standaard zichtperiodes. Zie verder OI2014v4, §9.3 Partieel en/of gefaseerd versterken [ref 2].

2.3 Hydraulische Randvoorwaarden

Naar aanleiding van de november 2019 release van Ringtoets / Hydra-NL worden de volgende uitgangspunten toegepast voor de bepaling van de hydraulische randvoorwaarden:

- De windstatistiek van windstation Deelen;
- Uit-integreren van onzekerheden i.p.v. de toepassing van een onzekerheidstoeslag. Dit wordt toegepast door (1) gebruik te maken van afvoerstatistiek en windstatistiek met onzekerheden en (2) modelonzekerheden toe te passen. Deze modelonzekerheden zijn als normale verdelingen gedefinieerd en moeten worden opgegeven in Hydra-NL:
 - Waterstand: Verwachtingswaarde = 0; standaarddeviatie = 30 cm;
 - Golfhoogte: Verwachtingswaarde = 0,96; standaarddeviatie = 27 cm;
 - Golfperiode: Verwachtingswaarde = 1,03; standaarddeviatie = 13 cm;



- Toepassing van de afvoerstatistiek waarin overstromingen in Wallonië zijn meegenomen (dit betreft afhankelijk van het zichtjaar de tekstbestanden, Ovkans_Borgharen_piekafvoer_OI2014_W_2015_metOnzHeid_v02.txt, Ovkans_Borgharen_piekafvoer_OI2014_W_2050_metOnzHeid_v02.txt of Ovkans_Borgharen_piekafvoer_OI2014_W_2100_metOnzHeid_v02.txt);
- Klimaatscenario W+ (onderbouwing is "redeneerlijn keuze klimaatscenario" met reviewbrief door KNMI en TU Delft);
- HOB-model met Netto waterstandseffecten (databases: HOR_F1_Maas_Oever_Netto_2015.mdb, HOR_F1_Maas_Oever_Netto_2050.mdb en HOR_F1_Maas_Oever_Netto_2100.mdb).

2.4 Faalkansverdeling

Er wordt gestart met de standaard faalkansverdeling vanuit het OI2014 (zie Tabel 1), omdat alle bezwijkmechanismen van toepassing kunnen zijn in alle normtrajecten. Op voorhand kan er niet één worden uitgesloten met bijvoorbeeld als reden dat het mechanisme fysiek niet op kan treden.

De noodzaak voor een aangepaste faalkansverdeling volgt tijdens het detailleren van het ontwerp uit het samenspel van onder meer faalmechanismen, kosten, betrouwbaarheid en ruimtelijk kwaliteit.

Voor de trajecten die de planuitwerkingsfase in gaan wordt in samenspraak met het waterschap en indien opportuun de faalkansverdeling aangepast.

Tabel 1: standaard faalkans verdeling.

Type waterkering	Faalmechanisme	Faalruimte (standaard)
Dijk	Overloop en golfoverslag	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02
	Constructief falen	0,02
Overig		0,30
Totaal		1,00



2.5 Hoogte en kruinbreedte

2.5.1 Overslagdebiet

Er wordt uitgegaan van een toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m. Deze waarde is gebaseerd op Tabel 5 uit het OI2014v4 [ref 2] en in overleg met het waterschap gekozen. Argumenten voor deze keuze zijn:

- Er zijn bij een overslag van 5 l/s/m geen eisen aan objecten en overgangen op de kruin van de dijk (bij 10 l/s/m is dit wel het geval);
- Bij een golfhoogte < 2,0 m voldoet een open zode op klei (bij 10 l/s/m is een gesloten zode vereist);
- Het waterbezwaar is bij een keuze voor 5 l/s/m dermate klein, dat effecten binnendijks (vooral wateroverlast) acceptabel worden geacht;
- Beleidsuitgangspunt: Waterschap Limburg gaat uit van een overslagdebiet van 5 l/s/m, zodat de waterkering tot aan het moment van bezwijken te voet begaanbaar is en het binnendijkse waterbezwaar beheersbaar blijft. Daarbij overwegende:
 - WL heeft relatief kleine gebieden achter de keringen ('badkuipjes');
 - WL heeft geen gemalen, maar doet alles met noodpompen. Dit is een grote operatie;
 - Verwachting is dat huidige pompen niet toereikend zijn als gevolg van toegenomen waterbezwaar (meer kwel, meer overslag) en als gevolg van hogere kering (opvoerhoogte pompen neemt met 1,0 à 1,5 m toe);
 - WL heeft al een groot waterbezwaar als gevolg van kwelwater (zand/grind ondergrond) een groot overslagdebiet daar bovenop leidt tot grotere kans op overstroming door waterbezwaar, want het valt niet meer weg te pompen.

Het verschil in kruinhoogte tussen 5 en 10 l/s/m is voor de Noordelijke Maasvallei 5 à 10 cm.

2.5.2 Kruinhoogte

Op basis van de faalkanseis, gegeven een faalkansruimte voor hoogte, dient de benodigde kruinhoogte afgeleid te worden uit de Hydra-NL berekening, waarbij:

- Wordt uitgegaan van een toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m;
- Een zichtperiode van 50 jaar voor groene dijken en van 100 jaar voor verticale constructies (tenzij binnen het project een andere onderbouwde keus wordt gemaakt met een LCC benadering, zie ook §2.2 op pagina 8);
- een taludhelling van 1 op 3 (reguliere groene dijk) of een verticale wand bij constructies (tenzij binnen het ruimtelijk ontwerp een andere onderbouwde keus wordt gemaakt en mits afgestemd met de beheerder);
- Bij aanwezigheid van uiterwaarden wordt het voorland geschematiseerd.



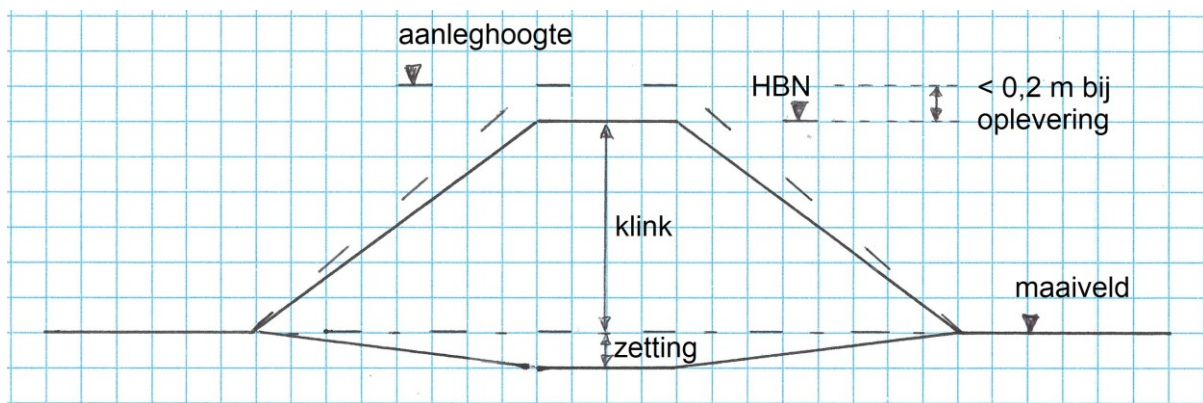
Voor het bepalen van de kruinhoogte moet probabilistisch rekenen [ref 19] worden overwogen. En elk deelproject dient deze afweging derhalve te maken. Maar in het algemeen is het zo dat het probabilistisch overslagdebiet is geënt op het falen van de grasmat. Deze debieten liggen heel hoog en resulteren in dusdanig veel water over de dijk dat het dijkringbakje alsnog vol loopt met water. Daarom wordt uitgegaan van een vast overslagdebiet van $q = 5 \text{ l/s/m}$.

2.5.2.1 Zetting en klink

Voor de dijken dient rekeningen gehouden te worden met klink van het ophoogmateriaal (zand < 5% en klei < 10% van de aangebrachte ophoging) en zettingen in de ondergrond. De zettingen in de ondergrond dienen per normtraject te worden bepaald:

- Minimaal één zettingsberekening (per normtraject) om de zetting van de ondergrond te bepalen door de ophoging van de dijk met zandige Maasklei (volumegewicht = 20 kN/m^3);
- Wanneer de bodemopbouw er aanleiding voor geeft (sterk afwijkende bodem opbouw ten opzichte van 2 m Maasklei op zand/grind) dient een extra zettingsberekening te worden gemaakt.

Derhalve is de aanleghoogte: HBN + zetting + klink (Figuur 2).



Figuur 2: verschil tussen aanleghoogte en uiteindelijk profiel.

De hoogte volgens uit de berekening van het HBN dient te worden gehanteerd in berekeningen voor macrostabiliteit, piping en bekledingen. De aanleghoogte dient te worden vermeld in het Projectplan Waterwet en het contract met de aannemer.

Voor trajecten waar geen hoogteopgave geldt, wordt geen opleveringsoverhoogte meegenomen.

Voor constructieve oplossingen wordt de hoogte bepaald bij zichtjaar 2125 en dient, indien nodig bij bepaalde bodemopbouw of constructietype (fundering op staal), rekening te worden gehouden met klink en zetting.



2.5.2.2 Bodemdaling

In Limburg speelt autonome bodemdaling geen rol. Lokaal is zelfs sprake van rijzing langs breuklijnen in de orde grootte van één tot enkele millimeters per jaar.

2.5.3 Kruinbreedte

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van een kruinbreedte van 4,5 m (dit is de standaard breedte van 3,0 m vermeerderd met 2x0,75 m wegberm). Indien het nodig is hiervan af te wijken, wordt dit duidelijk beschreven in de ontwerpnota en wordt afgestemd met beheerder, landschapsarchitecten, planproducten en kostenramers. Wanneer voor een versterking wordt gekozen voor een tuimelkade dan gelden de volgende eisen voor de kruinbreedte:

- Als de hoogte van de tuimelkade ten opzichte van de dijk, met daarop een weg of inspectiepad, minder dan 1 m is, dan is de kruinbreedte van de tuimelkade 2 m (in de VKA fase was dit nog 3 m met een eis aan de locatie van het onderhoudspad);
- In alle andere gevallen wordt ervan uitgegaan dat de tuimelkade 3 m breed is. (in de VKA fase was dit nog 4,5 m).

Ervaring leert dat een smallere wegberm 1) lastig buiten te maken is door de aannemer, omdat de semi-verharding dan weinig tot geen steun aan weerszijden heeft, 2) dat er ruimte nodig is voor het plaatsen van de dijkspaalbordjes, 3) dat de randen snel worden stukgereden / worden afgerond.

2.5.4 Hoge grond

Op basis van analyse van de aanwezige hoogte en de vereiste hoogte, is bepaald op welk punt de hoge grond voldoende robuust is om achterloopsheid te voorkomen. Hiervan is een separaat memo opgesteld [ref 3]. Aanwijzingen uit het memo dienen te worden gevolgd in het ontwerpproces.

2.6 Integraal versterken

Waterschap Limburg hanteert het uitgangspunt dat de dijken integraal versterkt worden voor de ontwerplevensduur. Dat wil zeggen voor alle faalmechanismen. Argumenten voor deze keuze zijn:

- de bestaande 1995/1996 keringen zijn nooit als primaire kering aangelegd. Een deel van de bestaande keringen bestaat uit van nature aanwezige steilranden of hoogtes in het maaiveld. De keringen die wel fysiek zijn aangelegd in 1995/1996, zijn aangelegd als tijdelijke keringen, waarbij veelal gebruik is gemaakt van lokaal materiaal. De bestaande keringen kenmerken zich veelal door het ontbreken van een kleibekleding, steil binnen- en buitentalud, een smalle kruin en veel NWO's in, onder of nabij de kering.
- Door de grote benodigde hoogteopgave in combinatie met de ontstaansgeschiedenis van de bestaande keringen gaat de gehele



waterkering toch al op de schop. Het is dan sober en doelmatig om de kering integraal te versterken.

2.7 Beheer en onderhoud

Met betrekking tot beheer en onderhoud gelden de volgende uitgangspunten:

- Overall dient in het ontwerp een onderhoudspad (voor inspectie, calamiteiten en algemene bereikbaarheid) op de kruin van de waterkering te komen. Tenzij er een openbare weg op de kruin ligt. Ligt er een openbare weg (direct) achter de kruin van de dijk dan kan veelal het inspectiepad op de kruin vervallen afhankelijk van de afstand van die weg tot de kruin/dijk (dit af te stemmen met dijkbeheerder);
- Kruinbreedte: minimaal 4,5 m (padbreedte van 3,0 m + 2x0,75 m wegberm). Indien een openbare weg op de kruin aanwezig is, wordt in principe de huidige breedte gehandhaafd (minimaal 3,5 m asfalt + 2x1,0 m berm) en in geval van een tuimelkade is een smallere breedte mogelijk (circa 3 m);
- Taludhellingen: 1:3 taluds of flauwer;
- Kruin en binnentalud moeten bestand zijn tegen overslag (of bij zeer kleine golven tegen maximaal 5 l/s/m overloop);
- Indien in huidige situatie geen weg op de kruin aanwezig is dan wordt voor een onderhoudspad uitgegaan van:
 - Onderhoudspad op de kruin wordt opgebouwd uit een zanddichtgeotextiel met voldoende sterkte en een hydraulisch gebonden verharding (of "stol"), dikte 300 mm. Voorkomen moet worden dat vervorming, verzakking of spoorvorming zou kunnen optreden;
 - Breedte onderhoudspad op kruin 3,0 m;
- Tot 2 m uit de teen is sprake van een beheerstrook (onder afschot), waar ook het kielspit van de kleibekleding aanwezig is. Bij een schaaldijk is 3 m (>0,5 m boven stuwpeil) buitendijks nodig;
- Onderhoudspad en beheerstrook zijn via de openbare weg bereikbaar en materieel kan bij voorkeur doorrijden; zo niet dient een keerlus te worden toegepast. In specifieke situaties, waarbij moeilijk voldaan kan worden aan deze eis, kan achteruitsteken over maximaal 50 meter worden toegestaan.

Ten aanzien van de bereikbaarheid van harde waterkeringen gelden de volgende uitgangspunten:

- In principe een doorgaande obstakelvrije zone van 4 m binnendijks en 1 m buitendijks;
- Voor de nieuwe situatie geldt een vrije zone van 4 m om te kunnen handelen tijdens calamiteitsituaties (zone ligt derhalve binnendijks);



- De doorgaande obstakelvrije zone moet ten alle tijde geïnspecteerd kunnen worden, demontabele keringen kunnen worden opgebouwd en noodmaatregelen kunnen worden getroffen. Afhankelijk van lokale situatie- te allen tijde voldoende ruimte moet zijn zowel in de reguliere als de calamiteitensituatie.

2.8 Buitendijks versterken en/of aanleg van nieuwe keringen

2.8.1 Redeneerlijn

Voor het buitendijks versterken van bestaande keringen wordt de “Redeneerlijn buitendijks (rivierwaarts) versterken” [ref 13] toegepast. Deze redeneerlijn is in het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma opgesteld en is een afspraak tussen het Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat en de Unie van Waterschappen en bekrachtigt in de directeurenoverleg Hoogwaterbeschermingsprogramma van 26 februari 2018.

Deze redeneerlijn is echter niet van toepassing voor de aanleg van nieuwe keringen voor de aansluiting op hoge gronden. Rijkswaterstaat (RWS-ZN) en Waterschap hebben afspraken gemaakt hoe om te gaan met de aanleg van nieuwe keringen en de impact op de rivier. Voor de locatie van een nieuwe kering moet voor elke situatie eerst een referentielijn worden bepaald op basis van de volgende 3 punten:

- a. Rivierkunde: zo min mogelijk rivierbed dient verloren te gaan;
- b. Technische haalbaarheid: een kering op de referentielijn moet wel technisch uitvoerbaar zijn;
- c. Kosten: de locatie mag niet tot veel hogere kosten leiden dan een andere locatie.

Draagvlak, ruimtelijke kwaliteit en andere aspecten zijn alleen een onderdeel van deze afweging in zeer uitzonderlijke gevallen. Mocht binnen het project een maatregel gekozen worden die verder het rivierbed in ligt dan de referentielijn, dan moeten dezelfde afwegingsaspecten van de landelijke redeneerlijn buitendijks versterken worden toegepast.

In aanvulling op de gemaakte afspraken ten aanzien van de aanleg van nieuwe keringen hebben Rijkswaterstaat en Waterschap de wens uitgesproken om vanuit het gehele programma na te denken over rivierkundige compensatie. Kleine versnipperde vergravingen moeten voorkomen worden. Zowel vanuit kosten als vanuit bijdrage aan een robuust Maassysteem is het beter om voor één grote maatregel te kiezen. Er is afgesproken dat de compensatie binnen het gehele programma plaats mag vinden en niet altijd persé per locatie apart hoeft. Hiervoor wordt een boekhouding bijgehouden door middel van een afwegingstabel.



2.8.2 Opstellen van de afwegingstabel

In de afweging en onderbouwing van de kansrijkheid van mogelijk compenserende maatregelen wordt onderstaande volgorde aangehouden:

1. Kansen voor dijk teruglegging worden integraal als onderdeel van het dijkversterkingsproject gezien en afgewogen. Daar waar ruimte is voor een dijk teruglegging maar deze niet wordt toegepast, zal in de tabel een onderbouwing opgenomen worden waarom de maatregel niet wordt uitgevoerd;
2. Kleine eenvoudige maatregelen die op korte termijn te verzilveren zijn. Betreft lokale maatregelen waar je toch al met de dijk aan de slag gaat;
3. In lijn met IRM zoveel mogelijk doelen combineren. Of te wel, zo veel mogelijk meekoppelen met lopende projecten. Dat zal met name KRW maatregelen betreffen (korte termijn) en eventueel nog Deltaprogramma maatregelen (korte tot middellange termijn);
4. Overige nieuwe losse maatregelen worden als minst kansrijk betiteld.

Overige kaders/richting die van belang kunnen zijn bij bepaling van kansrijkheid van een maatregel en/of welke compenserende maatregelen worden toegepast zijn:

- Lokaal compenseren is vooral belangrijk voor stromend regime. Voor bergend regime is lokaal compenseren minder bepalend en kan eerder gekozen worden om op grotere afstand van de projectlocatie te compenseren;
- Compenseren van bergend regime gebeurt bij voorkeur op een locatie dicht bij de Maas (dichter bij stromend regime).

2.9 Raakvlakken

Bij het ontwerp moet rekening worden gehouden met de volgende raakvlakken:

- Diverse conditionerende onderzoeken;
- Herinrichting beeksystemen;
- Standaard faalkansverdeling en analyse drempelhoogte demontabele keringen;
- Algemene eisen vanuit de legger waterkeringen:
 - Kernzone: de kernzone betreft het nieuwe waterstaatswerk inclusief de beheerstrook van 2 m.
 - Beschermingszone: bij waterkeringen lager dan 1,0 m 10 m en anders 20 m;
 - Profiel van vrije ruimte: tweemaal beschermingszone, dus 20 of 40 m uit kernzone (niet in bebouwd gebied);
 - Buitenbeschermingszone: 125 m uit kernzone.

De zonering moet op basis van het opleverdossier worden aangescherpt via het reguliere proces waarbinnen de legger wordt aangepast en vastgesteld.



2.10 SE/KES

Er bestaat een set (KES) eisen programmabreed. Daarnaast zijn er per project projectspecifieke eisen maar per project kan er ook (gemotiveerd) afgeweken worden van de programmabrede eisen. Afwijken van eisen vereist een afstemming met de bron.

De ontwerper dient zich er bewust van te zijn dat hij/zij er verantwoordelijk voor is om de eisen uit de KES in het ontwerp te integreren.

Het IPM team zorgt ervoor dat alle SE-producten beschikbaar en actueel zijn. Te weten: functieboom en objectenboom, systeem specificatie, Klant Eis Specificatie (KES) en trade of matrixen (TOM's) voor belangrijkste ontwerpkeuzes in de planstudie (onderdeel van ontwerpnota's).

Het IPM team draagt verder zorg voor honorering van klanteisen en voor het congruent maken en houden van KES en VSE.



3 Uitgangspunten geotechniek en dijk

De vigerende bovenliggende norm is het OI2014 [ref 2]. In beginsel dient hiervan uit te worden gegaan bij berekeningen tenzij in deze NVU een ander voorschrift is opgenomen of bij een bezwijkmechanisme specifiek naar een andere onderliggende norm wordt verwezen.

3.1 Op- en afritten

De waterkering moet zonder op- en afritten volledig zelfstandig waterkerend zijn. Aan de afrit mag dus niet de functie van steunbeer worden toegekend. Op- en afritten mogen ook geen negatief effect hebben op de stabiliteit van de waterkering. Ten aanzien van de bekleding maken de op- en afritten wel onderdeel uit van de dijk en dienen deze aan dezelfde bekledingseisen te voldoen als de rest van het dijklichaam.

3.2 Bodemgesteldheid

De vigerende normen voor het vaststellen van grondparameters zijn:

- Piping: Schematiseringshandleiding Piping [ref 8];
- Macrostabieliteit: Schematiseringshandleiding macrostabieliteit [ref 7], hoofdstuk 7, bijlage B4.5 en bijlage E;
- Eindige element methode (EEM berekeningen): [ref 21].

Indien een specifieke bodemopbouw blijkt uit boringen en/of sonderingen sterk afwijkt van de kenmerkende situatie in de Maasvallei, mag afgeweken worden van de parameters in deze paragraaf. De voorwaarde hierbij is dat er een sluitende geohydrologische c.q. geotechnische onderbouwing wordt gegeven op basis van TAW richtlijnen en/of ENW goedgekeurde publicaties.

