

POVM Grondverbeteringen

Een publicatie van de POV Macro stabiliteit



POVM Grondverbeteringen

Een publicatie van de POV Macrostabiliteit

Auteurs

Rimmer Koopmans (Arcadis, projectleider)

Meindert Van (Deltares)

Mark van der Krogt (Deltares)

Wim Kanning (Deltares)

Werner Halter (Fugro)

Ruud Steenbrink (GeoBest)

Edwin Dekker (Fugro)

Gijs Hoffmans (Deltares)

Peter Kraaijenbrink (Deltares)

Johan Hockx (Fugro)

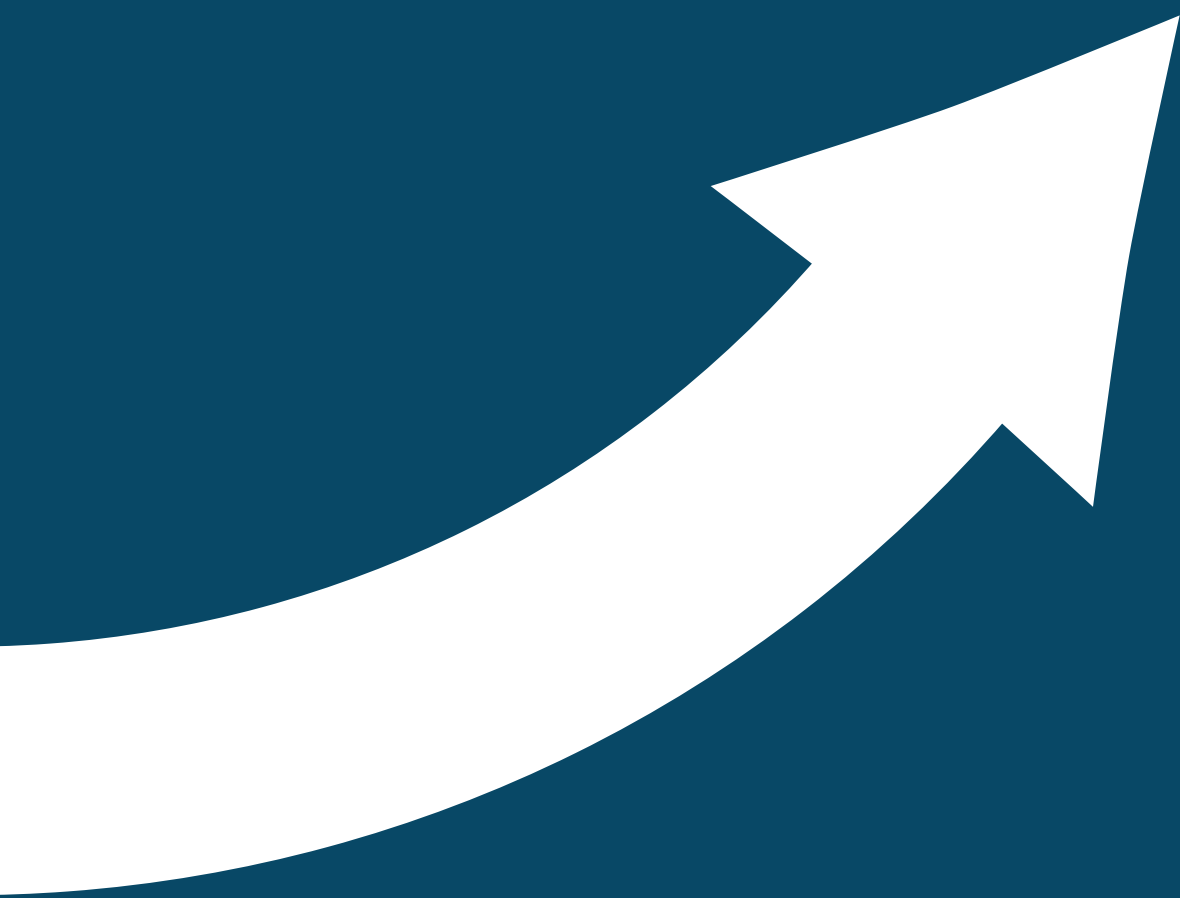
Constant Brok (Huesker)

Rijk Gerritsen (Low & Bonar)

Datum

september 2018





Voorwoord

In het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP), de alliantie tussen RWS en alle waterschappen, is een Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM) ingesteld (2015-2018). Het HWBP, het bedrijfsleven en de kennisinstututen zoeken hierin samen naar innovaties om het faalmechanisme 'macrostabiliteit' effectiever te kunnen aanpakken. Het doel daarbij is om dijkversterking beter, sneller en goedkoper te realiseren. Trekker van dit proces is het Waterschap Rivierenland.

Een van de clusters in de POVM is 'Innovaties in uitvoeringstechnieken. Hierin is/wordt een aantal technieken onderzocht: drainagetechnieken, vernagelingstechnieken, grondverbeteringstechnieken en langsconstructies. Voor elk van deze technieken wordt een publicatie opgesteld. De voorliggende publicatie gaat over de techniek 'Grondverbeteringen'.

Omdat deze publicaties de leidraad vormen bij dijkversterkingsprojecten, is het van groot belang dat de sector de inhoud ervan breed draagt. Om dat te borgen heeft SBRCURnet per techniek een commissie van deskundigen samengesteld (Klankbordgroep).

Voor 'Grondverbeteringen' was de samenstelling van 'SBRCURnet commissie 2502' (de Klankbordgroep) als volgt:

Leden Klankbordgroep	Organisatie
Jeroen Buijs	Fl-Liebregts
Jeroen Dijkstra	Cofra
Marc Everaars	Sweco
Rijk Gerritsen	Low & Bonar
Fred Jonker	Jonker Geoadvies
Rody Kusters	Ploegam
Onno Langhorst	Movares
Arny Lengkeek	Witteveen en Bos
Dirk van Schie	POV Macrostabiliteit
Robbin Sluijsmans	Boskalis
Bas Snijders	Crux
Meindert Van	Deltares
Albert Wiggers	Royal HaskoningDHV

Het schrijfteam voor deze publicatie bestond uit de volgende personen:

Hoofdstuk	Leden Schrijfteam
Hoofdstuk 1	Meindert Van (Deltares), Rimmer Koopmans (Arcadis)
Hoofdstuk 2	Mark van der Krogt, Wim Kanning (beiden Deltares)
Hoofdstuk 3	Werner Halter (Fugro)
Hoofdstuk 4	Ruud Steenbrink (GeoBest)
Hoofdstuk 5	Edwin Dekker (Fugro)
Hoofdstuk 6	Gijs Hoffmans, Peter Kraaijenbrink (beiden Deltares)
Hoofdstuk 7	Johan Hockx (Fugro)
Hoofdstuk 8	Constant Brok (Huesker) en Rijk Gerritsen (Low & Bonar)
Hoofdstuk 9	Werner Halter (Fugro)
Hoofdstuk 10	Rimmer Koopmans (Arcadis)

De projectleiding van het schrijfproces was in handen van Rimmer Koopmans, evenals de redactie van de tussenversie en eindversie.

De inhoud van deze rapportage is gebaseerd op de thans beschikbare kennis en ervaring. De POVM en SBRCURnet spreken hun dank uit aan de leden van het Schrijfteam en aan de Klankbordgroep. Met veel inzet en enthousiasme en in samenwerking met diverse partijen hebben zij gewerkt aan de realisatie van deze rapportage.

Tiel, september 2018

Ing. T.J. Schepers MPM
 Programmaleider POV Macrostabieleit

Dr. ir. M.A. (Meindert) Van
 Technisch Manager POV Macrostabieleit

Ing. A. Jonker
 SBRCURnet Programmamanager
 Geotechniek en Bodem



Foto: Project dijkverbetering Hagestein-Zederik (C. Brok, 2006)

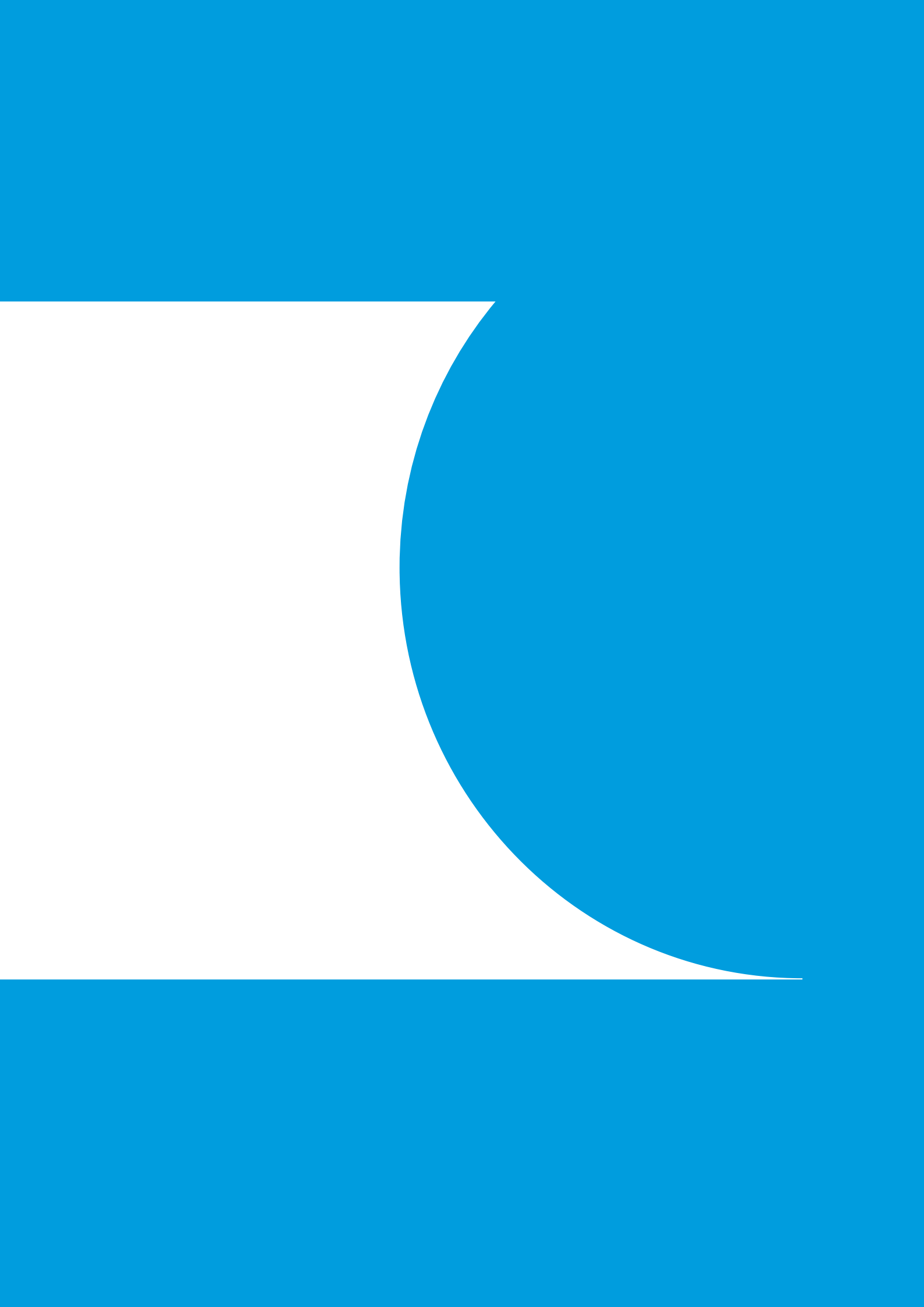
Inhoud

Voorwoord	3
1 Inleiding	11
1.1 Aanleiding	11
1.2 Reikwijdte publicatie	11
1.3 Literatuur	12
1.4 Positionering POVM publicaties ten opzichte van het WBI2017	12
1.4.1 Beoordelen	12
1.4.2 Ontwerpen	14
1.4.3 Doelgroep	15
2 Veiligheidsfilosofie	17
2.1 Afbakening	17
2.2 Bepaling ontwerpeisen	17
2.2.1 Doelbetrouwbaarheid	17
2.2.2 Referentieperiode	18
2.2.3 Benodigde stabiliteitsfactor	18
2.3 Eisen bepalen voor beoordeling en ontwerp grondverbetering	19
2.3.1 Afdekken onzekerheden in onvoldoende functioneren grondverbetering	19
2.3.2 Foutenboom voor grondverbeteringen	19
2.3.3 Definitie functioneren maatregel	20
2.3.4 Uitwerking afleiding eisen	21
2.4 Aantonen betrouwbaarheidseis	21
2.4.1 Aanpak 1: Direct via rekenwaarde	22
2.4.2 Aanpak 2a: Systeemanalyse op basis van scenario's	22
2.4.3 Aanpak 2b: Systeemanalyse op basis van schematiseringsfactor	23
2.4.4 Aanpak 3: Eisen aan individuele elementen	23
2.4.5 Optimalisatiemogelijkheden	24
2.5 Aantonen kans op onvoldoende functioneren maatregel	24
2.5.1 Ontwerp, uitvoering	24
2.5.2 Beoordelen en beheer	25
2.5.3 Inschatting faalkansen	25
2.6 Voorbeelden	25
2.6.1 Voorbeeld 1 – Direct via rekenwaarde	25
2.6.2 Voorbeeld 2a – Systeemanalyse op basis van scenario's	26
2.6.3 Voorbeeld 2b – Schematiseringsfactor	27
3 Grondonderzoek en ondergrondschematisatie	29
3.1 Parameterbepaling	29
3.2 Grondonderzoek	32
3.3 Ondergrondschematisatie	34
3.4 Rekenmodellen	34

4	Alternatieve (ophoog)materialen	37
4.1	Beschrijving materiaalsoorten	37
4.1.1	Lichte materialen (<16 kN/m ³)	37
4.1.2	Vervangingsmaterialen, gelijkwaardig aan zand en/of grond	38
4.1.3	Zware materialen (>20 kN/m ³)	38
4.1.4	Milieubelastende materialen (IBC)	38
4.2	Stabiliteitsbeschouwing	38
4.2.1	Toepassing in de kern (effectbeschrijving op macrostabiliteit)	38
4.2.2	Toepassing in een steunberm (effectbeschrijving op macrostabiliteit)	39
4.3	Betrouwbaarheid	39
4.3.1	Partiële factoren en parameters op hoofdlijnen	40
4.3.2	Benodigd laboratoriumonderzoek ter vaststelling van de parameters	40
4.4	Uitvoeringsaspecten	41
4.5	Beheer en onderhoud	42
4.6	Monitoring en opleveringscontrole	43
5	Grondstabilisatie	45
5.1	Beschrijving techniek	45
5.1.1	Reikwijdte	45
5.1.2	Ervaring en toepassing binnen- en buitenland	45
5.2	Stabiliteitsbeschouwing	46
5.3	Betrouwbaarheid	46
5.3.1	Ontwerpwijze	46
5.3.2	Kwaliteit en duurzaamheid	46
5.3.3	Beheersing kwaliteit en risico's	47
5.4	Uitvoeringsaspecten	48
5.4.1	Uitvoeringsmethode	48
5.4.2	Bindmiddel en dosering	50
5.4.3	Aandachtspunten	50
5.4.4	Uitvoeringsstabiliteit	51
5.4.5	Effect op de omgeving	52
5.5	Beheer en onderhoud	52
5.6	Milieuaspecten	53
6	Consolidatie met drainage	55
6.1	Beschrijving methoden	55
6.1.1	Standaard verticale drainage	55
6.1.2	Geforceerde consolidatie	55
6.2	Stabiliteitsbeschouwing	57
6.3	Zetting	58
6.4	Betrouwbaarheid	58
6.5	Uitvoeringsaspecten	60
6.6	Beheer en onderhoud	60
6.6.1	Uitvoeringsfase	60
6.6.2	Gebruiksfase	61
6.7	Monitoring	61

7	Granulaire kolommen	63
7.1	Beschrijving techniek	63
7.1.1	Stabiliteitstekort	63
7.1.2	Vergroten stabiliteit met granulaire kolommen	63
7.1.3	Uitvoeringsmethode	64
7.2	Stabiliteitsbeschouwing	65
7.2.1	Schematisering van granulaire kolommen	65
7.2.2	Configuratie van granulaire kolommen	67
7.3	Betrouwbaarheid	67
7.4	Uitvoeringsaspecten	68
7.4.1	Algemene aandachtspunten	68
7.4.2	Rijzing van maaiveld en horizontale grondverplaatsing	68
7.4.3	Invloed op belendende bebouwing door trillingen	69
7.4.4	Invloed aanbrengen kolommen op kabels en leidingen	69
7.5	Beheer en onderhoud	69
7.6	Invloed op omgeving	70
7.6.1	Landschap, natuur en cultuurhistorie	70
7.6.2	Aanpasbaarheid aan toekomstige randvoorwaarden	70
8	Gewapende grond	71
8.1	Beschrijving	71
8.1.1	Wat is gewapende grond?	71
8.1.2	Overwegingen afwerking voorzijde	71
8.1.3	Referenties wereldwijd in waterkeringen	72
8.2	Stabiliteitsbeschouwing	73
8.2.1	Levensduur	73
8.2.2	Piping	73
8.2.3	Deformatie	74
8.2.4	Macrostabiteit	74
8.3	Betrouwbaarheid	74
8.3.1	Partiële factoren en parameters op hoofdlijnen	74
8.3.2	Aanlevering info vanuit de leverancier van de geogrids	75
8.3.3	Pull-out versus breuksterkte	75
8.4	Uitvoeringsaspecten	75
8.5	Beheer en onderhoud	76
8.5.1	Vandalisme bescherming en knaagdieren	76
8.5.2	Brand	77
8.5.3	Aanrijdbelasting	78
8.5.4	Uv-bescherming	78
8.5.5	Kabels en leidingen	78
8.5.6	Schade als gevolg van maaiwerk	79
8.5.7	Kennis van materiaal en ligging	79
8.5.8	Veengas	79
8.6	Monitoring en opleveringscontrole	79

9	Overige technieken	81
9.1	Oppervlakteverdichting	81
9.2	Diepteverdichting	81
9.3	Borsteldijk	81
9.4	Oppervlaktestabilisatie	82
9.4.1	Stabilisatie	83
9.4.2	Bentonietmat	83
9.5	Niet beschouwde technieken	83
10	Omgevingsmanagement	85
10.1	Juridische aspecten	85
10.2	Waar en wanneer grondverbetering	85
10.2.1	Afwegingscriteria	85
10.2.2	Specifieke toepassingscriteria	86
10.3	Kosten	87
10.4	Iedereen kan rekenen met grondverbeteringen	87
10.4.1	Tussenoplossing 'strain compatibility'	88
10.4.2	Toepassingsvoorwaarden 'strain compatibility'	88
10.4.3	Aanbeveling 'strain compatibility'	88
Bijlage A	Rekenvoorbeeld gewapende grond	91
Bijlage B	Rekenvoorbeeld granulaire kolommen	101
Bijlage C	Bronnenlijst	105
Bijlage D	ENW-advies	110



1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Het idee voor deze POVM Grondverbeteringen komt voort uit de POV¹ Macro stabiliteit (POVM) van het HWBP, waarbinnen vier publicaties worden opgeleverd, elk met beschrijvingen van een specifieke techniek. De serie bestaat uit: 'Drainagetechnieken', 'Langsconstructies', 'Vernagelingstechnieken' en 'Grondverbeteringstechnieken'.

Grondverbeteringen worden in deze publicatie als volgt gedefinieerd:

- Het (gedeeltelijk) verwijderen van de slappe lagen.
- Het samenpersen/voorbelasten van de slappe lagen.
- Het versterken van de slappe lagen met een toeslagstof.
- Het aanbrengen van een grondwapening.

Om de veiligheid van Nederland op een aanvaardbaar niveau te houden, bevat de Waterwet normen voor waterkeringen. Deze wettelijke normen vragen een vertaling naar de praktijk. Zo is het nodig de norm met uniforme rekenwijzen te vertalen naar een oordeel over de veiligheid van een waterkering en naar een ontwerp voor een dijk(versterking). De te hanteren rekenwijzen en de kennis die eraan ten grondslag ligt staan onder andere in Leidraden en Technische rapporten.

Het document 'Grondslagen voor hoogwaterbescherming' vormt de koepel boven deze documenten. Het beschrijft de achterliggende principes van de hoogwaterbescherming in Nederland; de totstandkoming van de wettelijke normen en de vertaalslag naar beoordelen, ontwerpen en beheren. De onderhavige POVM-publicatie sluit aan bij deze indeling van wet, vertaalslag en inhoudelijk document.

1.2 Reikwijdte publicatie

Deze POVM-publicatie beperkt zich tot technieken die de eigenschappen van een grondvolume verbeteren, waardoor de macro stabiliteit toeneemt. Technieken die gebruikmaken van stijve elementen om sterkte toe te voegen, zoals damwanden of ankers, worden beschreven in de andere publicaties die vanuit de POVM worden opgesteld.

De techniek 'mixed in place' (als langsconstructie) wordt niet in deze publicatie behandeld, maar in de POVM-publicatie Langsconstructies.

Met eindige-elementenmodellen (EEM) zoals Plaxis kunnen vervormingen en omgevingsbeïnvloeding door een maatregel goed worden bepaald. Ook is in sommige gevallen met EEM een gedetailleerder ontwerp mogelijk. Dergelijke modellen vallen echter niet binnen de reikwijdte van deze publicatie. Het uitgangspunt is berekening van de veiligheid van een grondlichaam met D-GeoStability (of een vergelijkbaar 'limit equilibrium analyseprogramma'), aangevuld met berekening van techniek-specifieke bezwijkmechanismen.

De POVM Grondverbeteringen beoogt een actueel antwoord te geven op de vraag 'Waar en wanneer zijn grondverbeteringstechnieken een goed of zelfs beter alternatief voor conventionele maatregelen (bijvoorbeeld een oplossing in grond of met een damwand)?'

1 POV staat voor Projectoverstijgende Verkenning

1.3 Literatuur

Deze POVM Grondverbeteringen geeft een overzicht van bekende technieken uit de GWW. Voor al deze verschillende technieken zijn er al toepassingsrichtlijnen beschikbaar in de vorm van CUR-handboeken, normbladen, publicaties of anderszins. Per techniek zijn de belangrijkste richtlijnen opgenomen in Bijlage C: Bronnenlijst. Enkele sprekende voorbeelden:

- CUR162 voor alternatieve ophoogmaterialen;
- CUR2005-1 voor consolidatie met drainage;
- CUR2001-10 voor granulaire kolommen;
- CUR198 voor gewapende grond;
- CUR219 voor gestabiliseerde grond.

1.4 Positionering POVM publicaties ten opzichte van het WBI2017

De vier publicaties van de POVM zijn geschreven voor het ontwerpen van dijken. Tevens sluiten ze aan bij de rapporten en leidraden van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI2017). Op de ENW-website staan diverse rapporten die geschreven zijn voor het ontwerpen van dijken, bijvoorbeeld het ontwerpen van rivierdijken of meerdijken. Tevens zijn er diverse deelrapporten over faalmechanismen of andere voor dijken relevante onderwerpen. De rapporten en de status ervan – zijn ze vigerend? – zijn terug te vinden op de website van het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW): www.enwinfo.nl. Deze site verwijst door naar de Kennisbank waterbouw van de TU Delft.