3.2.1 Grondmechanische schematisatie

Over het algemeen is in de Maasvallei op maaiveldniveau een dunne (1 à 2 m) deklaag aanwezig van zandige klei behorende tot de Formatie van Beegden (met name in Roermond Alexanderhaven) of zijnde een Holocene afzetting. Deze kleilagen zijn over het algemeen relatief goed doorlatend en sterk gestructureerd door veelvuldige uitdroging. Lokaal is ook siltige klei aanwezig met dikwijls een antropogeen karakter, die een lagere doorlatendheid bezit. Boven de 15 kN/m³ stoofdroog volumegewicht is sprake van zandige klei en onder 15 kN/m³ is sprake van siltige klei.

Op de overgang van deklaag naar watervoerend pakket (alsmede in de deklaag) is in veel gevallen een fijnere zandlaag aanwezig behorende tot de Formatie van



Boxtel, Formatie van Beegden of zijnde een Holocene afzetting. Deze laag is potentieel pipinggevoelig.

Het relatief goed doorlatende watervoerend pakket bestaat uit overwegend grof zand en grind en in ieder geval het bovenste deel behoort tot de Formatie van Beegden. Daaronder kunnen de volgende grondlagen aanwezig zijn, afhankelijk van de ligging in de maasvallei (grofweg van noord naar zuid):

- Zand behorende tot de kiezeloöliet Formatie;
- Glauconiet houdende zand behorende tot de Formatie van Breda;
- Zand behorende tot de Formatie van Sterksel.

Zandige klei in de dijk en op andere plaatsen in het bodemprofiel vertoont veel gelijkenissen qua sterkteparameters. Alleen in de mate van overconsolidatie is een duidelijk verschil aanwezig.

Op basis van de begin 2020 beschikbare grondonderzoeken en gebiedskennis wordt de bodemopbouw vastgesteld voor de start van de planuitwerking. Gaandeweg de planuitwerking komt ook het nog uit te voeren uitgebreide grondonderzoek beschikbaar, wordt een geotechnisch lengteprofiel gemaakt en vindt een verificatie plaats.

De samenstelling van de aanwezige dijklichamen is veelal niet bekend.

3.2.2 Geotechnische parameters

Op basis van de schematiseringshandleidingen van Rijkswaterstaat, uitkomsten van POV piping en macrostabiliteit, de SOS, het uitgebreide veldonderzoek en laboratoriumonderzoek van IBM uit de periode 2017-2020 en gebiedskennis is een set met grondparameters vastgesteld. De parameters zijn vastgesteld voor geologische Formaties en derhalve toepasbaar binnen het hele plangebied "Noordelijke Maasvallei".

In Tabel 2 tot en met Tabel 9 zijn de sterkteparameters opgenomen en voor het vaststellen ervan, zijn de bevindingen in de rapportage grondgedrag aangehouden [ref 12] en het interpretatierapport [ref 20].

De verouderde proevenverzameling voor "De Zandmaas" [ref 1] wordt niet meer gebruikt maar is nog wel relevant als achtergronddocument en wordt daarom hier benoemd. In deze verouderde proevenverzameling is onder andere de fysische samenstelling (grofheid zandlagen) vastgesteld en de sterkte volgens het Mohr-Coulomb grondgedragmodel.



3.2.2.1 Dikte watervoerend pakket

Tijdens de verkenning tot en met de start van de planuitwerking kan uitgegaan worden van de geologische opbouw zoals aangegeven in Tabel 2. **DE**

BOVENGRENS C.Q. DE MAXIMALE WAARDE IN DE LAATSTE KOLOM MOET ALS

REKENWAARDE WORDEN GEHANTEERD IN DE PIPINGBEREKENINGEN. Deze opbouw is afgeleid uit SOS, REGIS, Ibrahim en aangevuld met gebiedskennis. Tijdens de planuitwerking dient een detaillering te worden uitgevoerd op basis van lokaal grondonderzoek.

Tabel 2: geologische opbouw watervoerend pakket.

Normtraject		Bandbreedte dikte (m)							Maximale dikte (m)
		Holoceen	Boxtel	Beegden	Sterksel	Stamproy	Kiezeloöliet	Breda	
Iob van Gennep	54.1	er wordt lokaal onderzoek uitgevoerd							
Nieuw Bergen	57.1	1,25	1,25	10 à 15			7,5	*	25
Well	60.1	1,25	1,25	10 à 15			7,5	*	25
Arcen	65.1	2,5		15			> 5	*	> 22,5
Steyl-Maashoek	68.1	1	1	3 à 15			*		15
Baarlo	70.1		2,5	10			*		12,5
Buggenum	75.1	2,5		7,5 à 15	7,5 à 15	*			30
Alexanderhaven	76.1	2,5		7,5 à 15	7,5 à 15	*			30
Thorn-Wessem	79.1	0 à 5		22,5	22,5	*			45

* = beschouwd als scheidende laag

3.2.2.2 Doorlatendheid zandlagen

In Tabel 3 zijn indicatieve waarden voor de doorlatendheid gegeven. Deze waarden zijn inzichten uit POV piping verkenning "Maasklei en grindlagen" [ref 6]. Voor het bepalen van de doorlatendheid van een samengesteld watervoerend pakket dient, conform de schematiseringshandleiding piping [ref 8], het gewogen gemiddelde te worden bepaald. Behalve wanneer de bovenste laag een hogere doorlatendheid heeft dan k_{eq} . In dat geval geldt de k_D van de bovenste laag [ref 8].

$$k_{eq} = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2 + \dots k_n d_n}{d_1 + d_2 + \dots d_n}$$

Waarin:

k_{eq} : equivalente doorlatendheid [m/dag]

n : aantal lagen in watervoerend pakket

d : dikte laag [m]

k : doorlatendheid laag [m/dag]



VOOR PIPINGBEREKENINGEN MOET DE KARAKTERISTIEKE WAARDE VAN KEQ EN d_{70} WORDEN GEHANTEERD. Deze moet worden vastgesteld volgens het stappenplan in paragraaf 3.5.2 op pagina 37.

Tabel 3: indicatie gemiddelde doorlatendheid per Formatie.

Formatie	Holoceen	Boxtel	Beegden	Sterksel	Stamproy/ Kiezeloöliet	Breda
Doorlatendheid (m/dag)	15 à 20	10 à 15	75 à 175	25 à 65	10 à 15	<5

3.2.2.3 Zandgrofheid pipinggevoelige laag

Vanwege de veelvuldig voorkomende situatie van een deklaag van zandige klei op een dunne (< 1 m) laag van relatief fijn zand op een ondergrond van zand met grind, moet de Noordelijke Maasvallei als potentieel pipinggevoelig worden beschouwd.

Alleen wanneer de deklaag direct op grind ligt of sprake is van de combinatie kleine kerende hoogte ($< 1,5$ m) met dunne (< 1 m) goed doorlatende deklaag ($> 0,5$ m/dag), is er geen sprake van een pipinggevoelige opbouw. Lokaal komt deze opbouw voor. Hierbij wordt opgemerkt dat uit onderzoek van Deltares blijkt dat grindhoudend zand minimaal factor 1,8 sterker is, afgaande op uitgebreide proeven van Allen (2018). Grind is naar verwachting nog sterker maar dit kan niet met proefresultaten goed worden onderbouwd door verschillen in samenstelling (bron bijlage 3).

De d_{70} waarden zijn samengesteld uit meerdere onderzoeken die in de afgelopen jaren hebben plaatsgevonden in de Noordelijke Maasvallei. Ter informatie en voor de beeldvorming over de d_{70} per verschillende geologische formatie, zijn meerdere normtrajecten in Tabel 4 gerapporteerd. Van Roermond Willem Alexanderhaven is (nog) geen analyse van historische gegevens beschikbaar. Voor Steyl-Maashoek is vanwege de hoge ligging van het achterland piping niet bijzonder relevant. Zonodig kunnen de gegevens van Venlo worden gebruikt.

Voor de variatie dient uitgegaan te worden van de bovengrens waarde die gegeven is in het WBI2017 van $v = 0,12$.



Tabel 4: indicatie gemiddelde d_{70} Noordelijke Maasvallei.

Bron grondonderzoek	Normtraject	Jaar	$d_{70;gem}$ Holocene (μm)	$d_{70;gem}$ Boxtel (μm)	$d_{70;gem}$ Beegden 1 (μm)	$d_{70;gem}$ Beegden 2 (μm)
Iob van Gennep	54.1	2011	er wordt lokaal onderzoek uitgevoerd			
HWBP - Nieuw Bergen	57.1	2019	390	380	n.v.t.	700
POV piping (Well)	60.1	2017	$294*1,3=380$	n.v.t.	n.v.t.	$391*1,3=510$
HWBP – Well	60.1	2017	n.v.t.	n.v.t.	430 (niet uitgesplitst)	
SOS – Arcen	65.1	2017	n.v.t.	230	310-330	550
SOS – Venlo	68.x	2017	n.v.t.	n.v.t.	260	400
Piping onderzoek (Venlo)	68.1	2013	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	390
Baarlo	70.1	2011	er wordt lokaal onderzoek uitgevoerd			
Piping onderzoek (Buggenum)	75.1	2013	340	n.v.t.	340	n.v.t.
POV piping (Thorn)	79.1	2017	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	$349*1,3=450$
Piping onderzoek (Thorn)	79.1	2013	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	425
Proevenverzameling Zandmaas	55 t/m 80	2011	$250*1,3=325$ (niet uitgesplitst)		$450*1,3=585$ (niet uitgesplitst)	

3.2.2.4 Critical state sterkte grondlagen

Van aanwezige Antropogene, Holocene en laat Pleistocene grondlagen zijn de sterkte eigenschappen bepaald.

De Formatie van Beegden bevat sedimenten die door de Maas zijn afgezet op de hogere rivierterassen, voordat het huidige Maasdal werd gevormd. In het huidige Maasdal zijn voornamelijk afzettingen aanwezig, die als Holocene worden aangemerkt.

Ten noorden van Gennep, waar de Niers in de Maas vloeit, worden sedimenten van de Maas tot de Formatie van Echteld gerekend. Dit omdat de Rijn in het Saalien-glaciaal via het Niersdal stroomde en er ten noorden hiervan ook materiaal aanwezig is dat door de Rijn werd aangevoerd. Voor parameters van deze klei wordt verwezen naar de schematiseringshandleiding macrostabiliteit.

Bijzonderheden over voorkomen van lagen:

- De siltige antropogene klei wordt met name in normtraject Heel aangetroffen, maar is ook aanwezig langs andere trajecten in de Maasvallei;
- De klei die tot de Formatie van Beegden wordt gerekend wordt voornamelijk in Roermond aangetroffen.



De sterkte parameters die in de berekening moeten worden toegepast staan in het navolgende overzicht. De opgegeven bandbreedte volgt uit de ondergrenswaarden van de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [ref 7] en het interpretatierapport [ref 20].

De in Tabel 5 en Tabel 6 **blauw** gemarkeerde cellen zijn waarden, die vastgesteld zijn op basis van laboratoriumonderzoek op lokaal gestoken monsters. De overige waarden zijn standaard waarden.



Tabel 5: geotechnische sterkteparameters CSSM.

Grondlaag	Formatie	γ_{droog} (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	S_{kar}	m_{kar} (-)	POP_{kar} (kPa)	$\varphi'_{\text{cv;kar}}$ (°)
Zand dijk	antropogeen	n.v.t.	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	29,0
Klei dijk	antropogeen	16 à 17	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	30,5
Klei zandig	Holoceen	16 à 17	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	30,5
Klei siltig	antropogeen	13 à 15	17,8	18,6	0,24	0,89	12	n.v.t.
Klei	Beegden	proeven nog uit te voeren, uitgaan van standaard phi uit [ref 7]					50	29,9
Lokale beekdalafzettingen (veen)	Holoceen	n.v.t.	11	11	0,3	0,8	15	n.v.t.
Lokale beekdalafzettingen of opgevolde Maasmeanders (organische klei)	Holoceen	n.v.t.	14	14	0,22	0,8	10	n.v.t.
Zand, matig grof (hoekig zand)	Holoceen	n.v.t.	18	20	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	32,4
Zand, matig fijn (afgerond zand, windafzetting)	Boxtel	n.v.t.	17	19	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	28,6
Zand, grof / grind, fijn	Beegden	17,0	18,5	20,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	31,5 à 32,0 *

γ_{droog} = stoofdroog volumiek gewicht

γ_{nat} = veldvochtig volumiek gewicht

γ_{sat} = verzadigd volumiek gewicht

S_{kar} = ongedraineerde schuifsterkte ratio, karakteristieke waarde

m_{kar} = sterkte toename exponent, karakteristieke waarde

POP_{kar} = overconsolidatie, karakteristieke waarde

$\varphi_{\text{cv;kar}}$ = hoek van inwendige wrijving, constant volume (eindrek / critical state dus $\psi = 0^\circ$) karakteristieke waarde

* in tegenstelling tot de verwachting is dat de $\varphi_{\text{cv;kar}}$ van grindhoudend zand lager dan volgens de schematiseringshandleiding [ref 7]



3.2.2.5 Samendrukkingsparameters

De klei in het projectgebied dient door de sterke mate van uitdroging onder dagelijkse omstandigheden te worden gezien als vaste klei. De variatiecoëfficiënt van de isotachenparameters bedraagt 0,4 en van de waarde van pre overburden pressure 0,25. De parameters in Tabel 6 zijn ontleend aan het interpretatierapport [ref 20].

Tabel 6: isotachen parameters.

grondsoort	A (-)	B (-)	C (-)	POP (kPa)
klei in de dijk (antropogeen)	2,5E-03	3,0E-02	6,0E-04	35
zandige klei deklaag (Holoceen)	2,5E-03	3,0E-02	6,0E-04	15
zandige klei deklaag (Beegden)	2,5E-03	3,0E-02	6,0E-04	50
siltige klei (veelal antropogeen)	4,0E-03	4,2E-02	1,3E-03	variabel

Waarin:

A, B, C = isotachen samendrukkingsparameters

POP = pre overburden pressure

3.2.2.6 EEM parameters

Voor de grondparameters dient te worden uitgegaan van navolgende tabellen. De grondlaagopbouw dient te worden bepaald uit het lokaal beschikbare grondonderzoek. Het volume gewicht en de hoek van inwendige wrijving dienen te worden afgeleid uit Tabel 5.

Het is toegestaan om in afwijking van de critical state theorie enige cohesie aan oppervlakkige lagen (maximaal 2 kPa) of zandlagen (maximaal 0,5 kPa) toe te kennen om numerieke instabiliteit op te lossen.

In verband met opbarsten dient in Plaxis de opgebarsten cohesieve laag weg te worden gelaten uit de schematisatie. Voor de stijfheidsparameters (λ^* en κ^*) geldt een variatiecoëfficiënt van 0,4 en voor de m-waarde en de sterkteparameters (α , G en γ_f) een variatiecoëfficiënt van 0,1. De stijfheidsparameters voor het hardening soil model zijn gebaseerd op expert judgement en correlaties met sonderingen. Het betreffen derhalve richtwaarden die op basis van lokaal beschikbare sonderingen geverifieerd moeten worden.

Tabel 7: geotechnische parameters Soft Soil model.

grondsoort	λ^* (-)	κ^* (-)
klei in de dijk (antropogeen)	0,026	0,005
zandige klei deklaag (Holoceen)	0,026	0,005
klei (Beegden)	0,026	0,005
siltige klei (veelal antropogeen)	0,030	0,006

Waarin:

λ^* = gemodificeerde samendrukkingsindex

κ^* = gemodificeerde zwelindex



Tabel 8: geotechnische parameters Hardening Soil model.

grondsoort	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	m (-)
fijn zand (fluviatiel Beegden of Holoceen)	15.000	15.000	45.000	0,5
fijn zand (eolisch Bostel)	30.000	30.000	90.000	0,5
grindhoudend zand (Beegden)	15.000	15.000	45.000	0,5

Waarin:

E_{50} = secant stijfheid in standaard gedraineerde triaxiaalproef

E_{oed} = tangent stijfheid in samendrukkingsproef

E_{ur} = stijfheid bij ontlasten/herbelasten

m = mate van spanningsafhankelijkheid van de stijfheid

Tabel 9: geotechnische parameters SHANSEP, NGI-ADP model.

grondsoort	a (-)	m (-)	G/s_u^A (-)	γ_f^C (%)	γ_f^{DSS} (%)	γ_f^E (%)
siltige klei (veelal antropogeen)	0,24	0,89	100	5	7,5	10

Waarin:

a = Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio (=S)

m = mate van spanningsafhankelijkheid van de stijfheid

G/s_u^A = Proportionaliteitsratio (glijdingsmodulus en ongedraineerde schuifsterkte)

γ_f^C = Bezwijkrek in triaxiaal compressie

γ_f^{DSS} = Bezwijkrek in direct simple shear

γ_f^E = Bezwijkrek in triaxiaal extensie

3.3 Freatische lijn en potentiaalberekening

De vigerende norm is het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken TRWD [ref 5]. In beginsel dient hiervan uit te worden gegaan bij berekeningen tenzij in deze NVU een ander voorschrift is opgenomen.

3.3.1 Freatische lijn

Er zijn geen (peilbuis)metingen van de freatische lijn in de dijk beschikbaar, omdat er pas bij grote herhalingsstijden ($T > 25$ jaar) zoveel water tegen het buitentalud aan staat, dat een gebiedsdekkend meetresultaat ontstaat.

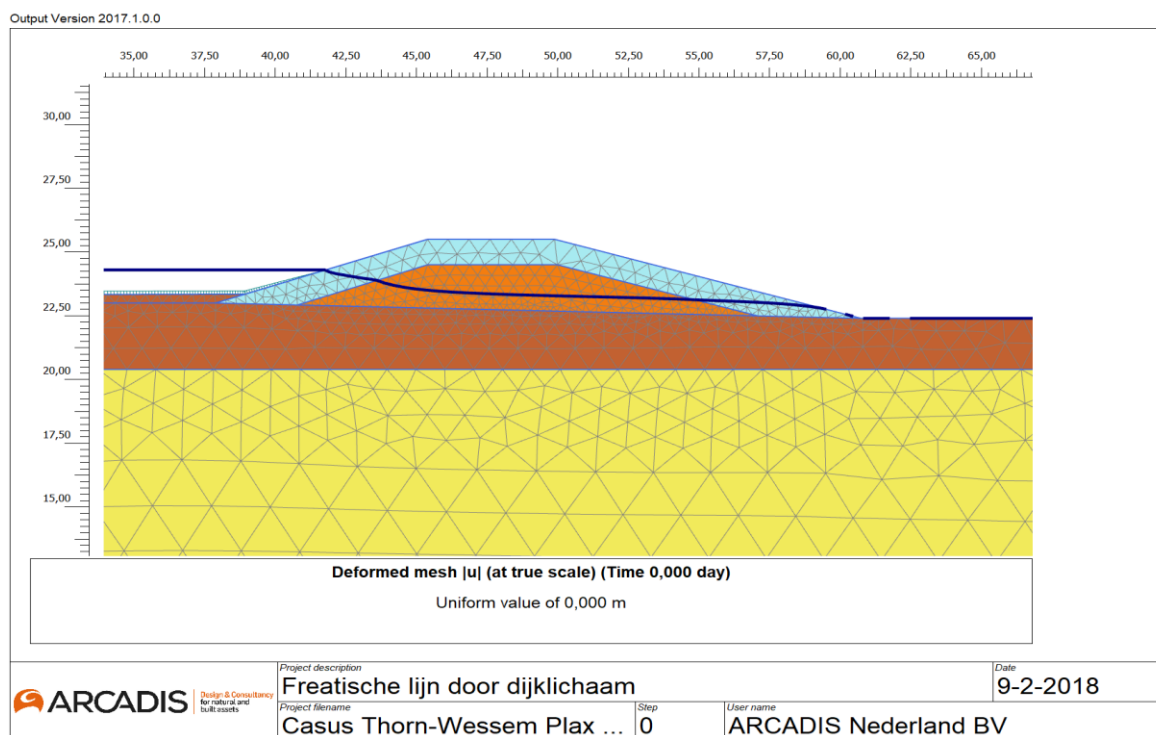
3.3.1.1 WBN zonder overslag

Voor de freatische lijn is een Plaxflow analyse uitgevoerd met doorlatendheid parameters die aansluiten bij de POV piping (Tabel 10). Realistische variaties in de te hanteren parameters leiden niet tot substantiële verschillen. Het berekende resultaat is weergegeven in Figuur 3. Het berekeningsresultaat sluit goed aan bij het TRWD [ref 5]. Aan de hand van deze berekening wordt een schematisatie gehanteerd zoals gepresenteerd in Figuur 4.

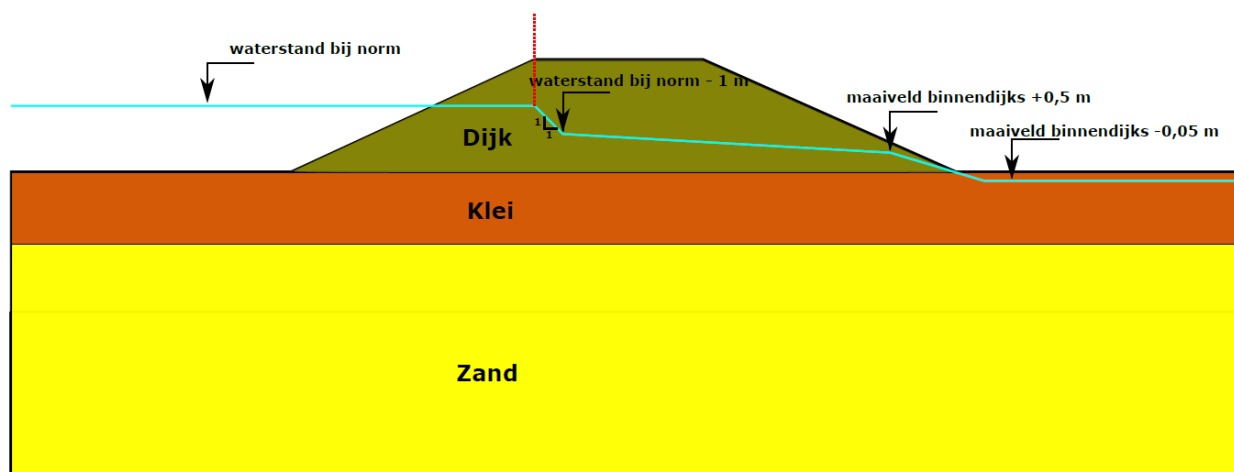


Tabel 10: gehanteerde parameters Plaxflow analyse.