De hoofdlijnen en definities voor waterveiligheid staan beschreven in de ‘Grondslagen voor hoogwaterbescherming’ (ENW, 2016). Voor het beoordelen (voorheen toetsen genoemd) is er een wettelijk beoordelingsinstrumentarium (WBI2017) beschikbaar. Voor ontwerpen van een versterkingsmaatregel geldt dat het waterschap de randvoorwaarden vaststelt. Bovendien geldt dat een dijk met een constructie moet voldoen aan de Waterwet.

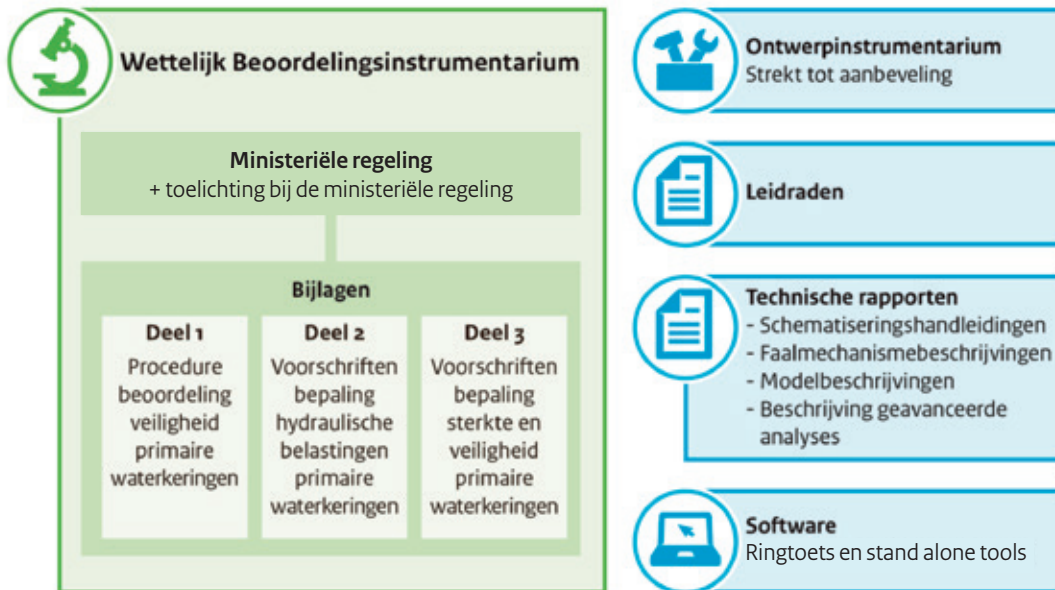
Op de beschikbare informatie voor het beoordelen en ontwerpen van een dijk met een constructie volgens de Waterwet wordt hierna verder apart ingegaan.

1.4.1 Beoordelen

Het WBI2017 voor de beoordelingsronde 2017-2023 bestaat uit de ministeriële regeling (Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017) en drie bijlagen. De drie bijlagen zullen verder worden aangeduid als:

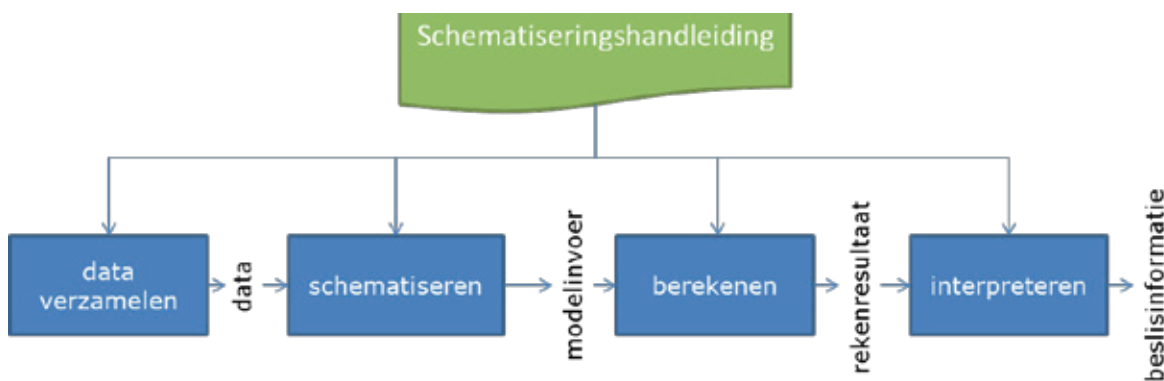
- WBI2017 Bijlage I Procedure
- WBI2017 Bijlage II Hydraulische belastingen
- WBI2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid

Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. Een overzicht van de structuur van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten staat in Figuur 1.1. Het basisrapport bij het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium voor de beoordelingsperiode 2017-2023 (basisrapport WBI2017 versie 1.1) beschrijft de inhoudelijke uitgangspunten bij het beoordelingsinstrumentarium.



Figuur 1.1 Het WBI2017 en daaraan gerelateerde documenten

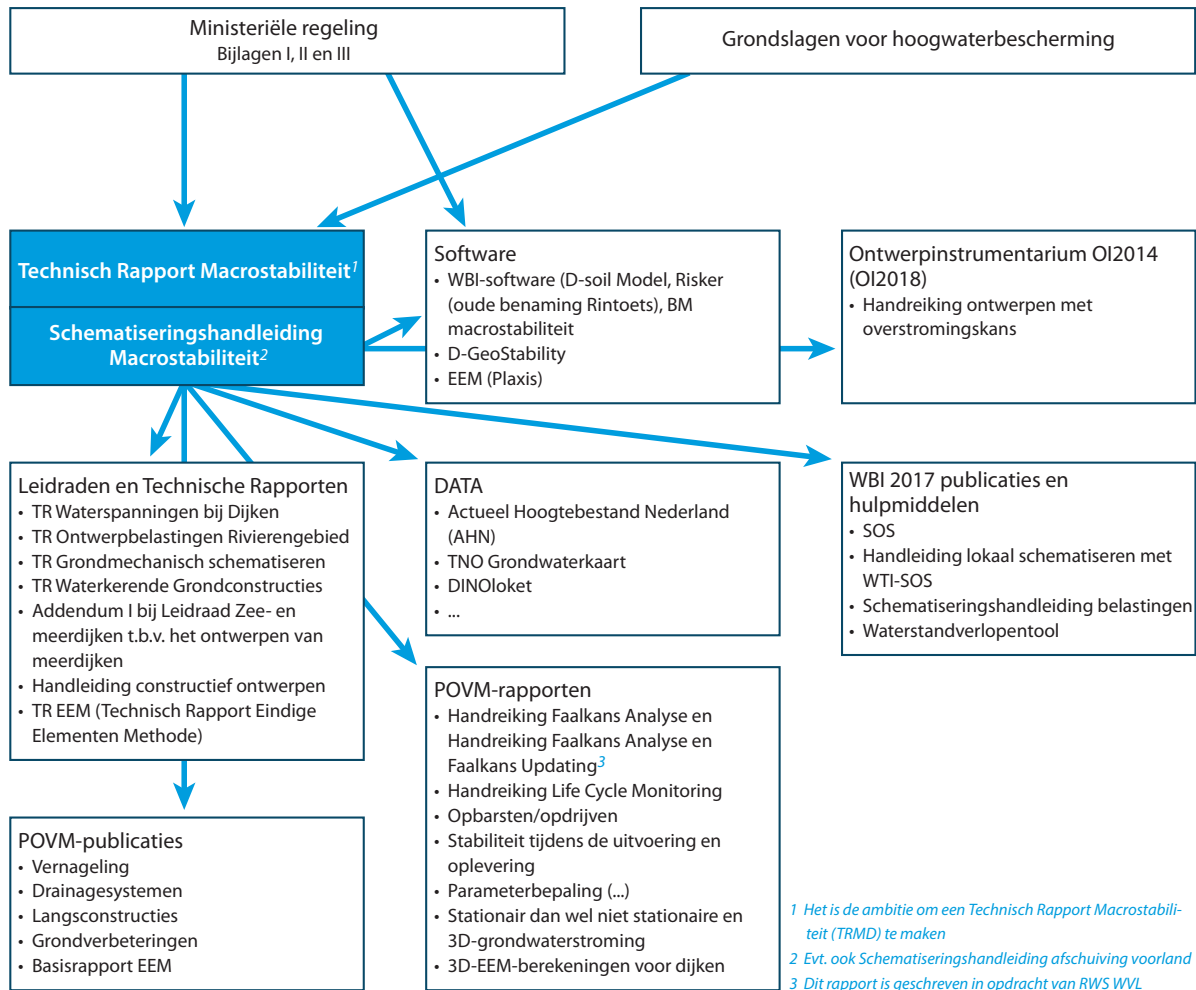
Het schematiseren van een dijk zonder een constructie staat in de schematiseringshandleidingen. Voor elk faalmechanisme is zo'n schematiseringshandleiding beschikbaar in het WBI2017. Specifiek voor Macrostabiliteit (Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, 2016b) is deze handleiding beschikbaar via de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl). Dat geldt ook voor Piping (Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, 2017) etc. Deze schematiseringshandleiding beschrijft hoe vanuit data een schematisering wordt gemaakt en hoe er vervolgens met een veiligheidsbenadering een berekening wordt gemaakt voor een 'groene dijk', zie Figuur 1.2.



Figuur 1.2 Activiteiten zoals beschreven in de schematiseringshandleiding

De schematiseringshandleiding geeft aanwijzingen voor welk type en welke hoeveelheid onderzoek nodig zijn om tot een goede schematisering te komen. Verder ondersteunt de schematiseringshandleiding gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en goede schematiseringen die in de beoordeling kunnen worden toegepast. De wijze waarop gegevens ingewonnen moeten worden (bijvoorbeeld hoe veldonderzoek of laboratoriumonderzoek uitgevoerd wordt) komt slechts summier aan bod. Hiervoor zijn aparte protocollen beschikbaar, die worden opgenomen in het

Technisch Rapport Macrostablieit (TRMD). De schematiseringshandleidingen zijn specifiek opgesteld voor het beoordelen van primaire waterkeringen en kunnen daarom niet zomaar worden toegepast voor andere doeleinden, zoals regionale keringen, ontwerp etc. De schematiseringshandleiding en het TRMD (nog in ontwikkeling per sept. 2018) vormen de basis van macrostablieit voor een 'groene' dijk, dat wil zeggen een dijk zonder constructie. De publicaties die de POVM maakt, gebruiken deze basis en veronderstellen deze basis als bekend. Een en ander is weergegeven in Figuur 1.3.



Figuur 1.3 De positie van de POVM-publicaties met als basis het Technisch Rapport Macrostablieit² en de Schematiseringshandleiding Macrostablieit

De vigerende leidraden en technische rapporten, waaronder die in Figuur 1.3, worden op dit moment in een project van RWS/WVL geherstructureerd. Er is in 2017 hard gewerkt aan het dossier macrostablieit. Onderdelen van dit dossier worden bij de herstructurering geactualiseerd en gaan deel uitmaken van nieuwe technische leidraden.

1.4.2 Ontwerpen

De leidraden van het het WBI2017 bevatten de benodigde informatie om een dijk te beoordelen. Maar voor ontwerpen – in het algemeen, maar zeker voor constructies in dijken – is veel meer nodig.