Grondsoort	Doorlatendheid [m/dag]
Dijkmateriaal(kern)	0,25
Dijkmateriaal (gestructureerd)	1
Klei deklaag	0,5
Zand	100 (geldt alleen voor onderhavig voorbeeld)



Figuur 3: freatische lijn door dijklichaam Plaxflow bij STBI.



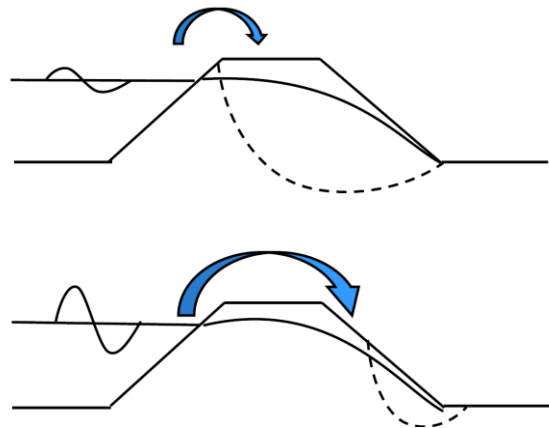
Figuur 4: schematisatie freatische lijn bij STBI.



3.3.1.2 WBN met overslag

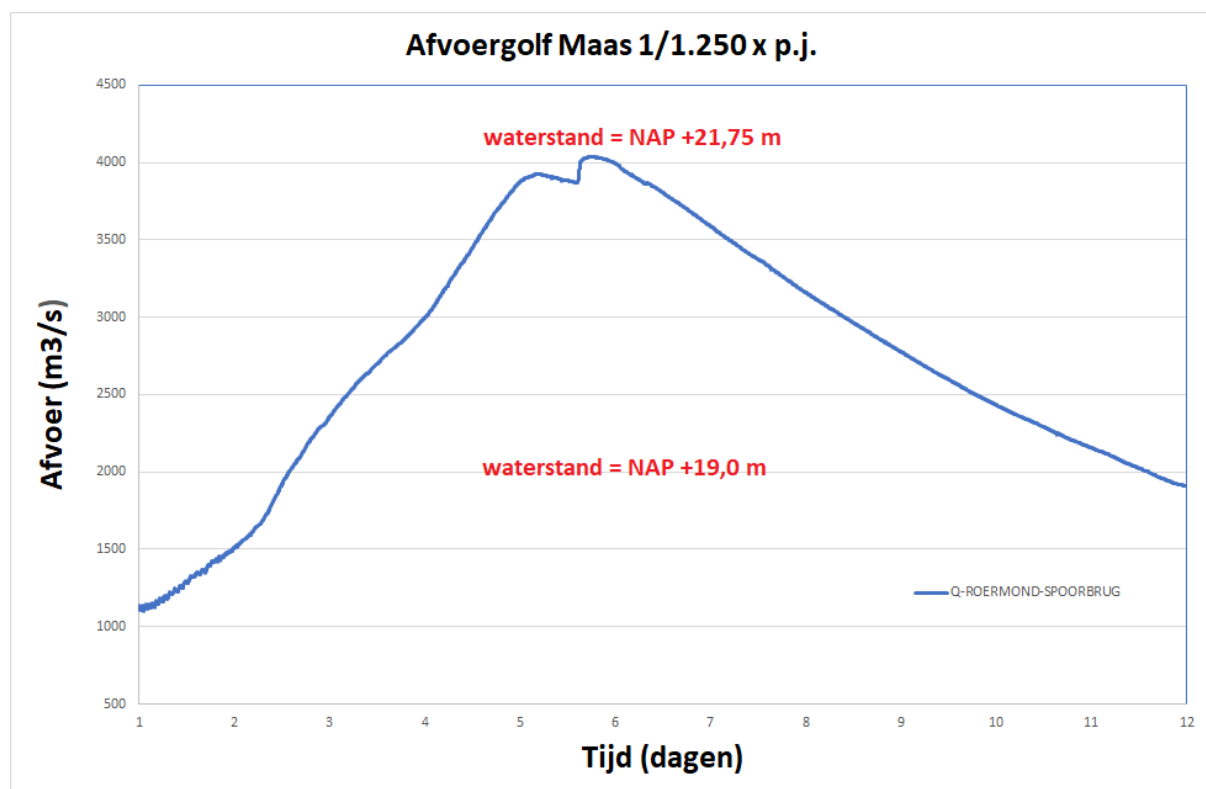
Doordat het mogelijk is om met een groot overslagdebiet ($q > 5 \text{ l/s/m}$) te ontwerpen, moet rekening worden gehouden met een extra belastinggeval, van een (bijna) verzadigd dijklichaam bij beschouwing van macrostabiliteit binnenwaarts.

Voor schematisatie van de freatische lijn dient de methode in de KPR factsheet [ref 17] te worden gebruikt (zie schets hier rechts).



3.3.1.3 bij val vanaf WBN

Uit de analyse van de afvoergolf (Figuur 5) blijkt dat het water tot WBN stijgt in circa 3 dagen tijd vanaf een vaker voorkomend hoogwater (circa $2.000 \text{ m}^3/\text{s} \approx 1/5 \text{ à } 1/10 \times \text{p.j.}$). De val gaat ongeveer tweemaal zo traag en duurt 6 dagen. De bijbehorende waterstanden, die stroomafwaarts van Roermond afvlakken, zijn NAP +21,75 m en NAP +19,0 m.

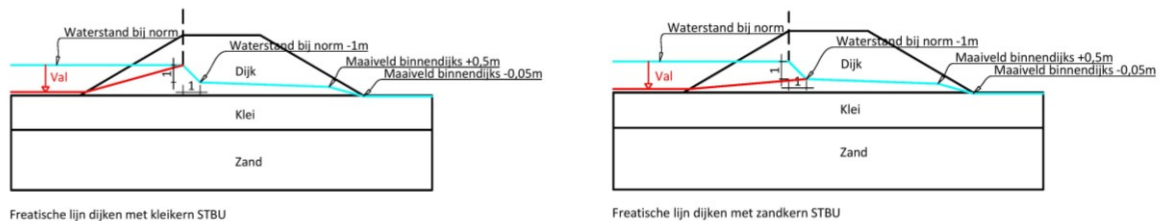


Figuur 5: afvoergolf Roermond spoorbrug (1/1.250 x p.j.).

Gelet op het voorgaande wordt het verantwoord geacht om in een stationaire situatie te rekenen met een val van 2,75 m, waarbij in dijken met een zandkern 1 m val wordt meegenomen. Uiteraard volgt in dijken met een kleikern de



freatische lijn het buitentalud (min of meer) vanaf WBN tot WBN -2,75 m. Het aanhouden van een gedeelte van de val in dijken met een zandkern (hier aangenomen op 1 m) is een vuistregel die door verschillende adviesbureaus wordt aangehouden. Hieraan ligt geen norm ten grondslag; het is expert judgement.



Figuur 6: schematisatie freatische lijn STBU (links=kleikern / rechts=zandkern).

3.3.1.4 Bij strijken stuw

Wanneer een stuw wordt gestreken vanwege ijsgang of wordt aangevaren (zoals het geval was in 2017 bij Grave), daalt de waterstand snel enkele meters in het bovenstroomse pand. Voor langsconstructies en schaar dijken kan dit belastinggeval maatgevend zijn en daarom dient een berekening te worden gemaakt met (gereduceerde) veiligheidsfactoren (bijvoorbeeld schematiseringsfactor = 1,0 en schadefactor = 1,0) die recht doen aan het soort situatie, namelijk een calamiteit. De maatgevende waterstand (laagwater) in die berekening betreft het stuwpeil benedenstrooms van de te strijken stuw (zie Tabel 11).

Tabel 11: indicatie stuwpeilen Maas.

stuw	Thorn	Roermond	Belfeld	Sambeek	Grave	Lith
peil bovenstrooms (m +NAP)	20,7	16,7	14,0	11,1	7,85	4,85

3.3.1.5 Bij extreme neerslag

Vaak ligt het stuwpeil enkele meters lager dan het maaiveld, waardoor er geen sprake is van opbolling van de grondwaterstand in het dijklichaam zelf (wel in de diepere lagen onder de dijk). Bij extreme neerslag zal de grondwaterstand in het dijklichaam daardoor niet stijgen, tenzij sprake is van een voor de regio "buitengewoon" laag maaiveld (op stuwpeil + 1 m of lager). In de situatie met "buitengewoon" laag maaiveld dient de opbolling van de freatische lijn door extreme neerslag te worden bepaald conform TRWD [ref 5].



3.3.1.6 Bij drainage van de binnenteen

Een drainage nabij de binnenteen kan een maatregel betreffen tegen microstabiliteit of tegen piping. In beide gevallen dient het effect van de drainage op de freatische lijn en stijghoogte met grondwaterstromingsberekening te worden bepaald (zie stroomschema Figuur 4.15 in Publicatie "Drainagetechnieken" [POV, mei 2018]) of met de volgende vuistregels te worden ingeschat:

- Drainage in binnenteen: de freatische lijn bij de binnenteen is gelijk aan maaiveldniveau (onder de kruin verandert deze niet) en de stijghoogte blijft ongewijzigd;
- Drainage- en filterconstructie in achterland tegen piping: de freatische lijn in het dijklichaam blijft ongewijzigd en de potentiaal in de zandondergrond neemt bij de binnenteen met 50% af ten opzichte van de berekende potentiaal zonder drainagefilter (bij de buitenteen verandert deze niet).

3.3.2 Potentialen

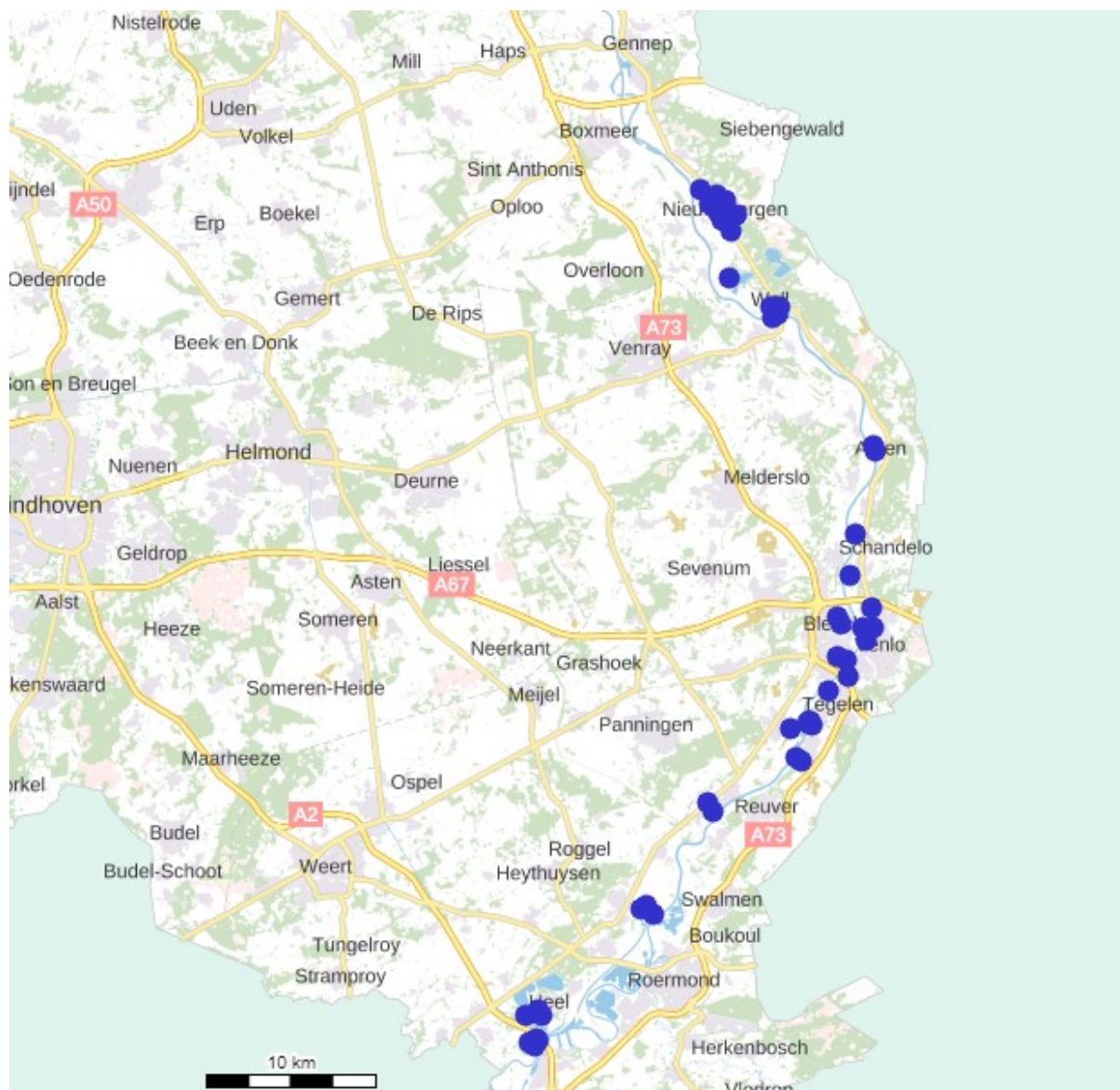
Het stijghoogteverloop in het watervoerend pakket wordt per doorsnede berekend met analytische formules (tenzij metingen beschikbaar zijn), waarbij het volgende geldt:

- kD op basis van POV piping of, indien aanwezig, lokaal onderzoek en met als terugvaloptie DINOloket;
- Dikte deklaag op basis van lokaal onderzoek;
- Weerstand deklaag inschatten op basis van classificatie, zandige klei: 0,1 – 1 m/dag;
- Waterstand bij norm op basis van §2.3.

Indien metingen beschikbaar (zie Figuur 7) zijn dienen de waterspanningsmodelleringen van de dijk gecontroleerd te worden op basis van waterspanningsmetingen en peilbuismetingen. Naast de metingen van het programma Noordelijke Maasvallei zijn er in het beheerregister van WL lange meetreeksen beschikbaar (onder andere Thorn en Buggenum).

Voor stijghoogtebepaling in ruimtelijke knelpuntsituaties bij de dijk dient gebruik gemaakt te worden van het YBRAHIM-model van WL.





Figuur 7: meetlocaties stijghoogte.

3.4 Macrostabieleit (STBI - STBU)

De vigerende norm is de schematiseringshandleiding macrostabieleit [ref 7]. In beginsel dient hiervan uit te worden gegaan bij berekeningen tenzij in deze NVU een ander voorschrift is opgenomen.

3.4.1 Uitvoeringsfase en eindfase

In een opgesteld memo door Deltares [ref 14] wordt gesteld dat de faalkans voor macrostabieleit in de uitvoeringsfase groter is dan in de eindfase door overhoogte en wateroverspanningen in de ondergrond. Hierin wordt gesteld dat de waterkering 4 jaar na oplevering aan de faalkans zoals vastgelegd in de waterwet moet voldoen.



Voor de situatie in Limburg, waar voornamelijk zandige ondergronden in combinatie met gestructureerde klei voorkomen is deze periode (van 4 jaar) ruim voldoende lang om tot de eindsterkte van de dijk te komen. De consolidatie periode duurt hooguit enkele maanden tot een half jaar en door dit gegeven wordt enkel ontworpen op de eindfase.

3.4.2 Berekening

Voor elk normtraject dient op basis van al het lokaal beschikbare grondonderzoek het lengteprofiel met laagdiktes – en indien mogelijk ook de grondparameters – het ontwerp verfijnd te worden. Daarvoor is het onderstaande stappenplan ontwikkeld (zie ook ref 12 voor de uitgebreide versie):

Stap	Omschrijving
1	Opstellen sectie indeling binnen normtraject op basis van topografie, geometrie en bodemopbouw
2	Berekenen karakteristieke sterkte parameters uit triaxiaalproeven en indien niet beschikbaar hanteer de standaardwaarden in Tabel 5 op pagina 23
3	Toekennen van sterkte parameters aan grondsoorten met behulp van geotechnische lengteprofielen en/of lokaal onderzoek
4	Berekening van macrostabiliteit per sectie (met navolgende uitgangspunten), met als uitkomst de stabiliteitsfactor

Bij het uitvoeren van berekeningen wordt altijd gekeken naar de maatgevende doorsnede/locatie voor het desbetreffende faalmechanisme.

3.4.2.1 Grondgedrag, glijvlakmodel en schematisatie opbarsten

In de planfase worden bij de berekeningen de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Er wordt gerekend conform CSSM-model met SHANSEP implementatie. Voor de zandige (klei)lagen wordt gedraineerd grondgedrag verondersteld en voor siltige en/of humeuze lagen ongedraineerd gedrag (zie verder [ref 20]);
- Conform OI2014 worden berekening uitgevoerd met het UpliftVan model, ter verificatie van de uitkomst dienen ook berekeningen met het Bishop en Spencer van der Meij model gemaakt te worden;
- Bij opbarsten van de deklaag worden de sterkteparameters gereduceerd ($S_{kar} = 0$ of $\phi'_{cv;kar} = 0^\circ$):
 - Als grens voor opbarsten wordt de werkwijze volgens het OI2014 gehanteerd. In de stabiliteitsberekeningen wordt altijd een fysisch mogelijk scenario geschematiseerd;
 - Indien de opbarstfactor zodanig is dat volgens het OI2014 met opbarsten rekening gehouden moet worden, dan wordt de grenswaterspanning geschematiseerd.



3.4.2.2 *Keuze freatische lijn*

Een freatische lijn in de dijk en potentiaal in de ondergrond, zoals aangegeven in §3.3 op pagina 25, dient bepaald te worden.



3.4.2.3 Verkeersbelasting

De KPR factsheet verkeersbelasting en macrostabiliteit [ref 18] is de vigerende norm. Bij gebruik van deze factsheet gelden de volgende uitgangspunten:

- De schadefactor is afhankelijk van de norm en niet van een bepaalde keuze van de verkeersbelasting.
- Er zijn uiteenlopende combinaties van buitenwaterstand en verkeersbelasting mogelijk. Er moet rekening worden gehouden met de waarschijnlijkheid van deze combinaties.
- Er moet bij hoge buitenwaterstanden rekening worden gehouden met realistische verkeersbelastingen die gerelateerd zijn aan de uitvoering van herstelwerkzaamheden, in combinatie met hydraulische condities waarbij herstelwerkzaamheden reëel/voorstelbaar zijn.

Uitgangspunten voor berekening (zie bijlage 4 voor onderbouwing):

- Bij berekening in de uiterste grenstoestand (UGT) wordt:
 - Als er alleen een inspectie of onderhoudspad op de dijk ligt een belasting aangehouden van 4 kN/m^2 over 2,5 m breedte (spreiding onder 2:1 ofwel 26°). Dit zijn drie lichte inspectie voertuigen achter elkaar over 50 strekkende meter lengte ($3 \times 1 \text{ kPa}$) met mensen eromheen en zandzakken (1 kPa);
 - Als een weg op de dijk ligt die dient als evacuatie route een belasting aangehouden van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over 2,5 m breedte (spreiding onder 2:1 ofwel 26°).
- Bij berekening in de bruikbaarheidstoestand (BGT) wordt wel verkeersbelasting geschematiseerd van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van 2,5 m (spreiding onder 2:1 ofwel 26°) **BIJ EEN WATERSTAND VAN WBN-0,5 M.**
- De aanpassing van de wateroverspanning is in zandlagen 100%, in zandige klei (in de dijk of deklaag) 30% en in ongedraineerd reagerende lagen (siltige klei of veen) 10%.



3.4.3 Veiligheidseis

Uitkomsten van stabiliteitsberekening worden getoetst aan stabiliteitsfactoren die worden bepaald met de volgende formule:

$$\text{Stabiliteitsfactor} = SF \geq \gamma_n * \gamma_d * \gamma_b \text{ [ref 2]}$$

Waarin:

SF = de stabiliteitsfactor die volgt uit de berekening

γ_n = schade factor conform formule 5.3 uit OI2014 (in Bijlage A uit OI2014 staan deze ook gegeven voor een in dezelfde bijlage vermeldde lengte van het normtraject)

γ_d = model factor van 1,11 (Bishop) of 1,06 (UpliftVan) of 1,07 (Spencer – Van der Meij)

γ_b = een schematiseringsfactor, uit te werken per normtraject

Voor de planuitwerking dienen de schade factoren op basis van de actuele lengte van het normtraject te worden bepaald conform formule 5.3 uit het OI2014. De lengte kan per variant verschillen en ook de lengte van de aansluitingen op hoge grond speelt daarbij een rol. Daarom zijn de factoren hier bewust niet opgenomen in een tabel of overzicht.

Voor een kans op een overstroming gegeven buitenwaarts macrostabiliteitsverlies dient een waarde van 0,1 aangehouden conform het Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [ref 4]. Dit is tevens conform WBI.

3.4.4 Macrostabiliteit bij overslag (STBI|q)

Bij beschouwing van macrostabiliteit binnenwaarts, moet rekening worden gehouden met een extra belastinggeval van een (bijna) verzadigd dijklichaam. De KPR factsheet [ref 17] moet gebruikt worden om te ontwerpen. Hierin is uiteengezet hoe de freatische lijn geschematiseerd moet worden en welke stabiliteitseis gehanteerd moet worden.

3.4.5 Macrostabiliteit bij aardbevingen

Aardebevingen zijn relevant voor zettingsvloeiing en moeten bij de beschouwing van alleen dat mechanisme als belasting in de berekeningen worden meegenomen. EC8:1998-5 4.1.3.3(5) is de vigerende norm (hierna EC8).

In een pseudo-statische analyse mag conform EC8 een horizontale versnelling gelijk aan 50% van de PGA gehanteerd worden. Derhalve wordt 0,05g gehanteerd, met als onderbouwing een waarde van 0,10g behorend bij de Mercallischaal VII (herhalingstijd van 5000 jaar), zie Tabel 13 uit EC8 hieronder.

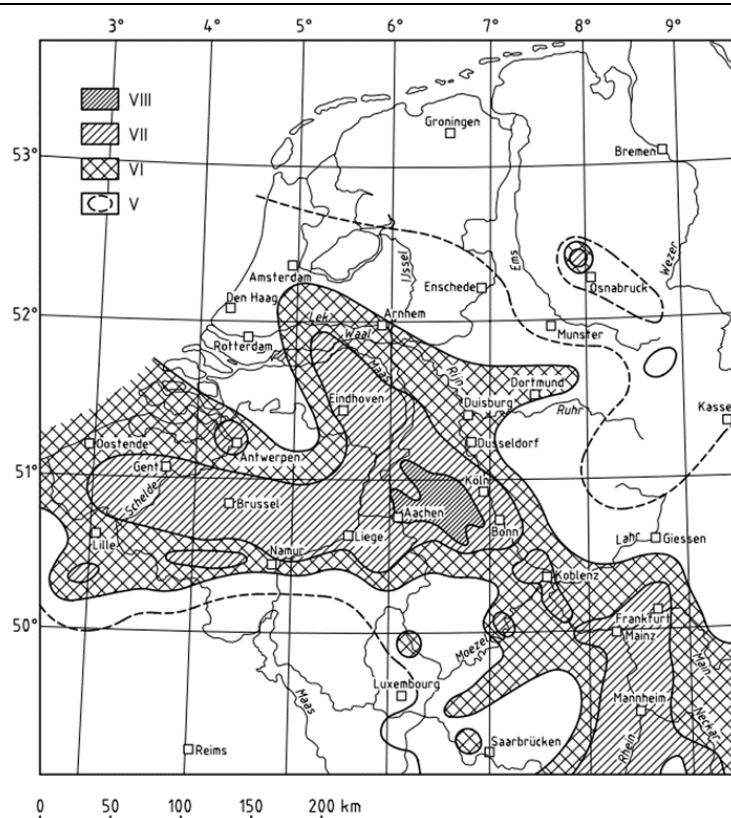
Daarnaast dient conform EC8 nog een verticale versnelling in rekening te worden gebracht gelijk aan $2/3^e$ van de horizontale.



Op grond van de wettelijke regelingen is toetsing van bouwconstructies op het kunnen doorstaan van aardbevingsbelastingen niet vereist. Deze norm specificeert, mede daarom, geen representatieve waarden van aardbevingsbelastingen op bouwconstructies. Indien bij toetsing van de bouwconstructie een aardbevingsbelasting wordt voorgeschreven wordt als leidraad aanbevolen de horizontale versnelling van de ondergrond voor gebieden waarin aardbevingen kunnen voorkomen te ontleenen aan figuur 14. De in rekening te brengen verticale versnellingen zijn 2/3 maal de horizontale versnellingen zoals aangegeven in tabel 13. Voor de bepaling van de aardbevingsbelastingen op constructies wordt verwezen naar NEN-EN 1998-1.

Tabel 13 — Horizontale versnellingen en daarmee gepaard gaande verschijnselen tijdens aardbevingen van verschillende intensiteiten volgens de Modified Mercalli Scale (1931)

Intensiteit	Omschrijving	Versnelling m/s ²
VIII	Vernielend; paniek; algemeen schade aan gebouwen; zwakke bouwwerken gedeeltelijk vernield	2
VII	Zeer sterk; schade aan vele gebouwen; schoorstenen breken af; golven in vijvers; kerkklokken geven geluid	1
VI	Sterk; schrikreacties; voorwerpen in huis vallen om; bomen bewegen; weinig-solide huizen worden beschadigd	0,5
V	Vrij sterk; algemeen gevoeld; opgehangen voorwerpen slingeren; klokken blijven stilstaan	0,2
IV	Matig; door velen gevoeld; trilling als van zwaar verkeer; rammelen van ramen en deuren	0,1
III	Licht; door enkele personen gevoeld; trilling als van voorbijgaand verkeer	0,05
II	Zeer licht; slechts onder gunstige omstandigheden gevoeld	0,02
I	Alleen door seismografen geregistreerd	0,01



Figuur 14 — Aardbevingsgevoelige gebieden in Nederland en de omliggende gebieden

De kaart van figuur 14 is ontleend aan *Proceedings of the ESC symposium on earthquake risk for nuclear power plants*, KNMI-publicatie nr. 153. De vermelde intensiteit heeft een herhalingsijd van ca. 5 000 jaar.

3.5 Piping en heave (STPH)

De vigerende norm is de schematiseringshandleiding piping [ref 8]. In beginsel dient hiervan uit te worden gegaan bij berekeningen tenzij in deze NVU een ander voorschrift is opgenomen. Er wordt voldaan aan de eisen ten aanzien van piping (opbarsten, heave en terugschrijdende erosie) als:

1. Er geen pipinggevoelige grondopbouw aanwezig is (bijvoorbeeld zand op zand of bij gelijkmatige kwel in plaats van opbarsten);
2. De deklaag niet opbarst (door combinatie van grote dikte en/of hoog volumegewicht);
3. Het verval over het opbarstkanaal voldoende klein is om heave te voorkomen;
4. Er voldoende (horizontale) kwelweglengte aanwezig is om terugschrijdende erosie te voorkomen (maximaal éénmaal dijkbreedte in voorland meerekenen), zie bijlage E van [ref 8].

3.5.1 Werkwijze piping

Voor de werkwijze ten aanzien van piping is een voor dit programma een protocol opgesteld. Deze is te vinden in Figuur 8. Bij het protocol gelden bepaalde instructies die zijn vastgelegd in [ref 16]. Op hoofdlijnen zijn deze instructies het volgende.

- Het werkprotocol piping is gebaseerd op een aantal werkhypotheses en uitgangspunten op basis van de informatie zoals die begin 2018 bekend is.
- Het werkprotocol piping is bedoeld voor technisch-specialistische ontwerpers. De ontwerper dient 'zijn wandel door het werkprotocol' altijd te controleren door detailberekeningen en (kosten)afwegingen die in het ontwerpproces van het detailontwerp plaatsvinden.
- Piping treedt niet op wanneer de ondergrond bestaat uit een deklaag van klei op grind.
- Piping treedt niet op wanneer de deklaag circa 1 m dik is, de doorlatendheid van de deklaag groter is dan circa 0,5 m/dag en het verval kleiner is dan circa 1,5 m.

Voor de kerende hoogte van grondconstructies geldt in de basis:

- ΔH aanwezig = waterstand bij norm – binnendijks maaiveld (geen plas > 1 dm op maaiveld rekenen).

Voor de volledigheid wordt nog vermeld dat bij een dijk met geringe hoogte (1,0 à 1,5 m hoog) de kleibekleding ertoe leidt dat de dijk in zijn geheel is opgebouwd uit klei. Als er geen deklaag aanwezig is kan er in dit geval geen sprake zijn van zand op zand, aangezien piping direct onder de dijkzate kan optreden.



3.5.2 Berekening

In een pipingberekening voor een oplossing geheel in grond (horizontale kwelweg) dient conform het OI2014 het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer gehanteerd te worden. Afhankelijk van de benodigde en aanwezige kwelweg wordt er gekozen voor een grondoplossing, verticale oplossing of maatwerkoplossing. Het pipingprotocol trechtert naar de juiste oplossing.

Voor de afmetingen van de oplossing in grond (pipingberm of voorlandverbetering) vindt aanscherping plaats op basis van:

- Lengte aanwezige kwelweg op basis van profielen vanuit het hoogtemodel (meeste recente AHN of DTM) en geotechnisch en/of geofysisch onderzoek in het voorland;
- Kerende hoogte op basis van maaiveldhoogte in hoogtemodel en indien een sloot aanwezig is een waterpeil gelijk maaiveld;
- d_{70} , op basis van Tabel 4 in VO en uit lokaal grondonderzoek in DO;

Dikte en doorlatendheid zandlaag, op basis van:

- Tabel 2 en Tabel 3 in VO en uit lokaal grondonderzoek in DO;
- Dikte deklaag op basis van beschikbaar grondonderzoek;
- Berekening van de stijghoogte met grondwaterstromingsmodel (bij voorkeur gekalibreerd aan stijghoogte-responsmetingen) voor bepalen van verhang over verticale constructie;
- Schematiseringsfactor te bepalen per normtraject.

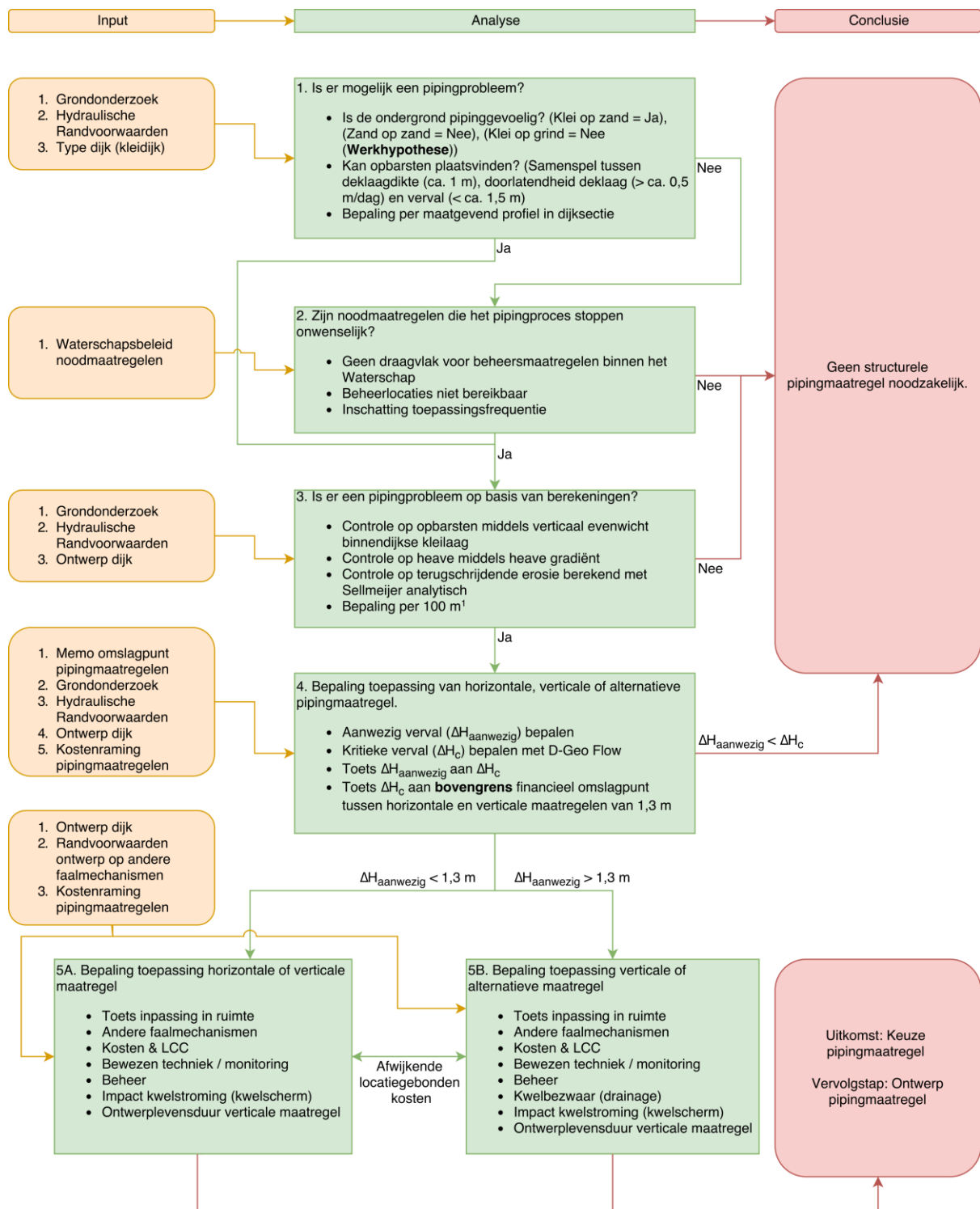
Afhankelijk van het benodigde detailniveau in het ontwerp (bijvoorbeeld VO+ of DO) worden de pipingberekeningen gemaakt met analytische formules of eindige elementen modellen, zoals D-Geo Flow.

Voor elk normtraject dient op basis van al het lokaal beschikbare grondonderzoek het lengteprofiel met laagdiktes – en indien mogelijk ook de grondparameters – het ontwerp verfijnd te worden. Daarvoor is het navolgende stappenplan ontwikkeld (zie ook ref 15 voor de uitgebreide versie):

Stap	Omschrijving
1	Opstellen sectie indeling binnen normtraject op basis van topografie, geometrie en bodemopbouw
2	Berekenen karakteristieke waarden parameters piping (d_{70} en kD) per normtraject uitgaande van variatie gelijk aan $v = 0,12$ (voor d_{70} , zie Tabel 4)
3	Toekennen van d_{70} waardes aan grondsoorten met behulp van rapport "parameters piping VO+" en/of lokaal onderzoek
4	Berekening van piping per sectie, met als uitkomst grootte van het kwelwegtekort

Bij het uitvoeren van berekeningen wordt altijd gekeken naar de maatgevende doorsnede/locatie voor het desbetreffende faalmechanisme.





Figuur 8: pipingprotocol.



3.5.3 Veiligheidseis

Uitkomsten van pipingberekeningen worden getoetst aan de eis, die wordt bepaald aan de hand van de volgende formule:

$$\text{Pipingfactor} = SF \geq Y_{\text{deelmechanisme}} * Y_b$$

Waarin:

SF = de veiligheidsfactor die volgt uit de berekening

$Y_{\text{deelmechanisme}}$ = partiële factor conform formule 4.5, 4.9 en 4.12 uit OI2014 [ref 2]

Y_b = een schematiseringsfactor, uit te werken per normtraject en deelmechanisme

Voor de planuitwerking dient de pipingfactor op basis van de actuele lengte van het normtraject te worden bepaald conform formule 4.5, 4.9 en 4.12 uit OI2014 [ref 2]. De lengte van het normtraject kan per variant verschillen en ook de lengte van de aansluitingen op hoge grond speelt daarbij een rol. Daarom zijn de factoren hier bewust niet opgenomen in een tabel of overzicht.

3.6 Voorland

De vigerende normen zijn in deze paragraaf per subparagraaf gespecificeerd.

3.6.1 Erosiebestendigheid oevers (VLAF en VLGA)

De vigerende norm is The Rock Manual in combinatie met de Handreiking Dijkbekledingen, deel 4 - Breuksteen bekledingen.

Bij schaaldijken, of een waterkering dicht bij de oever van de rivier, kan de erosiebestendigheid van de oever een rol spelen. Voor al deze locaties dient de noodzaak van een oeerverdediging na te worden gegaan en zonodig ontworpen te worden. Hierbij kan gedacht worden aan bijvoorbeeld: een kraagstuk van geotextiel en wiepen, dat met een kopschot wordt bevestigd op de oever en vervolgens afgestort wordt met een 750 kg/m² breuksteen. De sortering van de breuksteen dient in het DO uitgedetailleerd te worden.

3.6.2 Zettingsvloeiing (VLZV)

De vigerende norm is CUR113, CUR152 en de schematiseringshandleiding Zettingsvloeiing [ref 10].

Met het lokaal uitgevoerde grondonderzoek (bestaande uit: slagsonderingen, machinale boringen en bathymetrie metingen) dient te worden bepaald of zettingsvloeiing op kan treden. En zo ja, dan dient een maatregel te worden ontworpen.



Vertrekpunt is dat zettingsvloeiing niet op kan treden in de Noordelijke Maasvallei. De grove en vastgepakte zanden in de Maasvallei geven geen aanleiding om zettingsvloeiing te verwachten, tenzij sprake is van een antropogene aanvulling. Hierop dient een toets plaats te vinden met bijvoorbeeld oude topografische kaarten.

3.6.2.1 Relatieve dichtheid

De relatieve dichtheid wordt bepaald middels de empirische relatie van Baldi volgens de volgende formule (bron [ref 11]).

$$R_e = A \cdot \ln \left[\frac{q_c}{B(\sigma'_{v0})^C} \right]$$

Waarin A, B en C bedragen (bron [ref 11]):

	A	B	C
[Schmertmann 1975]	34,36	0,047	0,71
[Lunne & Christoffersen 1983]	34,36	0,061	0,71
[Baldi et al. 1982]	40	0,14	0,6
[Villet & Mitchell 1981]	41,67	0,08	0,78

Tabel 5.1 Waarden voor A, B en C

3.6.2.2 Zandtussenlagen

Indien de dikte van de deklaag groter is dan 1,4 keer de dikte van de (los gepakte) zandtussenlaag (inclusief dunne kleilaagjes), kan een vloeiing uitgesloten worden (bron [ref 10]). Voor aanvullende toelichting op deze vuistregel wordt verwezen naar [Torrey et al 1988], zie figuur 90 (pagina 187) en figuur 103 uit het USACE-rapport, waarin 'Overburden' staat voor de deklagen en 'Zone A sand' voor de potentieel vloeiingsgevoelige zandlaag.

3.6.2.3 Zandondergrond

Het uitsluitingscriterium op basis van de laagdikte de schematiseringshandleiding [ref 10], waarin de volgende formule staat vermeld:

$$\text{laagdikte (m)} > d_{50} \cdot 75.000 - 18,75$$

Waarin:

$$d_{50} = \text{gemiddelde korrelgrootte in meter}$$

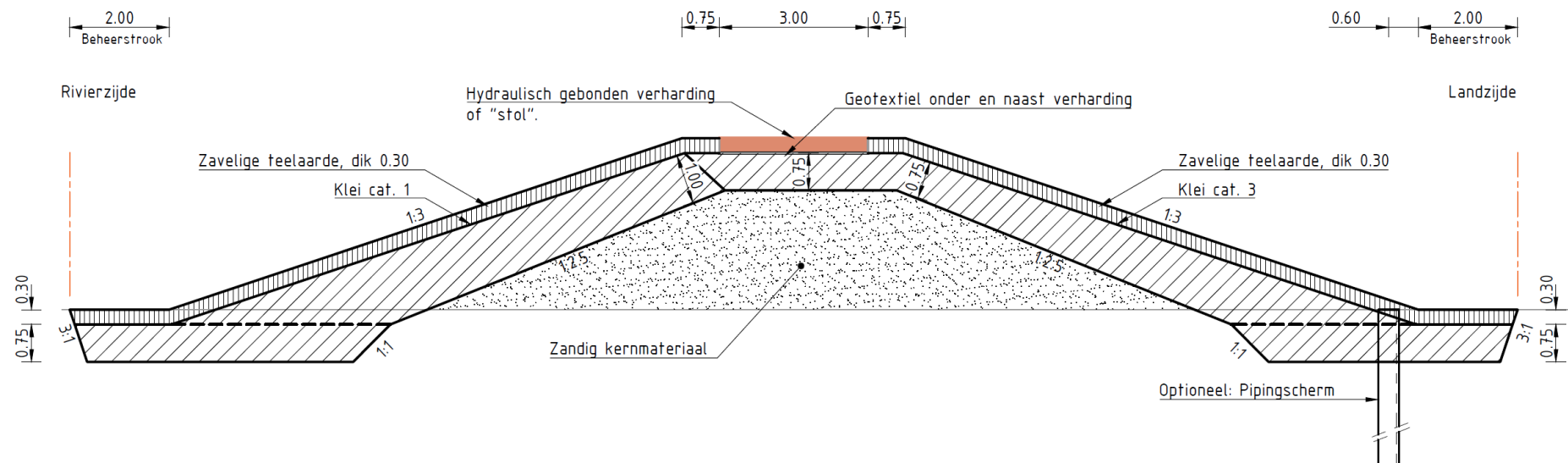


Conform de schematiseringshandleiding [ref 10] is deze regel van toepassing als er geen deklaag aanwezig is en d_{50} gemiddeld groter is dan 0,000250 m. De dunne zandige deklagen in de Maasvallei worden gezien als niet significant en dus afwezig.

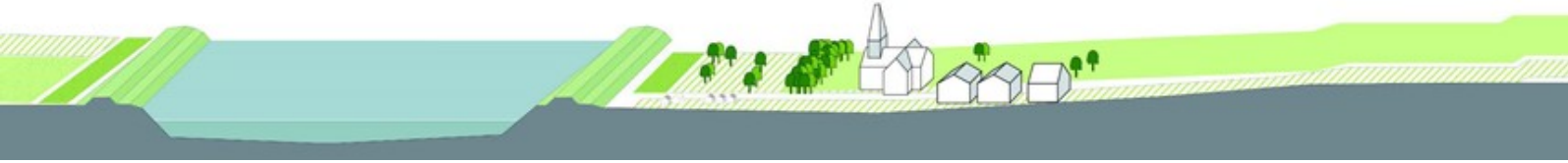
De formules in de schematiseringshandleiding is aangepast ten opzichte van CUR152. Het verschil wordt gevormd door een veilige marge in de laagdikte van 10,25 m (18,75 m in plaats van 8,5 m) en ondergrens van de d_{50} waarde.