2 Het Technisch Rapport Macrostablieit is nog in ontwikkeling.

Sinds 1971 hebben de Technische Adviescommissie Waterkeringen (TAW) en haar opvolger, het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) leidraden en technische rapporten opgesteld voor het ontwerpen van primaire waterkeringen. Deze leidraden en technische rapporten zijn onder 'Publicaties' te vinden op de internetpagina www.enwinfo.nl, die doorverwijst naar de Kennisbank waterbouw van de TU Delft).

Een basis voor het ontwerpen van dijken staat beschreven in de Leidraad Rivieren (TAW, 1989) met aanvullende technische rapporten zoals het TR Waterspanningen bij Dijken (TAW, 2004) en TR Waterkerende Grondconstructies (TRWG) (TAW, 2001). Ook de rapporten over faalmechanismen zijn bruikbaar voor het ontwerpen.

Voor het ontwerpen en ontwerpuitsgangspunten van een groene dijk wordt aanvullend verwezen naar het ontwerpinstrumentarium (OI) OI2014 en updates daarvan. Het OI is nog in ontwikkeling en dus nog niet volledig. In het project OI2018 wordt dit ontwerp instrumentarium nader ingevuld. Het komt beschikbaar via de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl). Het ontwerpinstrumentarium is een handreiking die strekt tot aanbevelingen bij het ontwerpen van een kering conform de overstromingskansbepaling.

Binnen de POVM wordt specifiek gewerkt aan stabiliteitverhogende constructies in een dijk. Hiervoor wordt voor vier categorieën een ontwerprichtlijn opgesteld. Deze publicaties, te weten: vernagelings-technieken, drainagesystemen, langsconstructies en grondverbeteringen worden opgesteld binnen de POVM en voorgelegd aan ENW. De richtlijnen komen in de vorm van POVM-publicaties beschikbaar via de website van de POVM (www.POVM.nl, actief tot en met 2019). Voordat deze website opgeheven wordt, zal het eigenaarschap naar verwachting in het kader van POV2.0 worden geregeld.

Naast de vier richtlijnen worden binnen de POVM rapporten opgesteld over deelaspecten: Eindige Elementen Methode, Veiligheid tijdens de uitvoering, Life Cycle Monitoring, Actuele sterkte (Handreiking Faalkans Analyse en Faalkans Updating), parameterbepaling, etc. Deze rapporten zijn beschikbaar via de website van de POVM (www.povm.nl).

1.4.3 Doelgroep

Dit rapport is geschreven voor deskundige gebruikers die bekend zijn met de voorschriften, (deel)faalmechanismen en modellen die voor deze richtlijn van toepassing zijn. Tevens wordt verondersteld dat de informatie in de WBI2017-documenten bekend is.



2 Veiligheidsfilosofie

Als een dijk niet voldoet, kan gedacht worden aan slimme oplossingen zoals grondverbeteringen. Dit zijn maatregelen in de grond. Een dijk met een (grondverbeterings)maatregel is een systeem waarvan de onderdelen samen moeten voldoen aan de wettelijke veiligheidseis. Hiervoor moet worden aangetoond dat de stabiliteit met werkende maatregel voldoet aan de eis. Maar ook dat de kans op onvoldoende functioneren van de maatregel voldoende klein is. De grondverbetering voegt nog extra onzekerheden toe, ook deze dienen afdoende afgedekt te worden.

De veiligheidsfilosofie is van toepassing voor elke fase in het proces van borging van waterveiligheid: beoordeling en ontwerp, uitvoering en beheer. In iedere fase is, naast de sterkte van de waterkering met maatregel, de betrouwbaarheid van de maatregel zelf van belang. Om de waterveiligheid te garanderen, kunnen aan het ontwerp, de uitvoering of het beheer (aanvullende) eisen worden gesteld die bij een traditioneel dijkontwerp niet aan de orde zijn. Bijvoorbeeld de inspectie van schade door knaagdieren aan geotextielen.

De huidige aanpak en voorbeelden zijn gebaseerd op het WBI2017 en het OI2014v4. Hierin wordt uitgegaan van de SHANSEP implementatie van het Critical State Soil Mechanics-model (CSSM-model). De critical state is de toestand waarbij grond blijft vervormen onder gelijkblijvende spanning en porositeit (Roscoe et al, 1958). Belangrijke toevoeging is dat de grond tijdens het vervormen geen neiging heeft om van porositeit te veranderen (Jeffreries & Been, 2006).

In dit hoofdstuk worden de termen faalkans en betrouwbaarheid door elkaar gebruikt om de waarschijnlijkheid van falen aan te duiden; de faalkans en betrouwbaarheid kunnen in elkaar omgeschreven worden met behulp van formule 2.3.

2.1 Afbakening

In deze POVM-publicatie wordt alleen de veiligheidsfilosofie beschouwd van binnenwaartse- (STBI) en buitenwaartse macrostabiliteit (STBU) bij dijken. Uitgangspunt hierbij is een stabiliteitsbepaling op basis van een 'limit equilibrium model' (Bishop, Uplift Van en/of Spencer). Er wordt uitgegaan van ongedraaide stabiliteitsanalyses conform de vigerende versie van het WBI en het OI.

Deze richtlijn beperkt zich tot grondoplossingen, of grondverbeteringen met niet-stijve elementen (zie ook paragraaf 1.2). Voor sommige oplossingen geldt dat ze behalve aan de Waterwet, ook moeten voldoen aan andere eisen, zoals het Bouwbesluit of de Eurocode (bijvoorbeeld geotextielen). Dit is niet uitgewerkt in dit hoofdstuk.

Startpunt van deze POVM Grondverbeteringen is de faaldefinitie volgens de Waterwet. Daarin wordt expliciet verwezen naar de kans op inundatie (UGT-eis). Bij STBI en STBU kan de kans op inundatie na het optreden van een afschuiving kleiner dan 1 zijn. Deze zogenaamde reststerkte (het feit dat een deel van de dijk blijft staan na afschuiving) wordt in dit rapport verder niet beschouwd.

2.2 Bepaling ontwerpeisen

2.2.1 Doelbetrouwbaarheid

De veiligheidsfilosofie in deze publicatie start bij de doelbetrouwbaarheid op doorsnedeniveau. Om tot deze eis te komen, wordt verwezen naar WBI2017 en OI2014. De eis op doorsnedeniveau voor STBI of

STBU wordt bepaald met onderstaande formules. Het betreft een jaarkans.

$$P_{eis,dsn} = P_{max} \cdot \omega / N \quad (2.1)$$

Waarin:

$$N = 1 + a \cdot L_{traject} / b \quad (2.2)$$

Er zijn enkele mogelijkheden voor optimalisatie van deze eis, bijvoorbeeld binnen de faalkansbegroting en het lengte-effect. Hiervoor wordt verwezen naar het OI2014 en factsheets van KPR. De doelbetrouwbaarheid kan ook worden omschreven in een faalkanseis door gebruik te maken van de standaardnormale verdeling.

$$P_{f,toel} = \Phi(-\beta_{eis}) \quad (2.3)$$

2.2.2 Referentieperiode

De doelbetrouwbaarheid moet doorgaans worden gehaald voor een bepaalde referentieperiode. Voor een beoordeling ligt deze periode meestal dichterbij dan voor een ontwerp. Gedurende de gehele periode dient aan de betrouwbaarheid te worden voldaan, met uitzondering van de uitvoering. Dit stelt eisen aan het beheer, vooral wanneer er degradatie plaatsvindt.

2.2.3 Benodigde stabiliteitsfactor

De benodigde stabiliteitsfactor (SF_{ben}) wordt berekend met:

$$SF_{ben} = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b \quad (2.4)$$

Hierin is γ_b de schematiseringsfactor (bij ontwerpen) en γ_d de rekenwaarde van de modelonzekerheid (modelfactor). De vereiste waarde van de schadefactor (γ_n) wordt door WBI en OI gegeven door:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis} + 0,41 \quad (2.5)$$

Andersom kan met deze gekalibreerde relatie uit het OI en WBI de kans op instabiliteit worden bepaald op basis van een berekende stabiliteitsfactor. Deze relatie geeft een doorgaans veilige schatting, volgens:

$$\beta_{STBI} = (\gamma_n - 0,41) / 0,15 \quad (2.6)$$

met:

$$\gamma_n = \frac{SF_d}{\gamma_d \cdot \gamma_b} \quad (2.7)$$

Hierin is SF_d de berekende stabiliteitsfactor op basis van rekenwaarden voor de materiaalparameters en γ_d de rekenwaarde van de modelfactor. Deze relaties zijn afgeleid voor het CSSM-model met SHANSEP en niet specifiek afgeleid voor dijken met grondverbeteringen.

Aantonen dat aan de vereiste doelbetrouwbaarheid wordt voldaan, kan via:

- 1 een direct probabilistische analyse waarbij de berekende faalkans kleiner moet zijn dan $P_{eis,dsn}$.
- 2 een semi-probabilistische analyse waarbij de berekende stabiliteitsfactor (SF_d) groter moet zijn dan de benodigde stabiliteitsfactor SF_{ben} .

2.3 Eisen bepalen voor beoordeling en ontwerp grondverbetering

2.3.1 Afdekken onzekerheden in onvoldoende functioneren grondverbetering

Naast de gangbare geotechnische onzekerheden brengen grondverbeteringen, naast extra sterkte, ook aanvullende onzekerheden rondom die sterkte met zich mee. Deze dienen voldoende te worden afgedekt. De volgende twee onzekerheden kunnen worden onderscheiden.

1 Continue variabiliteit in de toegenomen grondsterkte door de verbetering

Net zoals normale grond, zal verbeterde grond ook variëren in sterkte. Deze variabiliteit kan in de regel worden gemodelleerd in continue kansverdelingen. Deze onzekerheid kan worden afgedekt in een semi-probabilistische som, door de rekenwaarde van grondsterkte te bepalen op basis van metingen. De verdeling kan ook direct worden toegepast in een probabilistische analyse. Het is wenselijk om een minimumaantal metingen te doen wanneer de verwachte ruimtelijke variabiliteit groter is dan in de originele grond.

2 Discrete onzekerheid of de grondverbetering functioneert

Naast de hierboven beschreven variabiliteit is er ook een onzekerheid met betrekking tot het functioneren van de grondverbetering (dus of de rekenwaarden wel worden gehaald). Uitvoeringsfouten kunnen hiervan de oorzaak zijn. Deze (gewoonlijk discrete) onzekerheden kunnen overeenkomstig de TR Grondmechanisch Schematiseren (TRGS) (ENW, 2012) worden afgedekt door te rekenen met scenario's. Deze discrete scenario's afdekken kan direct via de scenariokansen of via een schematiseringsfactor. Een uitwerking hiervan staat in de volgende paragrafen.

Per grondverbetering wordt in de komende hoofdstukken beschreven hoe onzekerheden worden afgedekt. Elk hoofdstuk heeft een paragraaf 'Betrouwbaarheid'. Ook worden indicaties gegeven van de kansen op de verschillende scenario's en hoe deze afhangen van eventuele beheersmaatregelen. Deze kansen kunnen verder worden verkleind door nader onderzoek te doen.

2.3.2 Foutenboom voor grondverbeteringen

In het geval dat een dijk versterkt wordt met een grondverbetering (maatregel), moet de veiligheid van het systeem beoordeeld worden. Er moet worden aangetoond dat aan de faalkanseis, zoals hiervoor beschreven, wordt voldaan. Hiervoor wordt het systeem geanalyseerd met een foutenboom. In Figuur 2.1 is deze foutenboom weergegeven voor een overstroming door instabiliteit waarbij een stabiliteitverhogende maatregel aanwezig is. Falen voor STBI of STBU kan optreden als de maatregel werkt zoals voorzien (A) of als de maatregel niet voldoende werkt (B). Het doel is aan te tonen dat de gecombineerde kans van falen bij functioneren maatregel $P(I \cap M)$ en onvoldoende functioneren maatregel $P(I \cap \bar{M})$ voldoet aan de faalkanseis.