Ter verduidelijking van de overige eisen in §3.7 is in de onderstaande figuur een voorbeeld van een veel voorkomend (conventioneel) dijkontwerp opgenomen.



Figuur 9: opbouw conventioneel dwarsprofiel.



3.7 Overige

De overige eisen hebben vooral betrekken op het dwarsprofiel van de dijk, waarvan in Figuur 9 een voorbeeld is gegeven.

De vigerende norm is per subparagraaf gespecificeerd. In beginsel dient hiervan uit te worden gegaan tenzij in deze NVU een ander meer specifiek voorschrift is opgenomen.

3.7.1 Dijkkern

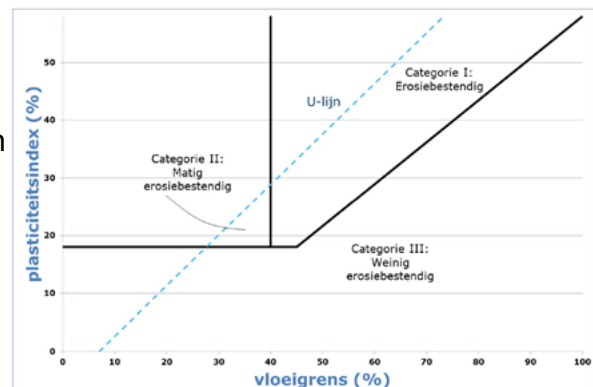
Voor de dijkkern gelden de volgende eisen:

- Grond vrij van grind of puin groter dan 4 cm.
- Maximaal 5% grind en baksteen- of betonpuinresten kleiner dan 4 cm.
- Maximaal 6% organische stof.

3.7.2 Erosiebestendigheid bekleding

De vigerende norm is het Technisch rapport klei voor dijken (TAW, 1996), met als aanvulling de figuur hier rechts uit het rapport "vier quick wins grond en klei" [ref 30].

Onder categorie I klei wordt ook wel stevige klei verstaan en onder categorie II ook wel schrale klei. De categorie III klei is ofwel erg zandig ofwel erg humeus, waarbij de grens ongeveer op een vloeigrens van 40% ligt.



Figuur 10: erosieklassen klei.

3.7.2.1 Buitentalud (GEBU)

Met betrekking tot erosiebestendigheid van de buitentaluds wordt uitgegaan van het aanbrengen (of reeds aanwezig zijn) van een laag erosiebestendige klei (stevige klei) van minimaal 1,0 m (in dikte toenemend richting de buitenteen, zie §3.7.4 op pagina 45) plus 0,3 m teelaarde van schrale klei met een grasmat.

Ter plaatse van de buitenkruinlijn wordt een bekleding van totaal 1,3 m dik loodrecht op het talud toegepast, conform Addendum I van de Leidraad Rivieren [ref 22] is deze dikte voldoende, omdat de significante golfhoogte in de Noordelijke Maasvallei lager is dan 1,5 m.



3.7.2.2 Binnentalud (GEKB)

Met betrekking tot erosiebestendigheid van de kruin en het binnentalud wordt uitgegaan van het aanbrengen (of reeds aanwezig zijn) van een laag zavel ofwel zandige klei (categorie 3 klei) van minimaal 0,75 m dik om, gelet op klimaatontwikkelingen, voldoende vochtnaleverend vermogen te realiseren (in dikte toenemend richting de binnenteen, zie §3.7.4 op pagina 45) inclusief 0,3 m teelaarde met een grasmatt.

3.7.2.3 Teelaarde (schrone klei)

Aan de aan te brengen teelaarde laag van circa 0,3 m schrone klei worden de volgende eisen gesteld:

- Klei met minimaal 9% lutum en maximaal 20% lutum;
- Klei met maximaal 5% organische stof;
- Kunstmest "start" gift;
- Compost doorfrezen;
- Controle van afdoende bodemleven.

Het hergebruik van de bestaande bekledingslagen heeft daarbij altijd de voorkeur. Verificatie van de geschiktheid dient op basis van onder andere de Atterbergse grenzen (erosiebestendige onderlaag) en soortensamenstelling (teelaardelaag) plaats te vinden. Partijen met ongewenste (on)kruiden dienen afgevoerd te worden.

Toevoeging van microhyza, bepaalde extracten met micro-organismen of steenmeel kan het aanslaan van de grasmatt verbeteren en wordt daarom in overweging gegeven. Deze middelen kunnen eenvoudig door het substraat worden gemengd tijdens het aanbrengen op het dijktaled.

3.7.2.4 Grasmatt

Normaliter wordt ongeveer na 5 jaar na inzaaien met het juiste grasmengsel de gewenste kwaliteit bereikt, mits een "goed" beheer is gevoerd en mits het substraat (schrone kleilaag op taled) aan de eisen van §3.7.2.3 (Pagina 44) voldoet.

Wordt de grasmatt binnen een periode van circa 5 jaar belast door golfslag tijdens een hoge waterstand, dan moet schade worden verwacht. Doordat de wortels van het gras nog niet een voldoende dik net hebben gevormd, wordt klei uitgewassen en ontstaan zogenaamde afslagranden (afmetingen in orde grootte van decimeters diep haaks op taled).

Het juiste grasmengsel is een dijkmenngsel, waar zaden van kruiden doorheen zijn gemengd. De toevoeging van kruiden dient te zijn afgestemd op de lokaal aanwezige soorten alsmede anticiperend op droogte als gevolg van klimaatverandering. Doelsoorten zitten in het Glanshaver verbond (kruiden met penwortels en glanshaver zelf = beter droogte bestendig gras).

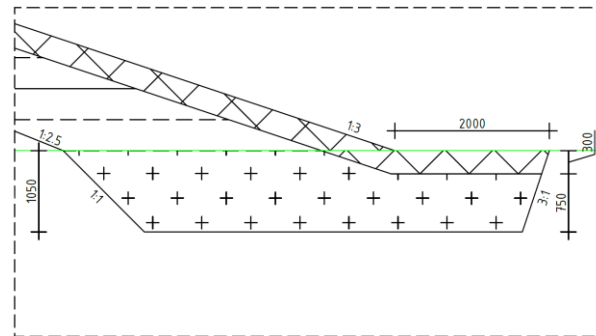


De ontwikkeling van de grasmatten kan worden versneld door te waarborgen dat er voldoende bodemleven in het substraat aanwezig is, zoals wormen en micro-organismen. Om dit te bewerkstelligen mag het substraat niet lang (meerdere maanden) in depot staat.

3.7.3 Klei-inkassing

Aan weerszijden van de waterkering komt een klei-inkassing van 2,0 m uit de teen. De klei-inkassing wordt 0,75 m dik en afgedekt met een leeflaag van 0,3 m.

Hetzelfde materiaal als gebruikt voor de taluds wordt toegepast in de klei-inkassing. Het uiteinde van de klei-inkassing verloopt met een 3:1 talud richting het maaiveld (zie Figuur 11).



Principe detail kleiinkassing

Figuur 11: klei-inkassing.

3.7.4 Afschuiving bekleding (GABU en GABI)

De vigerende norm is de schematiseringshandleiding Grasbekleding.

De bekleding dient beoordeeld te worden op afschuiving bij een overslag van $q = 5 \text{ l/s/m}$ (binnentalud) of vallend water (buitentalud). Door de toenemende dikte richting de teen, ontstaat een wig-vorm die minder gevoelig is voor afschuiving. De toename in dikte moet worden vastgesteld, bijvoorbeeld helling talud = 1:3 en helling onderkant kleilaag = 1:2,5.

Bij een overslag van $q < 0,1 \text{ l/s/m}$ bij een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de norm, is STMI in plaats van GABI maatgevend.

3.7.5 Microstabiliteit (STMI)

De vigerende norm is Technisch Rapport waterkerende Grondconstructies (TAW, 1998).

Maatregelen tegen microstabiliteit worden geïntegreerd in het dijkontwerp door bijvoorbeeld een specifieke dimensie van een steunberm te kiezen, een filterconstructie op een iets andere positie in het profiel te ontwerpen of een kleilaag net iets dikker te maken. Bij een overslag van $q > 0,1 \text{ l/s/m}$ bij een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de norm, is GABI in plaats van STMI maatgevend.



4 Waterkerende constructies en kunstwerken

De vigerende bovenliggende norm is het OI2014 [ref 2]. Onderliggende normen zijn NEN 3651 [ref 23], CUR166 [ref 24], PPE [ref 25], PPL [ref 26] en NEN EN 9997-1 [ref 27].

4.1 (bijzondere) Waterkerende constructies

4.1.1 Constructieve wanden

Voor constructieve wanden moet op basis van de functie vastgesteld worden aan welke norm(en) voldaan moet worden en welke ontwerpmethodiek het beste toegepast kan worden. In deze paragraaf is voor verschillende type constructies uitgewerkt welke ontwerpmethodiek toegepast moet worden.

4.1.1.1 Van toepassing zijnde normen

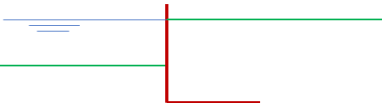
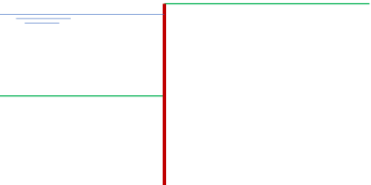
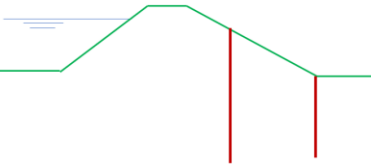
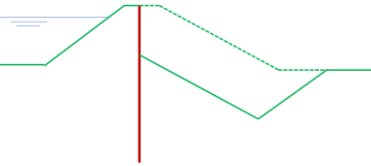
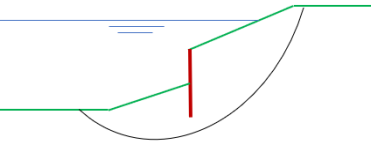
In beginsel dienen alle constructieve wanden die onderdeel zijn van de waterkering te voldoen aan de grondslagen voor waterkeringen. Echter wanneer een constructieve wand niet uitsluitend een waterkerende functie heeft dient deze ook te voldoen aan het bouwbesluit.

Binnen het hoogwaterbeschermingsprogramma van de Noordelijke Maasvallei zijn verschillende typen constructieve wanden voorzien. In Tabel 12 is een overzicht weergegeven van de verschillende constructie types en de van toepassing zijnde normen.

Constructies die niet uitsluitend een waterkerende functie hebben dienen dus ook aan de eisen vanuit het bouwbesluit te voldoen. Merk daarbij op dat het niet altijd noodzakelijk is om twee berekeningen uit te voeren mits het ontwerp conform het bouwbesluit ook voldoet aan de betrouwbaarheidseis conform de waterwet, dit is nader toegelicht in §4.1.1.2.



Tabel 12: Overzicht constructieve wanden en van toepassing zijnde normen

Type constructie	Waterwet	Bouwbesluit	Toelichting
Keermuur (waterkering) 	Ja	Nee	Constructie heeft uitsluitend een waterkerende functie bij een horizontaal maaiveld.
Keermuur (waterkering en grondkering) 	Ja	Ja	
Kademuur (of andere grondkerende wand) en waterkering 	Ja	Ja	
Binnendijkse stabiliteitsverhogende langsconstructie 	Ja	nee	
Vervangende waterkering 	Ja	nee	
Oeverconstructies 	nee	ja	De oeverconstructie heeft niet direct een waterkerende functie. Daarom is ontwerp conform bouwbesluit voldoende. Wel dient deze constructie als NWO meegenomen te worden bij het ontwerp van de waterkering.



4.1.1.2 Veiligheidsfilosofie Eurocode

In tegenstelling tot de Waterwet wordt binnen de Eurocode de vereiste betrouwbaarheid voor de levensduur van de constructie afgeleid op basis van de consequence class (ofwel gevolgklasse). De gevolgklasse wordt vervolgens vertaald naar de betrouwbaarheidsklassen. De betrouwbaarheidsklassen (RC) worden gedefinieerd met behulp van het β -betrouwbaarheidsconcept. De betrouwbaarheid klassen RC1, RC2 en RC3 mogen daarbij in één verband worden gezien met de gevolgklassen CC1, CC2 en CC3.

De Eurocode geeft daarbij minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex zie Tabel 13. De betrouwbaarheidseis in de Eurocode wordt standaard gesteld voor de levensduur van 50 jaar. Gemiddeld genomen moet de faalkans per jaar dan (bij benadering) 1/50e zijn van de faalkanseis voor 50 jaar. Dit in tegenstelling tot de waterwet waar er een minimale faalkanseis per jaar wordt geëist.

Om er zeker van te zijn dat een ontwerp conform het bouwbesluit ook voldoet aan de betrouwbaarheidseis conform de waterwet wordt de gevolgklasse zo gekozen dat de faalkanseis voor 50 jaar die hoort bij deze CC kleiner is dan de faalkanseis die hoort bij de overstromingskansnorm¹.

Met andere woorden: **DE BETROUWBAARHEIDSKLASSE WORDT ZO GEKOZEN DAT DE MINIMUMWAARDE VOOR B BEHORENDE BIJ DE 50 JAAR REFERENTIE PERIODE CONFORM TABEL 13 GROTER IS DAN DE VEREISTE MINIMUM B CONFORM DE WATERWET.** Is bijvoorbeeld de vereiste β conform de waterwet 3,7 dan wordt het ontwerp conform het bouwbesluit gemaakt in RC2.

Tabel 13: Minimumwaarden voor β

Tabel B2 — Aanbevolen minimumwaarden voor de betrouwbaarheidsindex β (uiterste grenstoestanden)

Betrouwbaarheids- klasse RC	Minimumwaarden voor β	
	1 jaar referentieperiode	50 jaar referentieperiode
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

¹ Hierbij wordt de kanttekening gemaakt dat deze aanpak alleen voor het ontwerpen van constructies gehanteerd wordt. Voor het beoordeling bestaande constructies wordt de onzekerheid namelijk gedomineerd door de belasting (waterstanden, bovenbelasting). Daarom wordt bij het beoordelen van constructies uit gegaan van de gemiddelde β behorende bij de 1 jaar referentie periode.



4.1.1.3 *Samenvatting ontwerpmethodiek constructieve wanden*

Keermuren² worden ontworpen conform NEN 9997-1 [ref 27] waarbij de betrouwbaarheidsklasse conform de Eurocode zo wordt gekozen dat wordt voldaan aan de betrouwbaarheidseisen uit de waterwet.

Grondkerende wanden² zoals bijvoorbeeld kademuren worden ontworpen middels D-Sheet conform NEN EN 9997-1 [ref 27] en de CUR166 [ref 24] waarbij de betrouwbaarheidsklasse conform de Eurocode zo wordt gekozen dat wordt voldaan aan de betrouwbaarheidseisen uit de waterwet.

Stabiliteitsverhogende langsconstructies als onderdeel van een dijklichaam worden ontworpen conform de waterwet op basis van Plaxis berekeningen conform de aanwijzingen uit de PPE [ref 25] en de PPL [ref 26].

Voor een vervangende waterkering, zie §5.1.3 (pagina 55).

Oeverconstructies worden ontworpen middels D-Sheet conform NEN EN 9997-1 [ref 27] en de CUR166 [ref 24].

4.1.1.4 *Robuustheid*

Langsconstructies die in een dijk zijn toegepast dienen:

- ontworpen te zijn op de hydraulische omstandigheden die over 100 jaar kunnen optreden (zichtjaar 2125);
- gepositioneerd en gerealiseerd te zijn op de 50-jaar positie (zichtjaar 2075);
- zodanig gerealiseerd te zijn dat deze op de 50-jaar qua positie, profiel, diepte en lengte niet aangepast hoeven te worden, indien het grondlichaam van de dijk over 50 jaar (in 2075) versterkt wordt voor een nieuwe periode van 50 jaar.

Hierbij dient er rekening mee te worden gehouden dat:

- de dijkversterking na 50 jaar binnenwaarts plaats vindt;
- de ontwerptaludhellingen van de dijk gelijk blijven ;
- de kruinbreedte van de dijk gelijk blijft.

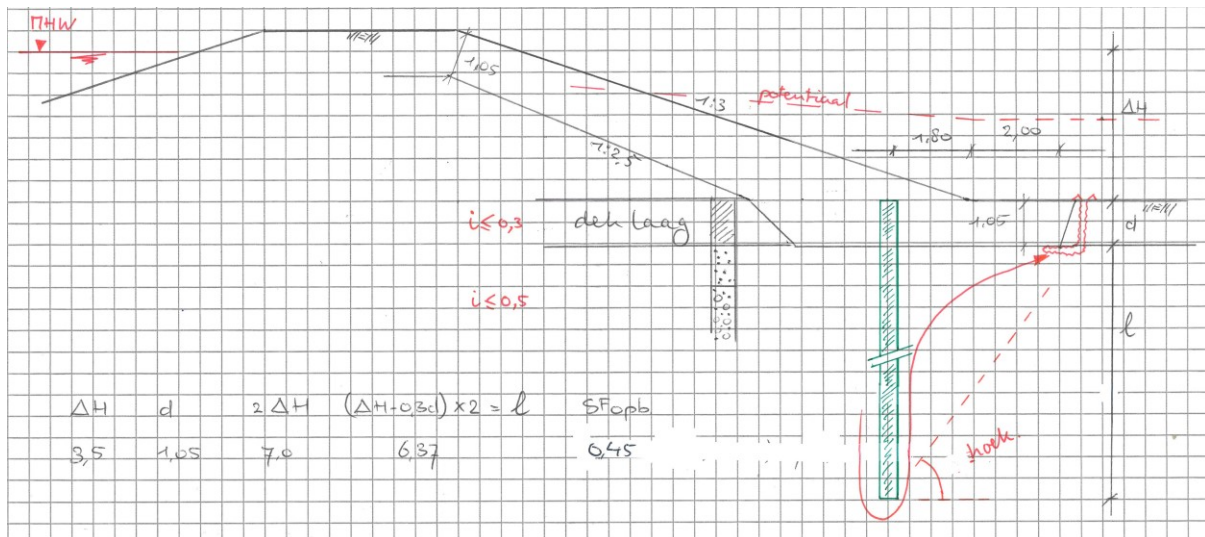
² Uitgangspunt voor deze constructies is dat er een horizontaal maaiveld aanwezig is. Is dit niet het geval en is de constructie bijvoorbeeld onderdeel van een talud dan dient per constructie beschouwd te worden in hoeverre deze standaard rekenmethode geschikt en/of er mogelijk sprake is van complexe grondconstructie interactie en er mogelijk EEM berekening noodzakelijk is.



4.1.2 Pipingschermen of andere oplossingen met beperkt ruimtebeslag

Voor de lengte van het pipingscherm kan in het voorontwerpstadium in eerste instantie uitgegaan worden van een lengte van $\Delta H \cdot 2 + 1$ m (vuistregel ontwikkeld binnen dit project). In Figuur 12 is een kenmerkende situatie opgenomen en daarvoor geldt:

- Potentiaal $\approx 70\%$ van ΔH : $0,7 \cdot 3,5 = 2,45$ m;
- Indicatie lengte volgt uit WBI criterium $i < 0,3$: $2,45 / 0,3 = 8,17$ m;
- Controle van de vuistregel $\Delta H \cdot 2 + 1$ m: $3,5 \cdot 2 + 1 \approx 8,17$ (dus akkoord).



Figuur 12: standaard dijk met heavescherm.

In het definitief ontwerpstadium wordt elk dijkvak separaat gedimensioneerd, zodat de stabiliteit van het gehele grondlichaam volgens OI2014 voldoet. Bij de dimensionering dient aandacht te zijn voor:

- Lokale stijghoogte;
- Voorkomen van sterke opstuwing van afstromend water;
- Afvoer van kwelwater via het oppervlaktewatersysteem;
- Invloed van het scherm op andere bezwijkmechanismen;
- Uitbreidbaarheid en knelpuntsituaties.

Er moet rekening worden gehouden met toekomstige dijkversterkingen. Het benodigde ruimtebeslag (het uitbreidbaarheidsprofiel) dient te worden berekend door een ontwerp te maken op basis van het zichtjaar 2125 (zie 4.1.1.4 op pagina 49).

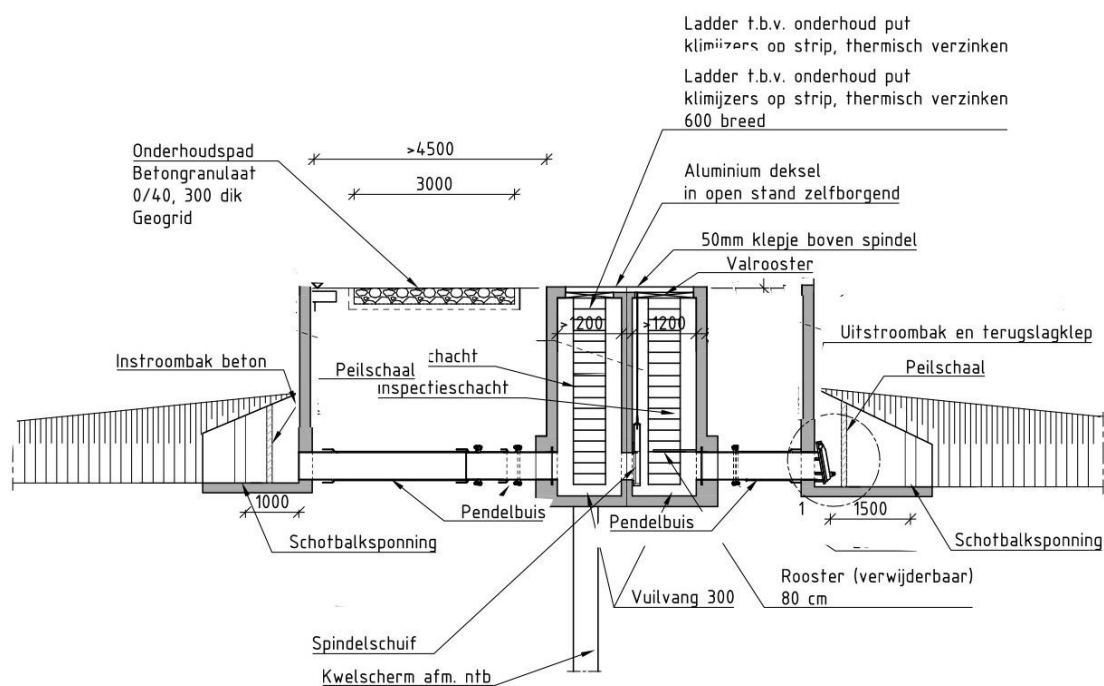
Voor stijghoogtebepaling in ruimtelijke knelpuntsituaties bij de dijk dient gebruik gemaakt te worden van het YBRAHIM-model van WL.

4.2 Kunstwerken

Elk kunstwerk wordt separaat gedimensioneerd volgens de aanwijzingen daaromtrent in het OI2014. Dit wordt ingevuld door als onderliggende normen zijn WoWk2018 [ref 28] en ROK2017 [ref 29] aan te houden. Bij de dimensionering dient aandacht te zijn voor:

- De aansluitconstructies;
- Afsluitmiddelen (aantal keermiddelen en bedieningswijze);
- Afvoercapaciteit tijdens zware lokale neerslag;
- Constructieve sterkte en stabiliteit omringend grondlichaam.

Voor beekkruisingen met een pomplocatie is er een standaard ontwerp beschikbaar vanuit het waterschap, zie Figuur 13.



Figuur 13: Principe profiel beekkruising met pomplocatie.

4.3 Overgangsconstructies

De veiligheid van de waterkering dient bij overgangen gewaarborgd te zijn.



4.4 Aandachtspunten bij ontwerp van constructies

Bij de dimensionering van alle typen constructies dient onder andere aandacht te zijn voor:

- De (wand)wrijvingshoek (bij verschillende volumerekpercentages) van typisch Limburgs grindhoudend materiaal (zie het grondinterpretatierapport [ref 20] voor 2%, 5% en critical state waarde);
- De heibaarheid in soms zeer harde grindhoudende lagen;
- De afweging tussen een stalen damwand, soilmixwand of andersoortige wand;
- Het aan te houden waterstandsverschil over kerende wanden en daarmee samenhangende (ongelijke) waterdrukken in de ondergrond aan weerskanten van de constructie;
- De onderbouwing van de corrosietoeslag;
- De resultaten van de damwandproef bij Eemdijk, die een grotere sterkte van stalen damwand heeft aangetoond dan tot dusver verondersteld.



5 Niet waterkerende objecten (NWO's)

Onder niet waterkerende objecten worden alle objecten verstaan die geen functioneel deel uitmaken van de waterkering. De essentie van het rekening houden met niet waterkerende objecten is het beoordelen of het object het grondlichaam van de waterkering niet zodanig kan beïnvloeden dat een onveilige situatie ontstaat. En zo ja, hoe dat met een slim ontwerp voorkomen kan worden.

Vaak gaat het bij beïnvloeding van de waterveiligheid om calamiteiten aan niet waterkerende objecten, maar het kan ook gaan om objecten die in niet falende toestand diep insnijden in het grondlichaam, zoals bij onderkelderde bebouwing het geval is. In alle gevallen dient te worden onderzocht of het niet waterkerende object inclusief ontgrondingen binnen (de stabiliteitszone van) het ontwerpprofiel valt.

5.1 Kabels en Leidingen

De leidingen zijn ingedeeld in categorieën. Cruciale of categorie 1 leidingen worden vooraf verlegd via een apart werkspoor. De vigerende norm is wat in de volksmond bekend staat als de NEN3650/3651 serie [ref 23] uit 2020.

5.1.1 Kruisende leidingen

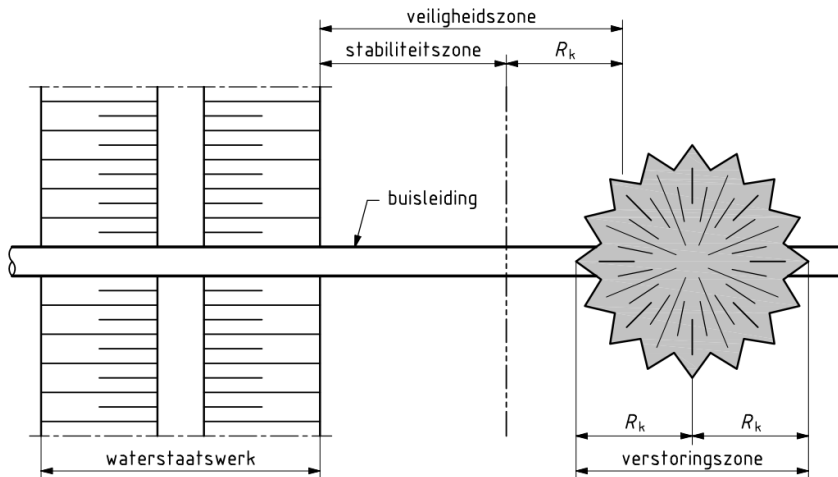
Voor kruisende leidingen gelden de volgende globale uitgangspunten:

- geen mantelbuizen in de waterkering;
- Deze dienen zoveel mogelijk gebundeld te worden;
- Leidingen binnen de veiligheidszone, die niet voldoen, worden volledig vervangen binnen deze zone;
- De relatieve sterkte van de leidingen binnen de veiligheidszone dient 20% groter te zijn dan de rest van de leiding, zodat het zwakste punt van de leiding buiten de veiligheidszone van de waterkering ligt;
- Overkluizingen zijn niet nodig, omdat de leiding sterker ontworpen wordt;
- Bij het kruisen van leidingen met bepaalde druk en/of afmeting (zie NEN3651) dient een vervangende waterkering toegepast te worden. Bij kruisende leidingen wordt de leiding vervangen en versterkt over een lengte van: breedte dijklichaam + veiligheidszone binnen en buiten. Voor de breedte van de dijk wordt de afstand tussen binnen- en buitenteen gehanteerd.
- De veiligheidszone is de stabiliteitszone ($4 \times \text{dijkhoogte}$ conform NEN3651) + een half keer de verstoringszone (breedte afhankelijk van leiding, conform NEN3651).

In Figuur 14 is het principe van de veiligheidszone weergegeven. Voor de verstoringszone wordt uitgegaan van een erosiekrater met een straal van 3 m (lagedrukgasleidingen) en 12,5 m (waterleidingen). Van sommige leidingen is bekend dat deze dusdanig groot zijn, dat er grotere kraters verwacht mogen



worden. Binnen het project dienen deze leidingen inclusief de bijbehorende kraters in beeld gebracht te worden. Deze grotere kraters worden meegenomen in de versterkingsopgave. Optimalisatie ten opzichte van de hiervoor genoemde “standaard” erosiekraters kunnen in een latere fase in het project geoptimaliseerd worden.



Figuur 14: Principe bepaling veiligheidszone

Voor de breedte van de stabiliteitzone geldt in NEN3651 een vuistregel. Op basis van berekening van de macrostabiliteit van het dijklichaam moet aanscherping plaatsvinden.

5.1.2 Parallele leidingen

Voor parallelle leidingen dienen de volgende vragen eerst te worden beantwoord:

1. Moet de leiding weg vanuit veiligheid? Dus voldoet kering niet aan de veiligheidseis als leiding blijft liggen? Als dit niet zo is, dan is de volgende vraag:
2. Kan de leiding de extra druk aan van de aanleg en/of versterking van de waterkering? Zo ja, dan:
3. In overleg met waterschap en netbeheerder bespreken of het desondanks toch wenselijk is om de leiding te verleggen.



Voor parallel leidingen die worden verlegd worden de volgende globale uitgangspunten gehanteerd:

- Cruciale parallelle leidingen onder het tracé van de dijk of binnen de veiligheidszone worden verlegd naar buiten de veiligheidszone of het tracé van de dijk wordt opgeschoven;
- Wanneer verplaatsing niet mogelijk is tot buiten de veiligheidszone, maar de leiding in deze zone komt te liggen dient een afscherm constructie toegepast te worden (zie paragraaf 5.1.3 voor uitgangspunten);
- Bij het verleggen wordt de leiding volledig vervangen en met voldoende sterkte teruggebracht waardoor overkluizingen niet nodig zijn;
- Voor cruciale leidingen wordt een zakelijk rechtstrook van 10 m gehanteerd. Dit betekent dat aan weerskanten van de leidingen 5 m ruimte moet zijn en dat daar in principe geen waterkering mag liggen;
- Niet cruciale parallelle leidingen die in de veiligheidszone liggen en een diameter groter dan 450 mm hebben, worden gecontroleerd of verplaatsen past binnen de 20% kostenmarge die voor kabels en leidingen zijn opgenomen.

5.1.3 Vervangende waterkering

De vervangende waterkeringen van hoge drukleidingen dienen volgens NEN3651 [ref 23] als volgt te worden berekend: *"Wanneer de macro-stabiliteit van een grondlichaam inclusief damwandconstructie moeten worden bepaald, moeten hierbij rekenmodellen worden toegepast die deze zaken integraal kunnen berekenen."* Dit is als volgt geïnterpreteerd:

- Een damwand in de kruin is een zelfstandige kering. De damwand met daarachter de erosiekrater dient volgens CUR166 [ref 24] te worden gedetailleerd. Er dient aandacht te zijn voor opbarsten van de bodem van de erosiekrater;
- Een damwand in het talud of de teen moet in combinatie met de macrostabiliteit van het grondlichaam worden getoetst. Dus met Plaxis en volgens de PPE [ref 25] en de PPL [ref 26].
- Over het gehele traject van de vervangende waterkering bezit de kruin lokaal een breedte van 6,0 m.

Bij kruisende vrij vervalleidingen moeten afsluiters geplaatst worden, in een put. Ontwerp volgens OI2014. Vervangende waterkering is niet nodig.



5.2 Beplanting

Voor beplanting geldt het uitgangspunt "Nee, tenzij". Dit betekent dat er op en nabij de waterkering geen opgaande beplanting toegestaan is, tenzij sprake is van bijzonder waardevolle beplanting. Daar waar bestaande en bijzonder waardevolle beplanting aanwezig is (of moet worden herplaatst) op of in de veiligheidszone van de kering, dient middels maatwerk te worden nagegaan hoe handhaving en dijkverbetering samen kunnen gaan, waarbij aandacht dient te zijn voor:

- De windworppgevoeligheid van bomen en de invloed van de ontgrondingskuil (circa 1 m diep en 4 m doorsnede) op de waterkering;
- De invloed op de macrostabiliteit van standzekere bomen door afdracht van windbelasting op het grondlichaam via de boomwortels (Stowa, 2015-15, bijlage 6);
- De gevolgen voor onderhoud en bereikbaarheid (bij calamiteiten);
- De kans op erosie tijdens hoogwater van een slechte bekleding als gevolg van schaduwwerking en/of bladval.

Voor beplanting binnen de beschermingszone (zie §□) dient met een redentatie te worden vastgelegd of er een vergrote kans is op erosie of een extra beheeropgave door schaduwwerking en/of bladval. Wanneer hier sprake van is, dient een maatregel ontworpen te worden of dient de beplanting verder van de waterkering gesitueerd te worden. Schaduwwerking en/of bladval van **bomen** verschilt van plaats tot plaats. Wat minimaal beschouwd moet worden in het ontwerp is:

- De expositie (noordhelling is altijd schaduwrijker);
- Het feit of het gaat om een solitaire boom of een rij bomen;
- Het feit of het gaat om jonge beplanting met kleine kroon of oude met grote kroon.

Oude **struiken** (bv. meidoorn) met een hoogte van 4,5 m kunnen door de kroonvorm wel zodanig veel schaduw op de teen van de dijk werpen dat daar helemaal geen gras groeit. De analyse van het gevolg van schaduw dus niet alleen tot bomen beperkt blijven maar moet breder ingestoken worden (houtige beplanting).



Figuur 15: Meidoorn met relatief veel schaduwwerking door brede kroon



5.3 Bebouwing

Bij het ontwerp van de primaire waterkering dient voor te worden handhaven bebouwing het volgende te zijn meegenomen:

- De funderingen van NWO dienen voldoende sterk en stijf te zijn, waarbij de invloed van de dijkversterking (grondaanvullingen en/of constructies) op bestaande, te handhaven, funderingen dient te zijn bepaald voor funderingspalen conform [CUR publicatie 228] en voor funderingen op staal conform [NEN 9997 Eurocode 7];
- Het eigen gewicht van bebouwing mag in geen enkel geval in rekening worden gebracht als stabiliserende belasting in de stabiliteitsberekening van de Waterkering;
- Ten minste dient scenario 'NWO verwijderd' te zijn beoordeeld bij de faalmechanismen macrostabiliteit (STBI, STBU), grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI), grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB), microstabiliteit (STMI), piping (STPH);
- Het scenario 'NWO verwijderd' moet in de berekeningen zijn geschematiseerd als een gat ter plaatse van de contouren van de bebouwing inclusief fundering;
- (paal)funderingen die zijn uitgevoerd in pipinggevoelige bodem (als omschreven in [Schematiseringshandleiding piping]) dienen te zijn beschouwd als uittredepunt voor piping.

Sloop van bouwwerken valt onder dagelijks beheer.

5.3.1 Kelders

Bij het ontwerp van de waterkering dient als volgt te worden omgegaan met de mogelijke invloed van kelders.

Bij het bezwijken van bebouwing buiten de beschermingszone van de waterkering blijft het gewicht van het gebouw aanwezig en dus is er geen noemenswaardige invloed op de macrostabiliteit te verwachten. Ook niet door het wegvallen van stempelkrachten op bijvoorbeeld kelderwanden.

Bij het bezwijken van bebouwing binnen de beschermingszone kan via scheuren zand uit de kern van de dijk spoelen en daardoor micro-instabiliteit veroorzaken en invloed hebben op de macrostabiliteit. Een beschouwing van de mate van overdimensionering van de waterkering is dan noodzakelijk.



Bebouwing met een kelder kan in het achterland (binnen de beschermingszone) wel van invloed zijn als de kelder lek is. Er kan piping ontstaan doordat zand de kelder in spoelt, mits de kelder een voldoende grote inhoud heeft. Toetsing van de aanwezige kwelweglengte wordt als volgt uitgevoerd:

- Kerende hoogte (ΔH) stedelijk gebied = waterstand bij norm – maaiveldniveau + 1 m (grondwaterstand 1 m –mv, kelder loopt derhalve deels vol);
- Kerende hoogte (ΔH) kleine kelder in landelijk gebied = waterstand bij norm – maaiveldniveau (grondwaterstand gelijk aan maaiveld, kelder loopt derhalve vol);
- Kritisch verval (H_{crit}) = $\Delta H - 0,3 * \text{deklaagdikte}$ (standaard 1 m, tenzij uit boringen blijkt dat louter zand aanwezig is);
- Creepfactor volgens Sellmeijer lokaal te bepalen;
- Beschikbare kwelweg $\geq \text{creepfactor} * H_{crit}$.

Bebouwing met een kelder in het voorland kan invloed hebben op de aanwezige intredelengte indien de aanwezige kleilaag binnen de beschermingszone wordt doorsneden.

5.3.2 Funderingen

Funderingspalen met een verzwaarde voet zijn niet toegestaan vanwege de kans op een kwelweg langs de paalschacht.

De invloed van (grond)aanvullingen op funderingspalen dient te worden bepaald conform CUR 228. De invloed van (grond)aanvullingen op funderingen op staal dient te worden bepaald conform NEN-9997. De horizontale vervorming dient te worden bepaald met 2D grondmodellen.

5.4 Dijkmeubilair

Dijkmeubilair is vooral van invloed op waterdichtheid en erosiebestendigheid. Als voorbeeld kan gedacht worden aan een stalen funderingspaal van een verkeersbord of tredschade rondom een bankje. Het ontwerp van de waterkering of positionering van het dijkmeubilair dient hiermee rekening te houden. Bij voorkeur plaatsing op de binnenkruin en zonodig dijk lokaal verbreden.

5.5 Wegen

Bij het inpassen van wegen in het dijkenontwerp dient rekening te worden gehouden met de ontwerpeisen die aan het wegontwerp worden gesteld vanuit de landelijke richtlijnen van het CROW, aangevuld met eventuele richtlijnen van provincie en gemeenten. In bijlage 2 zijn aandachtspunten voor veelvoorkomende wegen geformuleerd.



6 Referenties

- ref 1. De Proevenverzameling "De Zandmaas", Arcadis, november 2011
- ref 2. Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Rijkswaterstaat, december 2016
- ref 3. Werkhypothese hoge grond, Waterschap Limburg, 13 april 2018
- ref 4. Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies, Ministerie van Verkeer en Waterstaat en ENW, juli 2017
- ref 5. Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, september 2004
- ref 6. POV Piping - Invloed Maasklei en grindlagen, Arcadis, 2017
- ref 7. Schematiseringshandleiding macrostabiliteit WBI 2017, Rijkswaterstaat, versie 3.0, 28 november 2019
- ref 8. Schematiseringshandleiding piping WBI 2017, Rijkswaterstaat, 2 januari 2017
- ref 9. Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI 2017, Rijkswaterstaat 1 december 2016
- ref 10. Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing, WBI 2017, 28 november 2019
- ref 11. Handreiking Toetsen Voorland Zettingsvloeiing t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, RWS 25 oktober 2012
- ref 12. Grondgedrag, rekenmethoden en laboratoriumonderzoek, HWBP Noordelijke Maasvallei, Arcadis en Witteveen+Bos, kenmerk: 8831, Versienummer: 1, mei 2018
- ref 13. Dijkversterking langs de grote rivieren: redeneerlijn buitendijks (rivierwaarts) versterken, HWBP, 2018
- ref 14. Macrostabiliteit bouwfase en oplevering, Deltares, 2018
- ref 15. Piping parameters voor VO+ ontwerp, HWBP Noordelijke Maasvallei, Arcadis en Witteveen+Bos, kenmerk: 8845, Versienummer: 1, mei 2018
- ref 16. Overkoepelend memo werkprotocol piping, Arcadis en Witteveen+Bos, maart 2018
- ref 17. KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, De Visser en Jongejan, 08-03-2018, versie 2
- ref 18. KPR factsheet verkeersbelasting en macrostabiliteit, 28 juli 2016, versie 2
- ref 19. HWBP Redeneerlijn probabilistisch bepalen kruinhoogte, November 2019, H. Knoeff en J. Frakking, Definitief
- ref 20. CB.25.003 Interpretatie verdiepend geotechnisch onderzoek Nieuw-Bergen, Belfeld, Beesel en Heel, Datum: 18-12-2018, Kenmerk (SP): 11209, Versienummer: 0.9
- ref 21. Parameterbepaling EEM, POV-M maart 2018, versie 1
- ref 22. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, ENW 2008, Addendum I bij de Leidraad Rivieren, t.b.v. het ontwerp van rivierdijken
- ref 23. NEN 3651:2020 (nl) Aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken



- NEN3650: 2020 (nl) Eisen voor buisleidingsystemen
NEN 3650-1 Deel 1: Algemene eisen
NEN 3650-1 Deel 2: Aanvullende eisen voor leidingen van staal
NEN 3650-1 Deel 3: Aanvullende eisen voor leidingen van kunststof
NEN 3650-1 Deel 4: Aanvullende eisen voor leidingen van beton
NEN 3650-1 Deel 5: Aanvullende eisen voor leidingen van gietijzer
- ref 24. CUR166 Damwandconstructies (deel 1 en 2), versie 2016
- ref 25. POV Macrostabieliteit (2019), POVM Eindige-elementenmethode.
Maart 2020.
- ref 26. POV Macrostabieliteit (2019), POVM Langsconstructies. Datum: Maart 2020.
- ref 27. NEN 9997-1+C2:2017 NL, Geotechnisch ontwerp van constructies -
Deel 1: Algemene regels, 2017.
- ref 28. Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken –
Ontwerpverificaties voor de hoogwatersituatie, RWS
1 november 2018, Definitief – groene versie
- ref 29. Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken, Doc. nr. : RTD 1001:2017,
Versie: 1.4, Definitief, RWS April 2017
- ref 30. Vier quick wins grond en klei, Optimalisaties voor dijkversterkingen,
RWS 17 april 2018



BIJLAGE 1 ONDERBOUWING KEUZE

GRONDGEDRAG

In overeenstemming met de nieuwe normen en richtlijnen voor de beoordeling van taludstabiliteit van grondconstructies (OI2014 en WBI2017), wordt het Critical State Soil Mechanics model (CSSM) toegepast. In de critical state geldt een dilatantiehoek van $\psi = 0^\circ$.

In veel gevallen wordt dilatant grondgedrag geconstateerd in uitgevoerde triaxiaalproeven dat zich het best laat beschrijven met een gedraineerde grondparameter. En in sommige gevallen sluit het contractante grondgedrag aan bij de SHANSEP theorie, waarbij ongedraineerd grondgedrag optreedt dat samenhangt met de mate van overconsolidatie. De uitgevoerde sonderingen met waterspanningsmeting bevestigen dit wisselende beeld, doordat de wateroverspanningsindex (B_q) in kleilagen zowel groter als kleiner dan kan zijn dan de grenswaarde van 0,1 (omslagpunt voor dilatant en contractant gedrag).