De volgende elementen zijn van belang in de foutenboom:

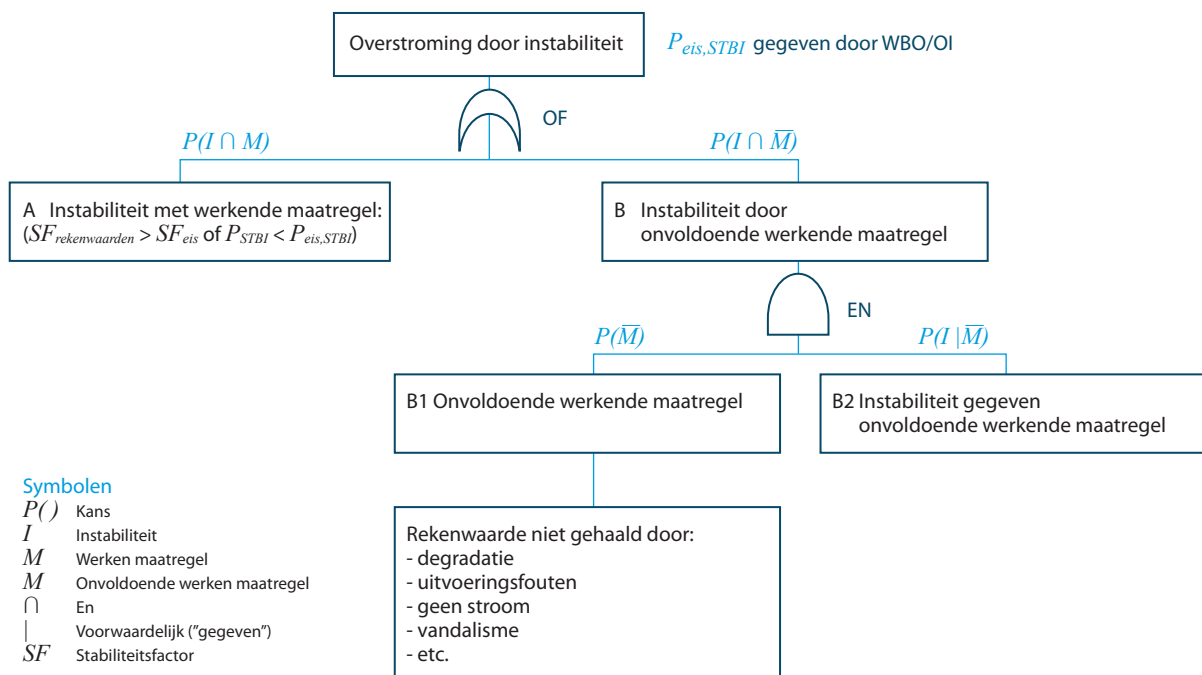
- A instabiliteit gegeven functioneren maatregel;
- B1 kans op onvoldoende functionerende maatregel;
- B2 instabiliteit gegeven onvoldoende functionerende maatregel.

A en B2 dienen te worden aangetoond door middel van stabiliteitsanalyses (zoals D-Stability-berekeningen), B1 met een analyse van de grondverbetering (bijvoorbeeld met specifieke software van de leveran-

cier). Omdat alle componenten bijdragen aan de faalkans, ontstaat er een systeem van communicerende vaten. Een lage kans bij één component (bijvoorbeeld B1) kan resulteren in een minder strenge eis bij de andere componenten (bijvoorbeeld A). Dit resulteert in een flexibel format om aan te tonen dat aan de eis wordt voldaan.

Aantonen dat aan de faalkanseis wordt voldaan kan zowel via een volledig probabilistische methode als via een meer gangbare semi-probabilistische benadering op basis van berekende stabiliteitsfactoren. In het laatste geval is het voldoende om twee stabiliteitssommen (met maatregel en onvoldoende functionerende maatregel) te maken en een inschatting van de kans op falen van de maatregel. In geval er geen aanvullende scenario's zijn (of de kans hierop is verwaarloosbaar klein), kan worden volstaan met één som (A). Dit geldt bijvoorbeeld ook bij een reguliere stabiliteitsberm.

In de kern gaat het er in de veiligheidsfilosofie om, dat in het zichtjaar wordt voldaan aan de foutenboom. Inspecties kunnen worden gebruikt om elementen van de foutenboom (vooral de kans op onvoldoende functioneren van de maatregel) aan te tonen, op verschillende momenten.



Figuur 2.1 Foutenboom voor de veiligheidsfilosofie bij grondverbeteringen met in lichtblauw de kansbijdrages aan het totaal

Degradatie en uitvoeringsfouten komen in de navolgende hoofdstukken per techniek aan bod.

2.3.3 Definitie functioneren maatregel

De definitie van de werking van een maatregel is niet altijd eenduidig in het geval van grondverbeteringen. Immers, een grondverbetering kan weliswaar een sterktoename betekenen, maar deze kan onvoldoende zijn om aan de veiligheidseisen te voldoen. Er moet dus gedefinieerd worden wanneer een maatregel als voldoende functionerend wordt verondersteld (bijvoorbeeld bij welke rekenwaarde van de sterkte).

Dit is in principe een glijdende schaal en een lagere dan voorziene sterkte kan in rekening worden gebracht door met een lagere rekenwaarde te rekenen. Voor de eenvoud kan het handig zijn om een knip te maken en twee scenario's te definiëren: een basisscenario met een bepaalde rekenwaarde van de sterkte, en een aanvullend scenario met een lagere waarde. Vervolgens dient te worden aangetoond dat onvoldoende functioneren van de maatregel (bijvoorbeeld onderschrijden van bepaalde sterkte) voldoende klein is. Oftewel: bepalen wat de kans is dat de rekenwaarde van de sterkte niet gehaald wordt.

De veiligheid kan dus worden aangetoond met aangepaste rekenwaarden (A), of door een scenario te definiëren (B) als het niet werken van een maatregel niet verdisconteerd kan worden in de rekenwaarde.

2.3.4 Uitwerking afleiding eisen

Op basis van de foutenboom moet gelden dat de faalkans door instabiliteit (STBI) kleiner is dan de eis:

$$P_{STBI} \leq P_{eis,dsn,STBI} \quad (2.8)$$

In geval van een grondverbetering geldt als conservatieve schatting:

$$P_{STBI} = P(I \cap M) + P(I \cap \bar{M}) \quad (2.9)$$

Waarin M een functionerende maatregel is en \bar{M} een onvoldoende functionerende maatregel. Dit kan worden omgeschreven in de volgende vergelijking, die ook wordt gebruikt in de schematiseringstheorie (ENW, 2012). Hierin zit de aanname verwerkt dat het onvoldoende functioneren van de maatregel niet gecorreleerd is aan het falen van de dijk.

$$P_{STBI} = P(M) \cdot P(I | M) + P(\bar{M}) \cdot P(I | \bar{M}) \leq P_{eis,drsn,STBI} \quad (2.10)$$

In deze formule geldt:

$$P(M) + P(\bar{M}) = 1 \quad (2.11)$$

Aangezien $P(\bar{M})$ doorgaans klein is, geldt dat $P(M) \sim 1$. Hieruit volgt dat $P(I \cap M)$ reduceert tot $P(I | M)$.

Opgemerkt wordt dat het bij de bepaling van $P(I | M)$ en $P(I | \bar{M})$ gaat om de kritieke glijcirkel, die ook fysiek 'buiten de maatregel' om kan gaan, c.q. eromheen kan lopen.

2.4 Aantonen betrouwbaarheidseis

Er moeten totaal drie aspecten worden beschouwd om aan te tonen dat aan de eis voldaan wordt. Dit kan zowel probabilistisch als semi-probabilistisch:

- A kans op STBI gegeven functioneren maatregel;
- B1 kans op onvoldoende functionerende maatregel;
- B2 kans op STBI gegeven onvoldoende functionerende maatregel.

A en B2 kunnen worden aangetoond door middel van stabiliteitsanalyses (bijvoorbeeld D-Stability-berekeningen). Voor B1 is een analyse van de grondverbetering nodig (bijvoorbeeld met specifieke software of informatie van de leverancier). Een onderdeel hiervan is bijvoorbeeld het definiëren van maatregelen, bijvoorbeeld inspectieprotocollen. Dit wordt verder toegelicht in paragraaf 2.5.

Er zijn verschillende mogelijkheden om aan te tonen dat er aan de eis voldaan wordt. De aanpakken worden onderstaand opgesomd en in de volgende paragrafen verder toegelicht.

1 *Direct via rekenwaarden*

Als de kans op onvoldoende werking van de maatregel verwaarloosbaar klein is of er geen aanvullende scenario's zijn, hoeft alleen (A) te worden bepaald. Bijdrage (A) kan worden bepaald op basis van een stabiliteitsanalyse met hierin een werkende maatregel gemodelleerd. Deze analyse is ook nodig bij 2 en 3.

2 *Systeemanalyse*

Direct via kansen voor (A), (B1) en (B2) aantonen dat aan de top-eis wordt voldaan. Dit kan zowel probabilistisch of semi-probabilistisch, via gekalibreerde relaties. Er zijn twee uitwerkingen voor deze methode:

- a direct met scenario's (semi-probabilistisch of probabilistisch);
- b met behulp van de schematiseringsfactor. Hierbij wordt de kansbijdrage van onvoldoende functioneren van de maatregel afgedekt door extra veiligheid in het basisscenario.

3 *Analyse van de elementen*

Decompositie van het systeem via faalkansbegrotingen. Dit komt neer op het stellen van eisen aan individuele elementen en doorvertaling naar rekenwaarden/veiligheidsfactoren.

De keuze van de aanpak hangt samen met het doel van de analyse en de beschikbare informatie. Voor een toetsing volgens het WBI kan bijvoorbeeld niet worden gewerkt met een schematiseringsfactor en liggen aanpak 1 en 2a het meest voor de hand. Voor ontwerpen is aanpak 2a, 2b of 3 waarschijnlijk het eenvoudigst toe te passen. Hierbij moet worden gezocht naar een balans tussen eenvoud en nauwkeurigheid.

2.4.1 **Aanpak 1: Direct via rekenwaarde**

Aantonen dat aan de betrouwbaarheidseis wordt voldaan kan direct via de rekenwaarde van de (verbeterte) grond. Als er geen aanvullende scenario's zijn, kan deze uitkomst worden gebruikt om aan te tonen dat aan de eis wordt voldaan. Als er meerdere scenario's zijn, moeten per scenario alle rekenwaardes van de sterkte worden bepaald en kan aanpak 2a, 2b of 3 worden gebruikt om aan te tonen dat aan de eis wordt voldaan.

Metingen van grondverbetering (in het laboratorium of in situ) resulteren in rekenwaarden voor materiaal parameters voor de stabiliteitssom. Het is van belang om over voldoende metingen te beschikken om de ruimtelijke variabiliteit in metingen af te dekken. De eis is dat de stabiliteitsfactor met rekenwaarden voldoet aan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor.

2.4.2 **Aanpak 2a: Systeemanalyse op basis van scenario's**

Aantonen dat aan de top-eis voldaan wordt, kan via een volledige probabilistische analyse waarin alle relevante variabelen als stochast worden gemodelleerd. Dit is doorgaans tijdrovend en complex voor stabiliteitsanalyses. Alternatief kan worden bepaald of aan de top-eis voldaan wordt door een betrouwbaarheid af te leiden uit gekalibreerde relaties.