Aangezien er geen correlatie is tussen diepte en wateroverspanningsindex, is gezocht naar een andere indicatorparameter voor wel/niet ongedraineerd grondgedrag. Deze is gevonden in het stoofdroog volumegewicht. Wanneer het stoofdroog volumegewicht lager is dan 15 kN/m^3 wordt contractant grondgedrag waargenomen in triaxiaalproeven, dat past bij de SHANSEP theorie. Deze siltige klei wordt met name in normtraject Heel aangetroffen, maar is ook aanwezig langs andere trajecten in de Maasvallei.



BIJLAGE 2 AANDACHTSPUNTEN VOOR ONTWERP (KRUISENDE) WEGEN

In deze bijlage staan een aantal algemene ontwerprichtlijnen op het gebied van weginfrastructuur waar rekening mee moet worden gehouden wanneer een weg wordt aangepast ten behoeve van de inpassing van de dijkkring.

Wegcategorisering

Alle wegen zijn ondergebracht in een categoriseringsplan. Hierin staat vermeld of het een weg binnen of buiten de bebouwde kom is en of het een stroomweg, gebiedsontsluitingsweg of erftoegangsweg is. De categorie waarbinnen een weg is ingedeeld bepaald welke ontwerpeisen er worden gesteld aan de weg. Hierbij valt te denken aan verschil in maatvoering voor horizontale bochtstralen, verticale bogen, stopzicht, oprijzicht, maatvoering van de verschillende elementen binnen het dwarsprofiel.

Het is daarom van belang om na te gaan binnen welke categorie de betreffende weg is ingedeeld. De volgende verdeling in wegcatégorisering wordt binnen Nederland gehanteerd.

Categorisering	Ontwerpsnelheid (km/u)	Voorbeeld wegen
Nationale stroomweg	120	Autosnelweg
Regionale stroomweg	100	Autowegen
Gebiedsontsluitingswegen buiten de bebouwde kom	80	Provinciale wegen, 2x2 wegprofiel of 2x1 wegprofiel met dubbele doorgetrokken asmarkering
Gebiedsontsluitingswegen binnen de bebouwde kom	70/50	Vorrangswegen / wijkontsluitingswegen 2x2 of 2x1 met dubbele doorgetrokken asmarkering
Erftoegangswegen buiten de bebouwde kom, type I en II	60	Type I; Landwegen met redelijke verkeersfunctie, type II; landweggetjes met perceelontsluitende functie.
Erftoegangswegen binnen de bebouwde kom	30	Woonstraten

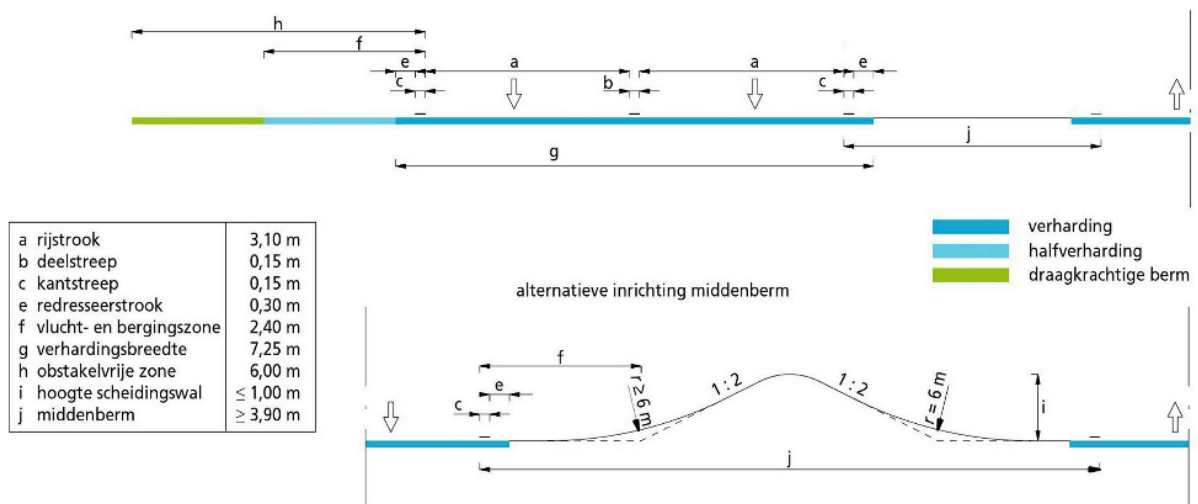
In het plangebied komen vooral ontsluitings- en toegangswegen voor. Daarom worden deze in het navolgende behandeld.



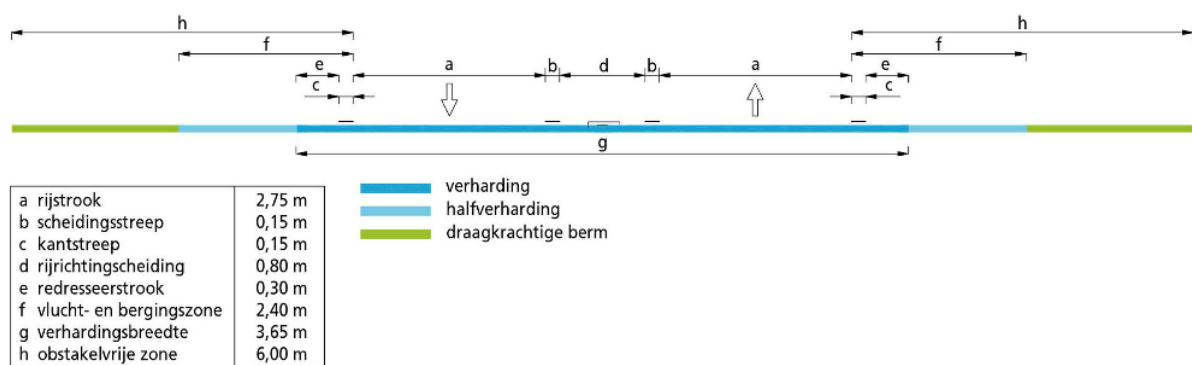
Dwarsprofiel

Voor de verschillende type wegen gelden verschillende maatvoeringen voor rijbaanbreedtes, markeringen, obstakelvrije ruimtes en overige onderdelen binnen het dwarsprofiel. Hierna volgen de belangrijkste maten binnen het dwarsprofiel per type weg.

Gebiedsontsluitingswegen buiten de bebouwde kom



Figuur 16: Gebiedsontsluitingsweg type I (2x2 rijstroken met fysieke middenberm)



Figuur 17: Gebiedsontsluitingsweg type II (2x1 rijstroken met dubbele doorgetrokken asmarkering)

Voor beide profielen geldt dat waarde h, de obstakelvrije zone een optimale maat van 6,0 m heeft. Maar in geval van ruimtegebrek mag ook worden volstaan met een minimale breedte van 4,5 m.

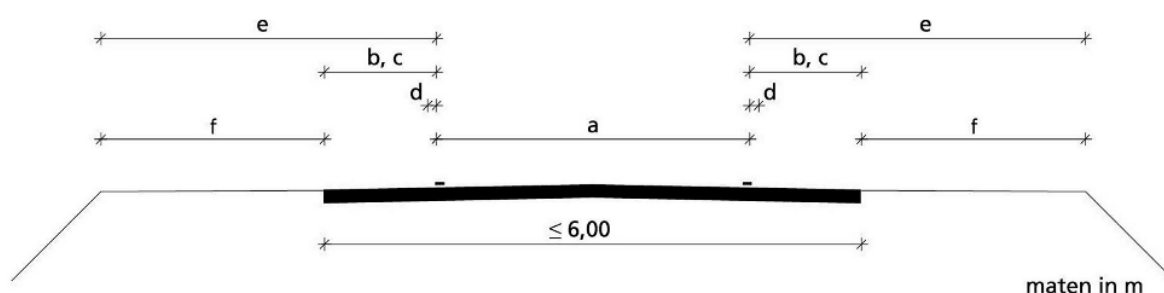


Erftoegangswegen buiten de bebouwde kom

Buiten de bebouwde kom worden de erftoegangswegen onderverdeeld in type I en type II.

Type I is bedoeld voor verkeersintensiteiten tot circa 5000 tot 6000 motorvoertuigen per etmaal. Type II wegen zijn bedoeld voor wegen met maximaal circa 300 motorvoertuigen per etmaal.

Bij verkeersintensiteiten hoger dan 2000 à 2500 motorvoertuigen per etmaal zijn vrijliggende fietsvoorzieningen noodzakelijk.



	ideaal ⁴⁾	gebruikelijk	minimaal	
a rijloper	4,50 ¹⁾	3,50	3,50	bij kant- of uitwijkstroken
b kant- of uitwijkstrook	0,50	0,50	0,35	
a rijloper	4,00	3,00	3,00	bij suggestie- of fietsstroken
c suggestiestrook	1,50	1,25	1,00	
c fietsstrook	2,00	1,50	1,50	
d markering	0,10	0,10	0,10	
e obstakelvrije zone	³⁾	1,50	1,50	
f buitenberm	³⁾	2,50	1,50	

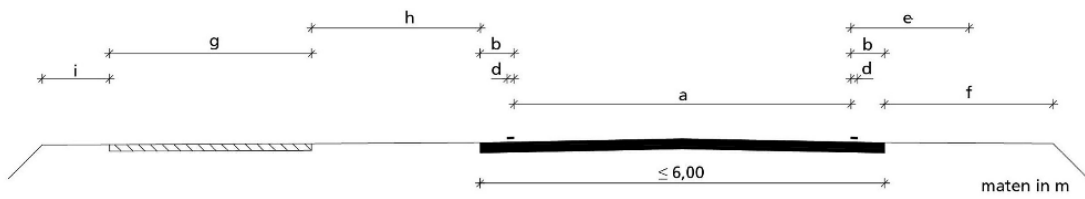
1) 4,50 m alleen bij vrijliggende fietsvoorzieningen

3) geen grenswaarde aan ideaal, wel groter dan 'gebruikelijk'

4) de totale verhardingsbreedte mag niet groter zijn 6,00 meter

Figuur 18: Erftoegangsweg type I, met fietsers op de rijbaan

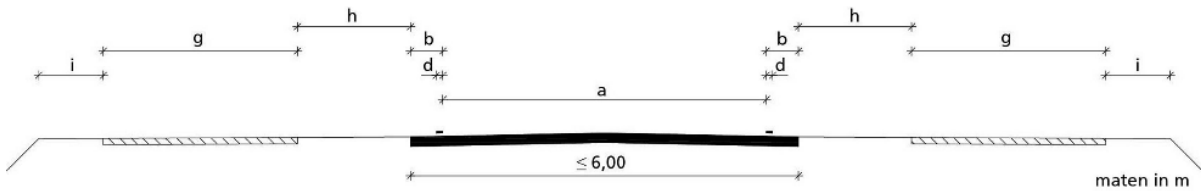




	ideaal	gebruikelijk	minimaal
a rijloper	4,50	3,50	3,50
b kant- of uitwijkstrook	0,50	0,50	0,35
d markering	0,10	0,10	0,10
e obstakelvrije zone	³⁾	1,50	1,50
f buitenberm	³⁾	2,50	1,50
g fietspad, eenzijdig in twee richtingen bereden	4,00	2,50	1,50 ²⁾
h tussenberm	³⁾	2,50	1,50
i buitenberm/obstakelvrije zone	³⁾	1,00	0,50

2) minimum wijkt af van ontwerpwijzer fietsverkeer

3) geen grenswaarde aan ideaal, wel groter dan 'gebruikelijk'



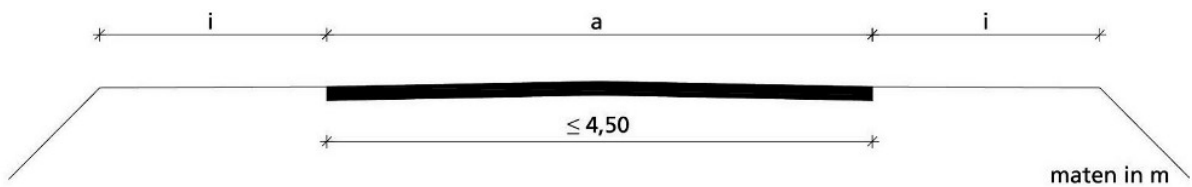
	ideaal	gebruikelijk	minimaal
a rijloper	4,50	3,50	3,50
b kant- of uitwijkstrook	0,50	0,50	0,35
d markering	0,10	0,10	0,10
g fietspad, tweezijdig in één richting bereden	2,50	2,00	1,50 ²⁾
h tussenberm	³⁾	2,50	1,50
i buitenberm/obstakelvrije zone	³⁾	1,00	0,50

2) minimum wijkt af van ontwerpwijzer fietsverkeer

3) geen grenswaarde aan ideaal, wel groter dan 'gebruikelijk'

Figuur 19: Erftoegangsweg type I met vrijliggende fietsvoorzieningen



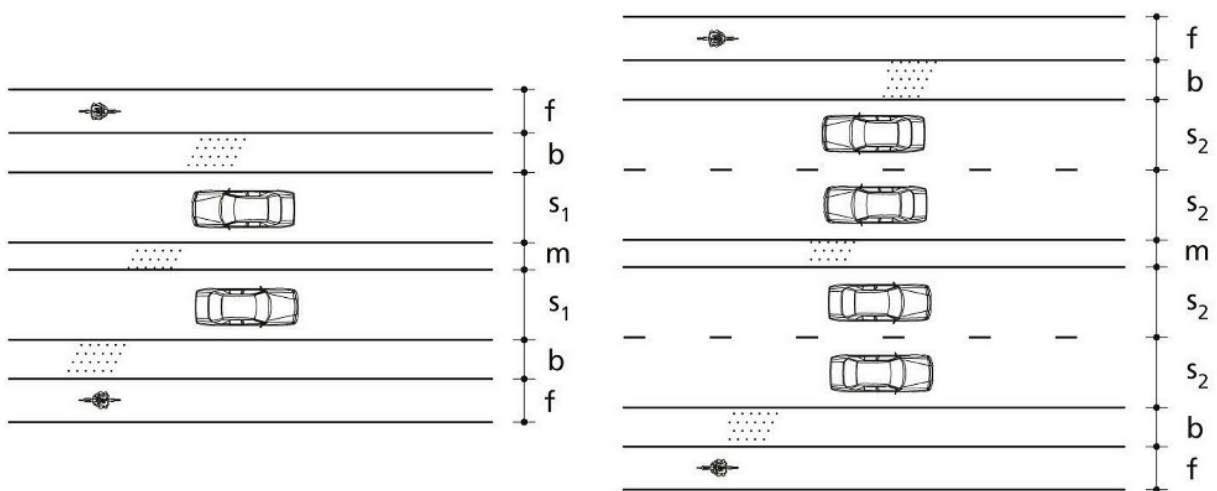


	ideaal	gebruikelijk	minimaal
a rijloper (= verhardingsbreedte)	4,50	3,50	2,50
i buitenberm/obstakelvrije zone	3)	2,50	1,50

3) geen grenswaarde aan ideaal, wel groter dan 'gebruikelijk'

Figuur 20: Erftoegangsweg type II

Gebiedsontsluitingswegen binnen de bebouwde kom



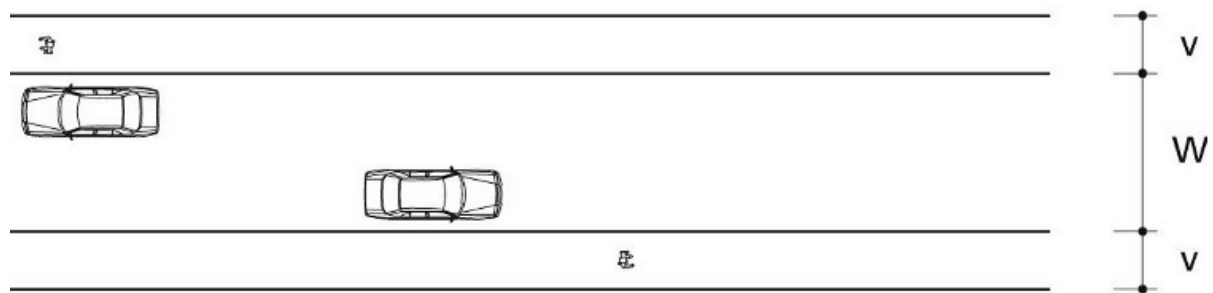
Maatvoering (exclusief markering)

- $b \geq 1,50$ m
- $f = 2,00 - 4,00$ m
- $m \geq 1,50$ m
- s_1 bij een rijstrook per richting 3,25 - 3,50 m
- s_2 bij twee rijstroken of meer per richting 3,25 m

Figuur 21; Gebiedsontsluitingswegen binnen de bebouwde kom (2x2 en 2x1)



Erftoegangswegen binnen de bebouwde kom



Maatvoering

- v (voetpad) $\geq 1,80$ m
- $W = 5,80$ m

Figuur 22; Erftoegangsweg binnen de bebouwde kom met gemengd verkeer in twee richtingen

Horizontaal alignement

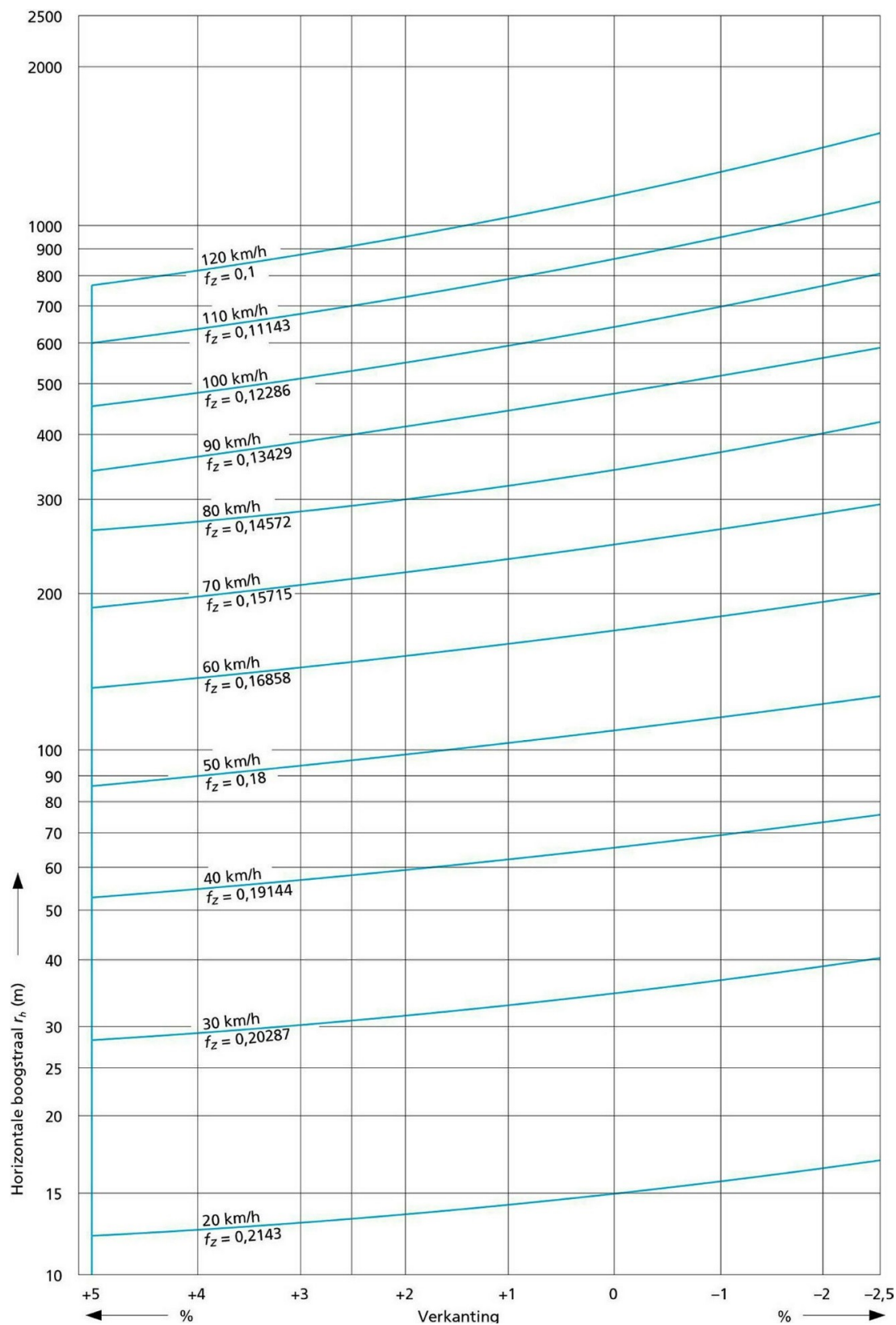
Wanneer een weg in horizontale richting verlegd moet worden ten behoeve van de inpassing van een dijk, dient rekening te worden gehouden met minimale stralen die per type weg toegepast mogen worden. De ontwerpsnelheid van de betreffende weg bepaald wat de ondergrens is voor de horizontale boogstralen. Deze ondergrens voorkomt dat de bocht te scherp ontworpen wordt, waardoor de weggebruiker uit de bocht kan vliegen wanneer de toegestane snelheid niet overschreden wordt.

In onderstaande tabel zijn de benodigde bochtstralen per ontwerpsnelheid af te lezen in combinatie met de toe te passen verkanting. Normaal gesproken wordt uitgegaan van een positieve verkanting van circa 2 tot 2,5%.

Naast de minimale bochtstralen dient ook rekening te worden gehouden met het wel of niet moeten toepassen van overgangsbogen. Dit speelt voor dit project met name bij gebiedsontsluitingsweg buiten de bebouwde kom. Voor dit type weg wordt gesteld dat bij een ontwerpsnelheid van 80 km/u bochten met een straal kleiner dan $R=1700$ m moeten worden voorzien van overgangsbogen. De A-waarde van deze overgangsbogen is 1/3 tot maximaal 1 keer de waarde van de boogstraal zelf.

Voor de overige wegcategorieën in het gebied gelden geen overgangsbogen.



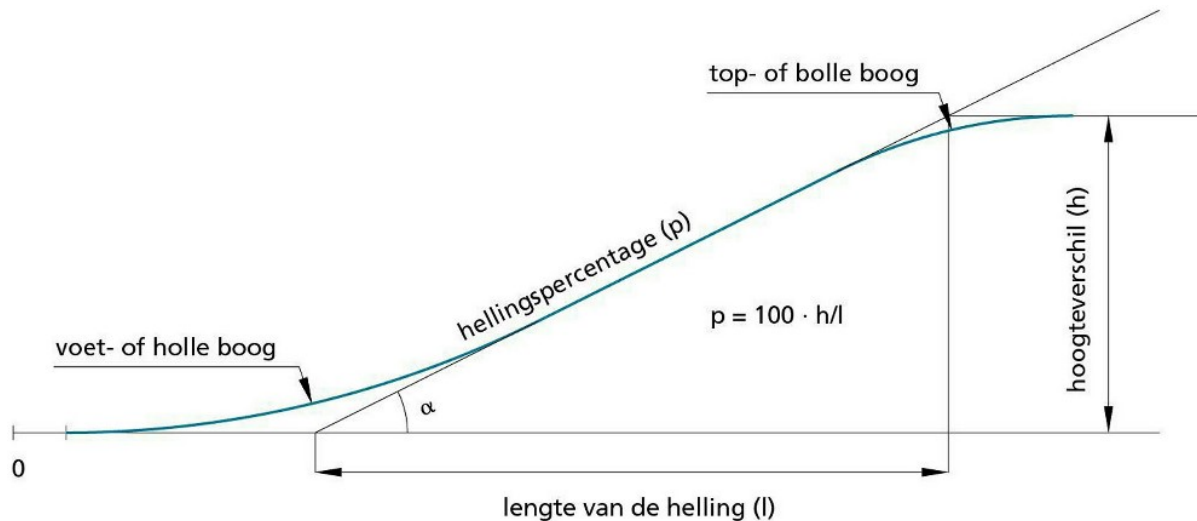


Figuur 23; toe te passen horizontale bochtstralen bij verschillende ontwerpnelheden



Verticaal alignement

Het verticale verloop van de weg bestaat uit voetbogen, topbogen en een hellingspercentage. Deze drie onderdelen bepalen het rijcomfort en het wegbeeld. Daarnaast zijn ze van invloed op het beschikbare rijzicht, stopzicht en oprijzicht.



Figuur 24; onderdelen van het verticale alignement

Voor wat betreft het hellingspercentage worden de volgende maximale waarden voorgeschreven voor gebiedsontsluitingswegen buiten de bebouwde kom.

Ontwerp (km/h)	80
Gewenst Hellingspercentage (%)	5
Maximaal Hellingspercentage (%)	6

Figuur 25; maximale hellingspercentages bij een ontwerp van 80 km/u

Voor fietsers worden de volgende hellingspercentages voorgeschreven bij de verschillende te overbruggen hoogtes. Hierbij moet worden opgemerkt dat bij lange hellingen (hoogteverschil groter dan 5,0 m) het wenselijk is om halverwege een vlak gedeelte in te passen van circa 25 m lang om de fietser de gelegenheid te geven om weer op adem te komen.



Hoogteverschil (m)	Aanbevolen hellingspercentage (%)	Maximale hellingspercentage (%)
1.00	7.5	8.0
2.00	4.7	8.0
3.00	3.2	6.5
4.00	1.8	4.2
5.00	1.2	2.0

Figuur 26; maximale hellingspercentages voor fietsverkeer uitgezet tegen de te overbruggen hoogte

Naast het hellingspercentage zijn ook de top- en voetbogen van belang voor een verkeersveilige inpassing van de weg. Te krappe top- en voetbogen zorgen er voor dat de weggebruiker niet ver genoeg voor zich uit kan kijken om te zien wat er voor zich op de weg gebeurt om tijdig actie te kunnen ondernemen indien nodig.

De wenselijke afrondingsstraal van de bolle boog is afhankelijk van de snelheid en wel zodanig dat steeds voldoende stopzicht aanwezig moet zijn. Bolle verticale bogen (topbogen) moeten zodanig worden gedimensioneerd dat weggebruikers, met een ooghoogte op 1,10 m boven het wegdek binnen het stopzicht, voorwerpen van 0,20 m hoogte op het wegdek kunnen waarnemen. Deze keuze zorgt ervoor dat weggebruikers met een hoger gezichtspunt, bijvoorbeeld motorrijders (1,70 m), ook een goed overzicht hebben. Daarnaast is het met name op erftoegangswegen met één rijloper (en geringe verhardingsbreedte) van belang dat bestuurders van elkaar tegemoet rijdende voertuigen, elkaar tijdig kunnen opmerken zodat remmen en uitwijken nog mogelijk is.

De volgende waarden dienen daarom minimaal te worden gehanteerd.

Vaartworp (km/h)	Stopzicht (m)	r_{bol} (m)	Rijzicht (m)	r_{bol} (m)
80	105	2.464	200	6.487

Figuur 27; Minimale verticale boogstralen op basis van rijzicht en stopzicht op gebiedsontsluitingswegen buiten de bebouwde kom

Vaartworp (km/h)	m
60	1.250

Figuur 28; Minimale bolle bogen voor erftoegangswegen buiten de bebouwde kom



De holle boog of verticale voetboog wordt toegepast als afronding aan de onderkant van een verticale rechtstand onder een langshelling (bij grote hoogteverschillen). Bij geringe hoogteverschillen wordt de holle boog bij voorkeur direct op een bolle boog aangesloten.

Uit het oogpunt van comfort mag bij het doorrijden van de holle boog de verticale versnelling op een regionale stroomweg niet groter zijn dan $1,0 \text{ m/s}^2$. Bij gebiedsontsluitingswegen is deze waarde $0,5 \text{ m/s}^2$. De straal van holle bogen wordt om esthetische eisen (wegbeeld) echter aanzienlijk groter genomen dan op grond van rijtechnische overwegingen noodzakelijk is.

De duidelijkheid van het wegbeeld is maatgevend voor de dimensionering van de holle boog. Om de indruk van tegenbogen of knikken te vermijden in respectievelijk horizontaal gebogen of rechte wegvakken, moet de holle boog op gebiedsontsluitingswegen ten minste tweemaal zo groot zijn als de daaropvolgende bolle boog ($r_{hol} = 2 \times r_{bol}$).

Voor de wegen binnen de bebouwde kom worden de volgende minimale waarden voorgeschreven voor de top- en voetbogen, waarbij ook het uitgangspunt geldt dat de voetboog bij voorkeur tweemaal zo groot is als de topboog.

Ontwerpsnelheid [km/h]	Minimale bolle boogstralen [m]	Minimale holle boogstralen [m]
30	175	135
40	375	240
50	675	375

Figuur 29; Minimale waarden voor top- en voetbogen binnen de bebouwde kom

De volgende waarden voor rijzicht, stopzicht en uitwijkzicht worden voorgeschreven, waarbij wordt gesteld dat er minimaal moet uit worden gegaan van het benodigde stopzicht.

Hierbij wordt gemeten met een ooghoogte van 1,10 m boven de rijbaan.

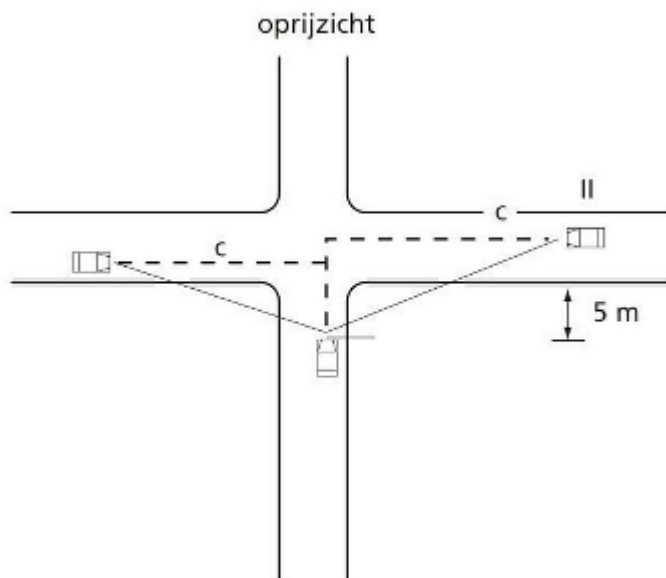
Ontwerp (km/h)	Rijzicht	Stopzicht	Uitwijkzicht
100	135	170	190
90	120	134	165
80	105	105	145
70	80	79	100
60	60	60	90
50	45	41	70

Figuur 30; minimaal benodigd rijzicht, stopzicht en uitwijkzicht bij verschillende ontwerpsnelheden



Voor een ontwerpsnelheid van 30 km/u bedraagt het stopzicht 25 m bij een perceptie-reactietijd van 2 seconden.

Om vanuit een zijweg veilig een weg op te kunnen rijden moet rekening worden gehouden met het benodigde oprijzicht. Deze wordt gemeten vanaf 5,0 m uit de kant van de rijbaan waar men op wil rijden.



Aard manoeuvre	Kritisch tijdsinterval (s)		Oprijzicht bij 80 km/h (m)	
	wegtype I	wegtype II	wegtype I	wegtype II
Linksaf vanaf hoofdrijbaan	5,5	5,0	125	110
Rechtsaf vanaf zijweg	5,5	5,5	125	125
Rechtdoor vanaf zijweg	6,5	6,0	145	135
Linksaf vanaf zijweg	7,0	6,5	155	145

Figuur 31; oprijzicht bij gebiedsontsluitingswegen buiten de bebouwde kom

Naderingssnelheid hoofdweg (km/h)	Oprijzicht vanaf zijweg (m)
60	100
50	80
40	75
30	75

Figuur 32; oprijzicht bij overige wegen binnen het plangebied



BIJLAGE 3 PIPINGGEVOELIGHEID GRIND

Pipinggevoeligheid grind en grindhoudende zanden Maasvallei,
Deltares 23 april 2018, kenmerk: 11202002-002-GEO-0002

Uitbreiding pipinggevoeligheid grind en grindhoudende zanden Maasvallei,
Deltares 19 maart 2019, kenmerk: 11202002-002-GEO-0005

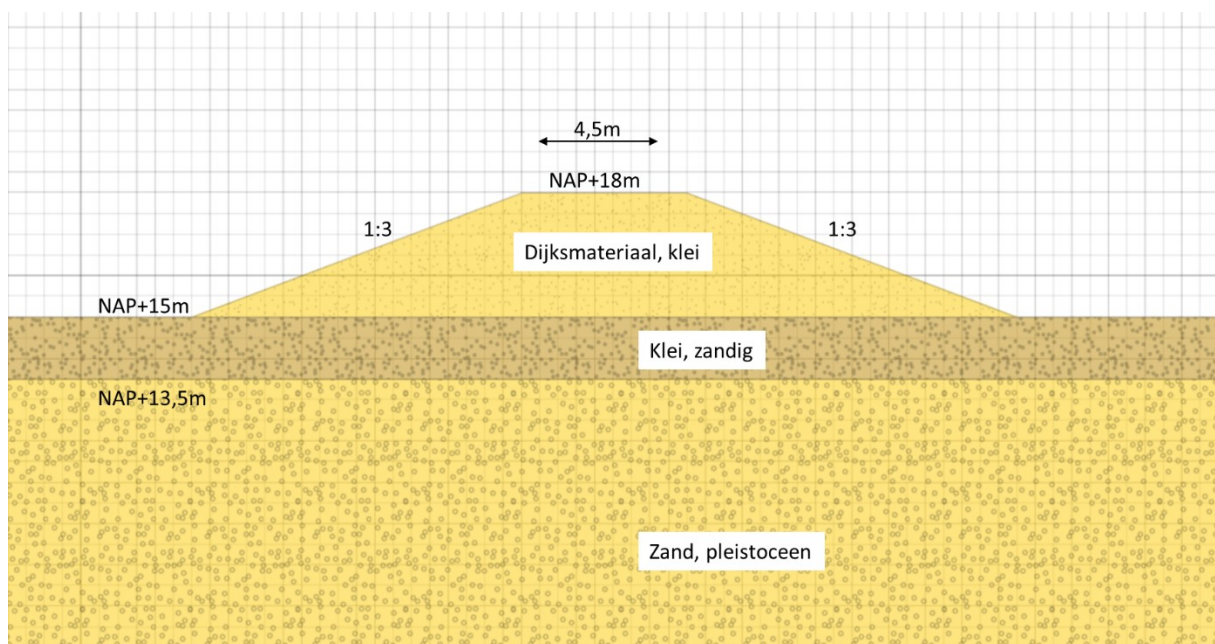


BIJLAGE 4 VERKEERSBELASTING

Onderzocht is tot welke waterstand verkeer met een belasting van 13 kN/m^2 op de kering kan rijden, waarbij de afschuifveiligheid hetzelfde is als bij een kering in combinatie met WBN en een verkeersbelasting van 4 kN/m^2 .

Op basis van KPR factsheet verkeersbelasting en macrostabiliteit [ref 18] is de verkeersbelasting bij de uiterste grenstoestand (UGT) op de kering 4 kN/m^2 en bij de bruikbaarheidstoestand (BGT) 13 kN/m^2 . In beide gevallen over een breedte van 2,5 m.

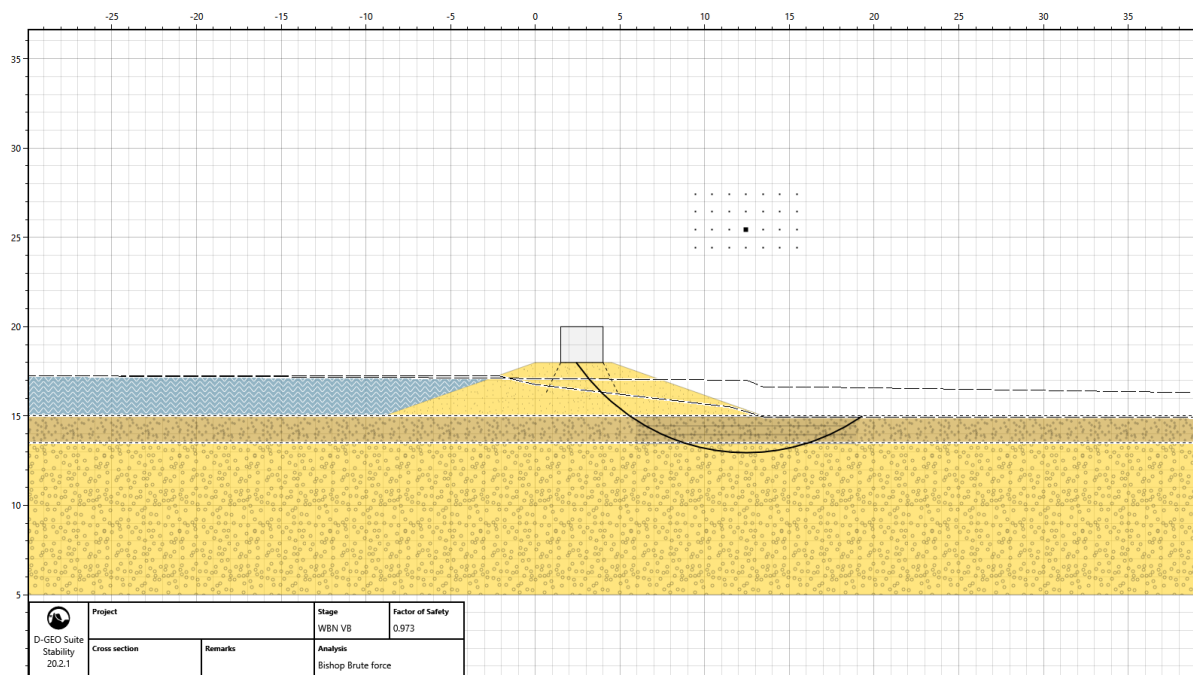
Voor deze analyse is de geometrie en bodemopbouw in Figuur 33 beschouwd bij een WBN van NAP+17,25m. De freatische lijn is geschematiseerd op basis Figuur 3 (pagina 26). De sterkte parameters zijn gebaseerd op Tabel 5 (pagina 23). Er is gerekend met gedraineerde CSSM parameters. Ter plaatse van de binnenteen is sprake van opbarsten waardoor de grenspotential ter plaatse van de binnenteen is geschematiseerd.



Figuur 33: beschouwde geometrie en bodemopbouw

Bij de basisberekening is de veiligheidsfactor berekend bij een WBN van NAP+17,25m en een verkeersbelasting van 4 kN/m^2 over 2,5m breedte en een spreiding van 26° met een degree of consolidation van 0% over de cohesieve lagen. Om het effect van de verkeersbelasting op de kering weer te geven is de insnede van de glijcirkel vastgelegd ter plaatse van het midden van de verkeersbelasting. Hierbij is gerekend met het glijvlakmodel Bishop. De berekende veiligheidsfactor is 0,973.





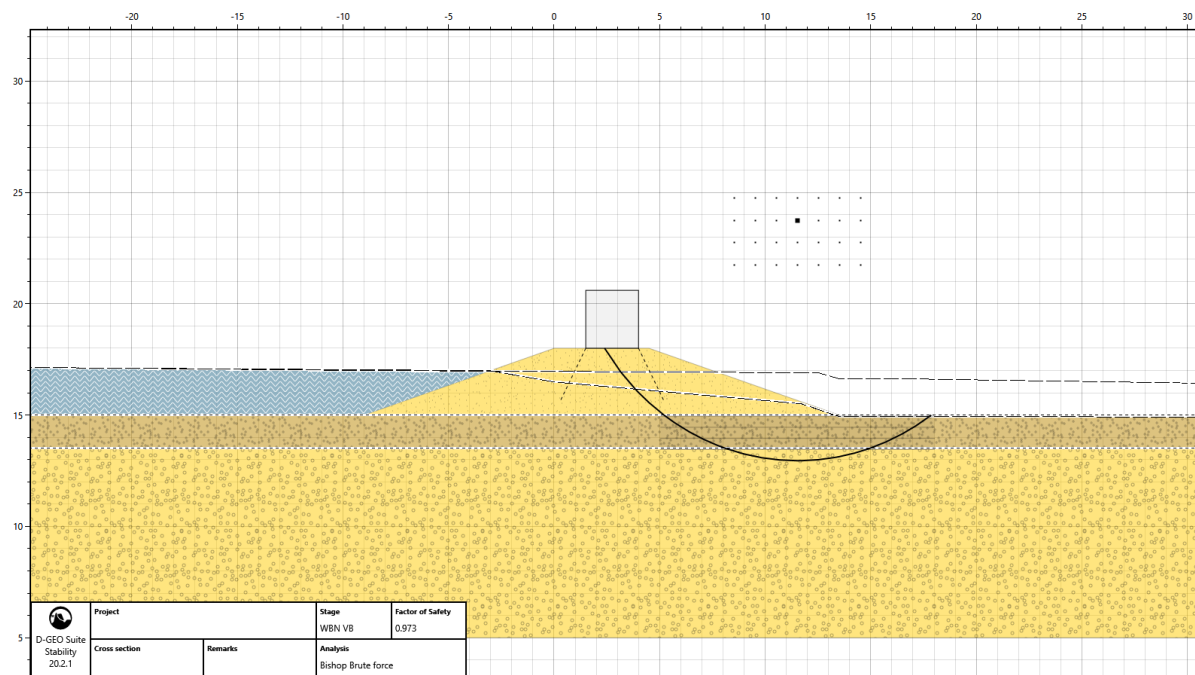
Figuur 34: 4 kN/m² met constraints halverwege verkeersbelasting SF=0,973.

Om vast te stellen bij welke waterstand een verkeersbelasting van 13 kN/m² de waterkering dezelfde afschuifveiligheid heeft als de waterkering bij WBN met een verkeersbelasting van 4 kN/m² is de buitenwaterstand verlaagd en de afschuifveiligheid berekend.

Bij een waterstandverlaging van WBN-0,25 m (= NAP +17 m) is de berekende afschuifveiligheid 0,973. In de berekening zijn de freatische lijn en de stijghoogte aangepast op basis van de buitenwaterstand. Hierbij is de berekende afschuifveiligheid met een verkeersbelasting van 13 kN/m² gelijk aan de afschuifveiligheid bij WBN in combinatie met een verkeersbelasting van 4 kN/m².

CONCLUSIE: VOOR EEN GEMIDDELDE DIJK IN DE NOORDELIJKE MAASVALLEI IS EEN ZWARE VERKEERSBELASTING TOEGESTAAN TOT EEN TAMELIJK HOGE WATERSTAND (WBN-0,25 M). DOOR LOKALE STEILERE TALUDHELLING, DIJKHOOGTE OF BODEMOPBOUW KAN HET VOORKOMEN DAT REEDS BIJ LAGERE WATERSTANDEN EEN DERGELIJK VERKEERSBELASTING ALS "ONVERSTANDIG" MOET WORDEN BESCHOUWD. DAAROM WORDT EEN VEILIGE MARGE AANGEHOUDEN VAN FACTOR TWEE OFWEL WBN-0,5 M.





Figuur 35: belasting 13 kN/m^2 en WBN-0,25m, $SF=0,973$.