Door het beschouwen van de stabiliteit bij een functionerende maatregel (SF_M) en de stabiliteit bij een onvoldoende functionerende maatregel ($SF_{\bar{M}}$) kunnen respectievelijk $P(I|M)$ en $P(I|\bar{M})$ worden bepaald. Door het bepalen van de faalkans van de maatregel $P(FM)$ en deze kansen in te vullen in vergelijking 2.10 kan beschouwd worden of het systeem voldoet aan de top-eis, door het bepalen van de faalkans van de maatregel.

Andersom kan voor een ontwerp de maximaal aanvaardbare kans op instabiliteit worden afgeleid van de top-eis. Afhankelijk van de faalkans van de maatregel $P(\bar{M})$ kan een faalkanseis voor een wel en onvoldoende functionerende maatregel worden afgeleid. Deze faalkanseisen kunnen worden vertaald in stabiliteitseisen door gebruik te maken van de gekalibreerde relaties. Indien de faalkans van de maatregel niet direct beschikbaar is, kan hiervoor een schatting gemaakt worden, wat neerkomt op een decompositie van het systeem (aanpak 3).

2.4.3 Aanpak 2b: Systeemanalyse op basis van schematiseringsfactor

Overeenkomstig het OI2014v4 kan ook worden gebruikgemaakt van een schematiseringsfactor. De kern van de schematiseringsfactor is dat er wordt gewerkt met een basisscenario, waar een extra toeslag op wordt toegepast om andere scenario's (met een kleinere kans van voorkomen en lagere stabiliteitsfactor) mee af te dekken. Het werken met een schematiseringsfactor is in de basis hetzelfde als systeemanalyse 2a, behalve dat een extra partiële veiligheidsfactor (de schematiseringsfactor) wordt geïntroduceerd.

Voor grondverbeteringsmaatregelen kan de situatie met een functionerende maatregel als basisschematisering dienen. Het onvoldoende functioneren kan als een extra scenario worden gebruikt om de benodigde schematiseringsfactor te bepalen. Hiervoor zijn twee gegevens nodig:

- 1 de kans op niet-functioneren van de maatregel (kans op het aanvullende scenario);
- 2 de afwijking in stabiliteitsfactor door dit scenario ($\Delta F_d = SF_M - SF_{\bar{M}}$).

Voor een verdere uitwerking hiervan wordt verwezen naar de TRGS. Er moet worden opgemerkt dat de TRGS randvoorwaarden meegeeft aan het gebruik van de schematiseringsfactor. "Als het maximale verschil in de stabiliteitsfactor groter is dan -0,4 of de gesommeerde kans van voorkomen binnen een categorie van ΔF groter is dan 30%", mag de schematiseringsfactor niet worden toegepast voor het beoordelen van een waterkering. Dit geldt in principe ook voor grondverbeteringen.

Het voordeel van de toepassing van een schematiseringsfactor is dat alle onzekerheid met één factor wordt afgedekt en ontwerpen daardoor relatief eenvoudig is. Daarnaast is de schematiseringsfactor een ingeburgerd principe.

Een nadeel is dat het maar beperkt ruimte laat voor optimalisering en dat de bijdrage van onzekerheid van de grondverbetering niet meer duidelijk zichtbaar is. Hierdoor is het ook niet meer duidelijk welke aanvullende eisen er aan de grondverbetering gesteld worden. Vooral bij zulke belangrijke scenario's als het functioneren van maatregelen is het raadzaam om deze als apart te blijven beschouwen (volgens aanpak 2a).

2.4.4 Aanpak 3: Eisen aan individuele elementen

In plaats van het gehele systeem te beschouwen, kan er ook voor worden gekozen om eisen te stellen aan de verschillende elementen zodat aan de top-eis wordt voldaan. Dit geeft minder flexibiliteit dan de systeemanalyse, maar is wel eenvoudiger. Op basis van een voorgestelde faalkansverdeling kan worden vastgesteld of de maatregel voldoet. Eventueel kan hierin nog geoptimaliseerd worden. Opgemerkt wordt dat de faalkans alleen opgesplitst hoeft te worden naar onafhankelijke faalmodi en dus niet verder naar onderliggende elementen.

De totale faalkansruimte (top-eis) wordt verdeeld over de faalmodi A en B. Een logische schatting is wederom een groot aandeel van de faalkansruimte voor het onvoldoende functioneren van de maatregel, bijvoorbeeld $P(\bar{M}) = 0,9$.

De eis voor instabiliteit bij onvoldoende functionerende maatregel (B2) wordt als volgt berekend:

$$P(I \cap \bar{M}) = P(\bar{M}) \cdot P_{eis,dsn}$$

Omdat $P(I \cap \bar{M}) = P(\bar{M}) \cdot P(I|\bar{M})$, wordt de eis voor het functioneren van de maatregel:

$$P(\bar{M}) = P(I \cap \bar{M}) / P(I|\bar{M})$$

Afhankelijk van de kans op instabiliteit bij onvoldoende functionerende maatregel (of zonder maatregel), is de eis voor de maatregel strenger of soepeler. Een conservatief uitgangspunt is $P(\bar{M}) = 1$, hieruit volgt de faalkanseis voor het onvoldoende functioneren van de maatregel gelijk is aan $P(M) = P(\bar{M}) \cdot P_{eis}$. Een minder conservatieve keuze is om $P(I|\bar{M})$ te bepalen op basis van de stabiliteitsfactor (SF) bij onvoldoende functionerende maatregel via vergelijking 2.5. Deze SF is namelijk doorgaans al bekend.

Afhankelijk van de gekozen faalkansruimte, is de eis voor instabiliteit bij functioneren maatregel (A):

$$P(I \cap M) = P(M) \cdot P_{eis} = (1 - P(\bar{M})) \cdot P_{eis,dsn}$$

Omdat $P(I \cap M) = P(M) \cdot P(I|M)$ en de kans dat de maatregel functioneert 1 ($P(M) \sim 1$) benadert, wordt de eis voor stabiliteit bij het functioneren van de maatregel:

$$P(I|M) \sim P(M) \cdot P_{eis}$$

Deze kan worden omgerekend naar een benodigde schadefactor gegeven het werken van de maatregel.

Als de maximaal toelaatbare faalkans van de maatregel niet aangetoond kan worden, kan eventueel een soepelere eis worden gesteld aan $P(\bar{M})$, ten koste van een strengere eis aan $P(I|\bar{M})$.

2.4.5 Optimalisatiemogelijkheden

Er zijn verschillende mogelijkheden voor optimalisatie van het ontwerp wanneer een initieel ontwerp nog niet aan de eisen voldoet. Hierbij kan worden gedacht aan:

- A (stabiliteit bij functioneren maatregel): minder conservatieve rekenwaarde door meer metingen of een sterkere maatregel; aanpassing geometrie;
- B2 (stabiliteit bij onvoldoende functioneren maatregel): extra berm;
- B1 (kans op onvoldoende functioneren maatregel): extra inspecties, meer testen voor oplevering, protocollen;
- optimalisatie faalkanseis via bijv. faalkansbegroting.

2.5 Aantonen kans op onvoldoende functioneren maatregel

Het aantonen van voldoende stabiliteit met werkende en zonder werkende maatregel gebeurt doorgaans op basis van stabiliteitsberekeningen (bijvoorbeeld met D-Stability). Wat vervolgens nog overblijft, is aantonen dat de maatregel aan een bepaalde faalkans voldoet. Aandachtspunten bij het aantonen van de faalkans van de maatregel worden hieronder kort toegelicht.

2.5.1 Ontwerp, uitvoering

Bij het ontwerp dient rekening gehouden te worden met onzekerheden in de materiaaleigenschappen van de materialen die voor grondverbeteringen worden gebruikt. Voor de bepaling van rekenwaarden uit steekproeven wordt verwezen naar de vigerende normen.

De kans op onvoldoende functioneren van de maatregel kan worden verkleind door eisen te stellen aan de uitvoering of door uitvoeringscontroles voor te schrijven. Deze aspecten worden per maatregel onderbouwd.

Bij het ontwerp van een grondverbetering moet er rekening mee gehouden worden dat er zowel een positieve als een negatieve invloed op andere faalmechanismen kan zijn.

2.5.2 Beoordelen en beheer

Bij het ontwerp van een grondverbeteringsmaatregel moet rekening worden gehouden met de periode (tot welk zichtjaar) de maatregel moet functioneren. Indien bijvoorbeeld degradatie een rol speelt, zal de kwaliteit van de grondverbetering aangetoond moeten worden over de zichtperiode. Dit kan bijvoorbeeld vooraf op basis van testen of certificaten, of door middel van periodieke controles gedurende de levensduur. Een ander voorbeeld is dat voor de zichtperiode aangetoond moet zijn dat de grondverbetering nog (op de juiste plek) aanwezig is.

In geval van ingewikkelde constructies kan ook binnen toetsen op maat worden gekeken naar geavanceerde berekeningen. Bijvoorbeeld door middel van volledige probabilistische sommen of eindige-elementenmodellen.

2.5.3 Inschatting faalkansen

Voorbeelden van hulpmiddelen voor het inschatten van de kans dat een grondverbetering niet voldoende werkt:

- Vergelijking met de Eurocode: afhankelijk van de consequence class kan een bepaalde minimale betrouwbaarheid worden verondersteld.
- Tabellen met verbale en getalsmatige expressies voor de faalkans in TRGS (ENW, 2012) en Handreiking Faalkansanalyses Macrostabieliteit (Schweckendiek et al, 2017), zie ook Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Getalsmatige uitdrukking faalkans maatregel (vrij naar Lacasse & Nadim, 1998)

Verbale expressie	Kans van optreden
Zeer waarschijnlijk	$> 0,8$
Waarschijnlijk	$> 0,5$
Aannemelijk	$0,2 - 0,4$
Onwaarschijnlijk	$< 0,1$
Zeer onwaarschijnlijk	$< 0,01$
Niet aannemelijk	$< 0,001$

2.6 Voorbeelden

2.6.1 Voorbeeld 1 – Direct via rekenwaarde

De methode direct via de rekenwaarde is efficiënt indien de grondverbetering altijd functioneert of als er geen aanvullende scenario's zijn. Gegeven is een dijklichaam waarvoor een doorsnede-eis voor betrouwbaarheid van stabiliteit binnenwaarts (STBI) geldt van 4,77. De top-eis is dus $\beta_{eis,STBI} = 4,77$, wat gelijk is aan $P_{eis,dsn,STBI} = \Phi - 4,77 = 9,2 \cdot 10^{-7}$.

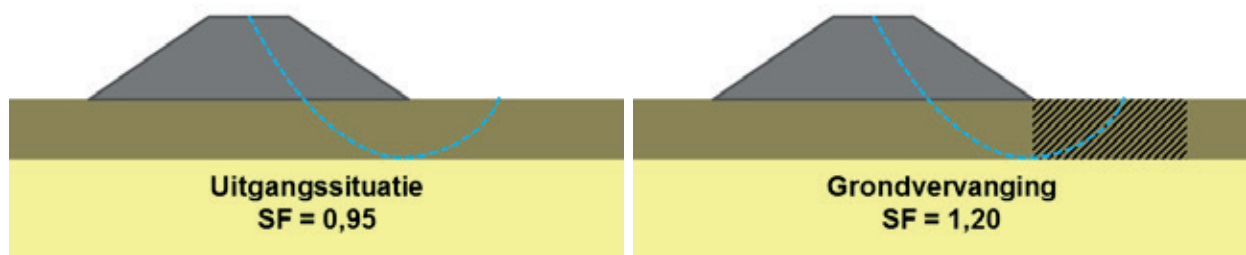
Gebruikmaken van de relaties (2.4) t/m (2.6) leidt tot een benodigde schadefactor van:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{STBI} + 0,41 = 0,15 \cdot 4,77 + 0,41 = 1,13$$

De benodigde stabiliteitsfactor is dan:

$$SF_{ben} = \gamma_n \cdot \gamma_d = 1,13 \cdot 1,06 = 1,19$$

Het huidige dijklichaam heeft een stabiliteitsfactor van 0,95 en voldoet niet aan de top-eis. Er wordt gekozen voor een grondverbetering die altijd functioneert (zoals een grondvervanging van veen door sterkere en zwaardere klei). In dit geval is B1 verwaarloosbaar en kan volstaan worden met alleen berekening A. Het ontwerp dient dus te voldoen aan $SF > 1,19$ in een stabiliteitsberekening met rekenwaarden. De onzekerheid van de vervangen grond is nu verdisconteerd in de rekenwaarde van de grondsterkte. Dit is schematisch weergegeven in onderstaande afbeeldingen.



Figuur 2.2 Voorbeeld 1, dijk zonder (links) en met functionerende maatregel (rechts)

2.6.2 Voorbeeld 2a – Systemanalyse op basis van scenario's

De systeemanalyse is efficiënt wanneer de veiligheid van huidige dijk met maatregel beoordeeld moet worden. Gegeven is de dijk uit voorbeeld 1. In dit geval wordt gekozen voor een grondverbetering waarbij het onzeker is of de maatregel voldoende functioneert.

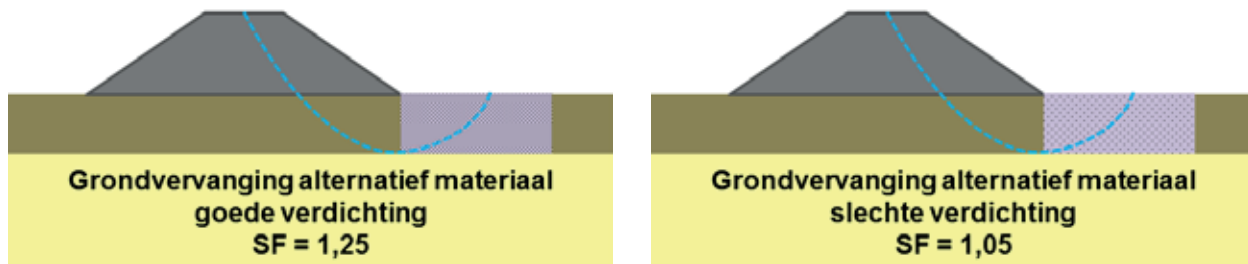
Voor het ontwerp moet voldaan worden aan de top-eis, waarvoor drie berekeningen moeten worden gemaakt:

- A Stabiliteitsfactor gegeven werkende maatregel;
- B1 Kans op onvoldoende functioneren maatregel;
- B2 Stabiliteitsfactor gegeven onvoldoende werkende maatregel.

Er wordt een grondvervanging met een alternatief materiaal voorgesteld. Het alternatieve materiaal heeft een hogere sterkte, maar deze sterkte kan alleen gemobiliseerd worden indien het materiaal goed verdicht is. Indien er niet goed verdicht wordt, is de stabiliteit nog wel hoger dan de uitgangssituatie, maar niet zo sterk als wanneer er wel goed verdicht is. De kans dat er niet goed verdicht wordt, is ingeschat op 0,1 (zie Tabel 2.1). De stabiliteitsfactoren voor de verschillende scenario's zijn:

Beschrijving	$SF [-]$
A Basisscenario met functionerende maatregel (goede verdichting van het alternatieve ophoogmateriaal, hogere sterkte)	$SF_M = 1,25$
B2 Scenario met onvoldoende functionerende maatregel (slechte verdichting van het alternatieve ophoogmateriaal: minder sterkte dan voorzien)	$SF_{\bar{M}} = 1,05$

Dit is schematisch weergegeven in voorbeeld 2a.



Figuur 2.3 Voorbeeld 2a, dijk met werkende maatregel (links) en gedeeltelijk werkende maatregel (rechts)

De stabiliteitsfactoren worden omgerekend naar een betrouwbaarheid via de gekalibreerde relatie.

$$\beta_{STBI,A} = \left(\frac{SF}{\gamma_d} - 0,41 \right) / 0,15 = \left(\frac{1,25}{1,06} \right) / 0,15 = 5,13 \quad P(I|M) = \Phi(4,81) = 1,5 \cdot 10^{-7}$$

$$\beta_{STBI,B2} = \left(\frac{SF}{\gamma_d} - 0,41 \right) / 0,15 = \left(\frac{1,05}{1,06} \right) / 0,15 = 3,87 \quad P(I|\bar{M}) = \Phi(3,87) = 5,4 \cdot 10^{-5}$$

De kans op onvoldoende functionerende maatregel (B1, slechte verdichting van het alternatieve ophoogmateriaal) werd ingeschat op 0,10. Invullen van vergelijking (2.10) levert de faalkans van het systeem:

$$P_{STBI} = P(M) \cdot P(I|M) + P(\bar{M}) \cdot P(I|\bar{M}) = (1 - 0,1) \cdot 1,5 \cdot 10^{-7} + 0,1 \cdot 5,4 \cdot 10^{-5} = 5,6 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{STBI} = \Phi^{-1}(1 - 5,6 \cdot 10^{-6}) = 4,39$$

De betrouwbaarheid van het ontwerp is lager dan de top-eis $4,39 < 4,77$, dus het ontwerp voldoet niet. De volgende twee oplossingen beschrijven hoe het ontwerp veranderd kan worden om wel aan de top-eis te voldoen.

- 1 Door uitvoeringscontroles en andere maatregelen kan het risico op slechte verdichting worden verkleind naar 1% (zie Tabel 2.1). Hierdoor wordt de betrouwbaarheid van het systeem $4,83 > 4,77$ en voldoet het systeem aan de top-eis.
- 2 Door overdimensioneren van het ontwerp kan de onzekerheid in het ophoogmateriaal worden afgedekt. Door overdimensioneren wordt $SF_M = 1,35$ en $SF_{\bar{M}} = 1,15$. Hierdoor wordt de betrouwbaarheid van het systeem $4,96 > 4,77$ en voldoet het systeem ook aan de top-eis.

2.6.3 Voorbeeld 2b – Schematiseringsfactor

Het gebruik van de schematiseringsfactor is praktisch bij het optimaliseren van een ontwerp van een dijk met een maatregel. Voor voorbeeld 2 geldt conform de schematiseringstheorie:

S	Beschrijving	ΔF [-]	$P(S)$
A	Basisscenario met functionerende maatregel (goede verdichting van het alternatieve ophoogmateriaal, hogere sterkte)	-	0,90
B2	Scenario met onvoldoende functionerende maatregel (slechte verdichting van het alternatieve ophoogmateriaal: minder sterkte dan voorzien)	-0,20	0,10

Voor $\gamma_n = 1,13$; $\Delta F_d = -0,2$ en $\Sigma P = <3\%$ wordt conform Tabel 3.2 uit TRGS een schematiseringsfactor van 1,10 afgelezen. De eis voor het basisscenario wordt dus $SF_{ben} = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b = 1,13 \cdot 1,06 \cdot 1,11 = 1,32$. Als het basisscenario ontworpen wordt voor een $SF_M = 1,32$, zal de onzekerheid van het andere scenario (met lagere sterkte) voldoende worden afgedekt. In feite komt dit neer op het overdimensioneren zoals beschreven in voorbeeld 2a.

3 Grondonderzoek en ondergrondschematisatie

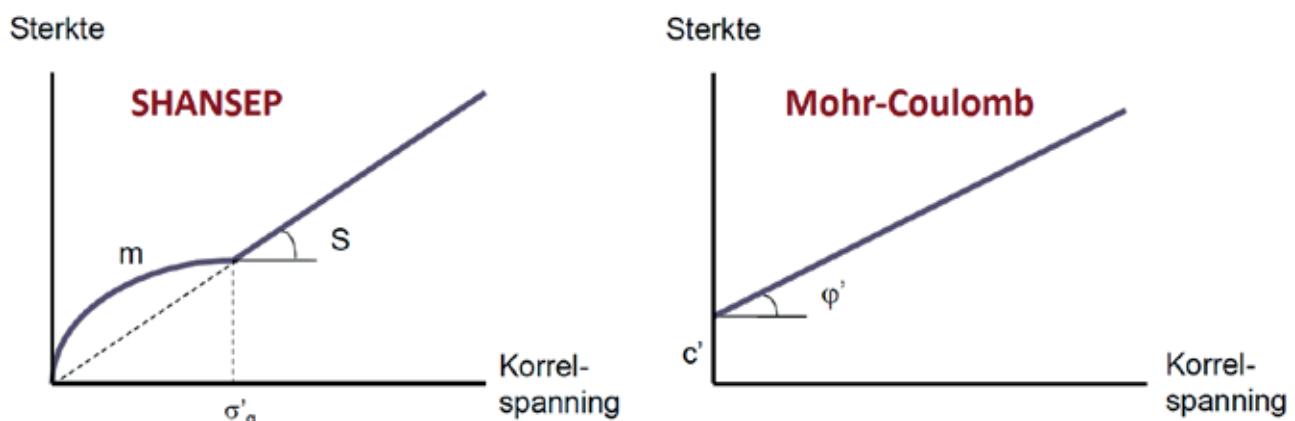
Elke grondverbeteringstechniek die in deze publicatie wordt behandeld, vergt een maatwerk aanpak. In het algemeen geldt dat meer inzicht nodig is in de eigenschappen van de reeds aanwezige grond om het effect van grondverbetering te kunnen beoordelen. Soms wordt er materiaal in de dijk en/of de ondergrond aangebracht, dat gekeurd moet worden. Voor alle technieken geldt verder dat er drie fasen kunnen worden onderscheiden:

- 1 Voorafgaand aan de grondverbetering moet een volume in de ondergrond worden afgebakend, waarin de grondeigenschappen worden verbeterd.
- 2 Tijdens realisatie van de grondverbetering is er sprake van een ontwikkeling van de grondeigenschappen in de tijd.
- 3 Na de grondverbetering dient te worden gecontroleerd of de vereiste ontwerpwaarden van de grondeigenschappen zijn behaald, rekening houdend met de variaties binnen het verbeterde volume.

Een goed dijkversterkingsontwerp begint bij het zorgvuldig in kaart brengen en begrijpen van de eigenschappen van de ondergrond. Standaard wordt daarbij gekeken naar de laagopbouw, sterkte, stijfheid en waterspanningen. Als een dijk wordt versterkt met behulp van een grondverbetering gelden bijzondere aandachtspunten. In dit hoofdstuk worden hiervoor handreikingen gegeven.

3.1 Parameterbepaling

De parameter 'grondsterkte' kan op meerdere manieren worden uitgedrukt. In de klassieke methode voor stabiliteitsbeoordeling wordt sterkte van grond beschreven met het Mohr-Coulomb-model (MC-model). Daarin wordt de sterkte uitgedrukt met de effectieve cohesie c' en de effectieve hoek van inwendige wrijving φ' bij een rek van 2 à 5%. Sinds 2017 wordt in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI) voor primaire waterkeringen echter het Critical State Soil Mechanics-model (CSSM-model) met SHANSEP voorgeschreven. De *critical state* is de toestand waarbij grond blijft vervormen onder gelijkblijvende spanning en porositeit en ook geen neiging heeft om van porositeit te veranderen. In de praktijk wordt dan de sterkte bepaald bij een grote rek in de proefopstelling (triaxiaal of DSS-apparaat). De sterkte voor cohesieve gronden wordt in het SHANSEP model uitgedrukt met de ongedraineerde schuifsterkteratio S , de grensspanning σ'_g en de sterktetoenamefactor m (zie Figuur 3.1). Voor niet-cohesieve gronden en cohesieve gronden boven de grondwaterstand die gedraineerd reageren, geldt een hoek van inwendige wrijving in de critical state (ook wel φ_{cv}).



Figuur 3.1 Sterkteverloop als functie van de korrelspanning bij het SHANSEP-model en het MC-model

Bij toepassing van grondverbeteringstechnieken zijn aanvullende gegevens nodig. In Tabel 3.1 zijn parameters gegeven die voor alle dijkversterkingstechnieken relevant (kunnen) zijn. Tabel 3.2 vermeldt indicatief relevante aanvullende parameters per grondverbeteringstechniek. Het is nadrukkelijk een versimpelde generieke richtlijn. Afhankelijk van het project kan maatwerk nodig zijn.

Het succes van grondverbeteringstechniek is grotendeels afhankelijk van de zorgvuldigheid van uitvoering. Daarom is niet alleen vooraf grondonderzoek nodig, maar ook achteraf. 'Achteraf' kan zijn na volledige afronding, of na afronding van een deelfase. Uit metingen na oplevering kan blijken dat een grondverbeteringsmaatregel onvoldoende voldoet. Dan zijn maatregelen nodig om de dijk verder te versterken. Over dit soort terugvalscenario's moet vooraf al worden nagedacht.

Tabel 3.1 Te bepalen parameters voor alle grondverbeteringstechnieken

Techniek	Parameters	Opmerkingen
Algemeen geldend voor alle grondverbeteringstechnieken	<ul style="list-style-type: none"> • Dijkopbouw • Bodemopbouw • Volumegewicht (droog en verzadigd) • Sterkte per grondlaag • Ligging freatische lijn • Stijghoogten in watervoerende lagen 	In sommige situaties: <ul style="list-style-type: none"> • doorlatendheden van elke grondlaag • aanwezigheid van wateroverspanningen • mate van autonome zettingen en klink • sterktes na verweking door aardbevingen (of andere oorzaken)

Tabel 3.2 Te bepalen parameters per grondverbeteringstechniek

Techniek	Parameters	Opmerkingen
Alternatieve (op-hoog)materialen	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • sterke en stijfheid ophoogmateriaal Vooraf en achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • volumegewicht • vochtgehalte • verdichtingsgraad 	Beide parameters kunnen variaties in het volumegewicht beter inzichtelijk maken.
Grondstabilisatie	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • korrelverdeling • Atterbergse grenzen • organisch stofgehalte • kalkgehalte • zoutgehalte • verontreinigingen/zuurgraad Achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • cement- of kalkgehalte • druksterkte 	Voor de keuze van het bindmiddel en de mengwijze dient de samenstelling en verontreiniging van de grond vooraf bekend te zijn. Ook de zuurgraad (pH) is daarin belangrijk. Achteraf wordt de toename van de sterkte door grondstabilisatie gemeten.

Techniek	Parameters	Opmerkingen
Consolidatie met drainage	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • samendrukbaarheid • doorlatendheid • grensspanningen/schuifsterkte 	Doel van consolidatie is sterkteverhoging door toename van de grensspanningen. Deze dient daarom zorgvuldig te worden gemeten.
	Achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • waterspanningen • zettingen en horizontale deformaties • grensspanningen/schuifsterkte 	Daarnaast is het doel versnellen van het zettingsproces en beperken van horizontale deformaties.
Granulaire kolommen	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • samenstelling zand/grind 	De samenstelling van het gebruikte zand of grind (o.a. korrelvorm en korreldiameter) kan van invloed zijn op de hoek van inwendige wrijving.
	Achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • volumegewicht kolommen 	Deze parameter is lastig meetbaar. Tenzij de kolommen worden aangebracht in zeer slap materiaal (veen met een hoog watergehalte of zeer slappe klei), kunnen als alternatief de hoeveelheden in- en uitkomend materiaal worden gemonitord tijdens de uitvoering.
Gewapende grond	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • samenstelling en zuurgraad aanvulmateriaal Achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • verdichtingsgraad 	De samenstelling en verdichting van het aanvulmateriaal zijn van belang voor de bepaling van de hechting van de geogrids aan de grond
Oppervlakteverdichting	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • samenstelling klei/zand • percentage fijne delen • grondwaterstand Vooraf en achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • verdichtingsgraad 	De effectiviteit van oppervlakteverdichting bij klei is afhankelijk van onder meer vochtgehalte, organisch stofgehalte en Atterbergse grenzen, bij zand speelt de korrelverdeling, met name de fijne delen, een rol.
Diepteverdichting	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • kleigehalte in zandlagen Vooraf en achteraf: <ul style="list-style-type: none"> • verdichtingsgraad zandlagen 	Diepteverdichting werkt alleen bij zand, het kleigehalte in zand is van invloed op de verdichtbaarheid.
Borsteldijk	Vooraf: <ul style="list-style-type: none"> • sterkteverloop over de diepte • samendrukbaarheid 	

Bij de stabiliteitsbeschouwing van grondverbeteringstechnieken kan in sommige gevallen worden gekozen tussen het Mohr-Coulomb-model en het SHANSEP-model. Bij grondvervanging door alternatieve materialen of granulaire kolommen kan het sterktemodel vrij worden gekozen. Dit geldt echter niet voor alle grondverbeteringstechnieken:

- Bij vacuümconsolidatie moet het SHANSEP-model worden toegepast, omdat de effectiviteit is gebaseerd op de verhoging van de grensspanning. In het Mohr-Coulomb-model wordt deze parameter niet meegenomen.
- Bij gewapende grond moet nu nog het Mohr-Coulomb-model worden toegepast, omdat de rekenmethode uit CUR 198 daarop is gebaseerd. In de herziene versie van CUR 198 wordt naar verwachting aangesloten bij de gedraineerde sterkte in de critical state (ϕ_{cv}).
- Voor oppervlakteverdichting en diepteverdichting ligt het Mohr-Coulomb-model het meest voor de hand, omdat het vooral wordt toegepast bij zand en omdat de gebruikte correlaties met de verdichtingsgraad zijn afgeleid voor kleine rekken.
- Bij grondstabilisatie wordt het Mohr-Coulomb-model toegepast, omdat de vigerende rekenmethode daarop is gebaseerd. De sterkte van het materiaal na verbetering wordt daarbij overigens uitgedrukt als een druksterkte zonder verband te leggen met de bijbehorende korrelspanning. Gestabiliseerde grond heeft een kleine rekcapaciteit en na overschrijden is de reststerkte zeer beperkt. Daarom is het verstandig om met kleine rekken te rekenen.

Een aandachtspunt is dat toepassing van SHANSEP en Mohr-Coulomb voor eenzelfde situatie tot een significant andere uitkomst kunnen leiden. Dit komt doordat de verschillen in de onderliggende parameterafleiding en veiligheidsfilosofie groot zijn. Er is meer ervaring nodig met beide rekenmodellen om deze verschillen onderbouwd te verkleinen. Vooralsnog dient hier pragmatisch mee te worden omgegaan. Belangrijk is te voorkomen dat het de afweging tussen meerdere dijkversterkingstechnieken beïnvloedt en dat de in de toetsing ontbrekende sterkte daadwerkelijk wordt toegevoegd in het ontwerp.

3.2 Grondonderzoek

De tot 2016 gangbare werkwijze van grondonderzoek bij dijkversterkingsontwerpen staat beschreven in paragraaf 6.4.2 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Daarin is onder meer een tabel opgenomen met ruwe indicaties van de aard en omvang van grondonderzoek. Op hoofdlijnen komt het neer op sonderingen in raaien om de 100 m en boringen om de circa 500 m met peilbuizen en laboratoriumonderzoek, bestaande uit classificatie-, samendrukkings- en triaxiaalproeven. Deze aanpak volstaat nog steeds als alleen het Mohr-Coulomb-model wordt toegepast.

Sinds een paar jaar heeft het SHANSEP-model zijn intrede gedaan. Dit gaat gepaard met meer en ander grondonderzoek. Naast klasse 2-sonderingen worden klasse 1-sonderingen gedaan, de kwaliteitseisen aan monsternamen zijn verhoogd, samendrukkingsproeven en triaxiaalproeven zijn complexer en uitgebreider geworden, naast triaxiaalproeven worden DSS-proeven gedaan en er wordt onderscheid gemaakt tussen normaal geconsolideerde en overgeconsolideerde grond. Deze nieuwe werkwijze is beschreven in paragrafen 4.3 en 4.4 van de Schematiseringshandleiding Macrostabieleit.

Bij een dijkversterking al dan niet met grondverbetering is veelal extra grond- en laboratoriumonderzoek nodig omdat:

- a voor de dimensionering van dijkversterkingsoplossingen ook informatie nodig is van het gebied naast de dijk of van zandlagen op grotere diepte, bijvoorbeeld bij verbreding van de dijk in het open water;
- b voor optimalisatie van de dijkversterkingsoplossing grondonderzoek met een hogere dichtheid nodig is, bijvoorbeeld bij de exacte lengtebepaling van drains bij vacuümconsolidatie;

- c de grondeigenschappen tijdens en na realisatie van de dijkversterking moeten worden gemeten, bijvoorbeeld de sterkte-ontwikkeling bij grondstabilisatie in de tijd.

In Tabel 3.3 is per grondverbeteringsmethode aangegeven welke typen grondonderzoek dienen te worden uitgevoerd, voor en/of na grondverbetering. Het aangegeven grondonderzoek per grondverbeteringstechniek is hier indicatief aangegeven. Deze lijst is niet compleet en per project kan specifiek worden gekozen voor bepaalde onderzoeken die nodig worden geacht.

Als referentie is in de eerste kolom het benodigde grondonderzoek aangegeven bij een conventionele dijkversterking met grond en zonder grondverbetering.

Tabel 3.3 Benodigd grondonderzoek per grondverbeteringstechniek

Grondonderzoek	Grondverbeteringstechniek								
	dijkversterking met grond zonder grondverbetering	alternatieve (ophoog)-materialen	grondstabilisatie	consolidatie met drainage	granulaire kolommen	gewapende grond	oppervlakteverdrichting	diepteverdrichting	borsteldijk
Legenda									
V	= grondonderzoek voorafgaand aan grondverbetering								
N	= grondonderzoek na grondverbetering								
■	= grondonderzoek voor en na grondverbetering								
In-situonderzoek									
Sondering, klasse 2 (noodzaak waterspanningsmeting afhankelijk van gebruik wateroverspanningsindex)	V	■	■	V	■	V	■	V	V
Sondering, klasse 1 (standaard met waterspanningsmeting)	■	■	■	■	■	■	■	■	V
Boring	V	■	■	V	V	V	■	■	V
Peilbuis/waterspanningsmeter	V	V	V	■	V	V	V	V	V
Dichtheidsbepaling (o.a. steekringen, nucleair, proctorproef)		N				N	N		
Hvorslev-doorlatendheidsproef/HPT-sondering	■			V					
Kwaliteit aanmaakwater			V		V				
Laboratoriumonderzoek									
Classificatie van grondmonsters	V	■	■	V	V	V			V
Volumegewicht en watergehalte	V	■	■	V	■	V	N		V
Atterbergse grenzen	V		V			V	■		
Korrelverdeling	V	V	V	V		V	V	V	
Organisch stof-, kalk- en zoutgehalte			V			V	■		
Cementgehalte			N		■				
Overige materiaalkeuring (o.a. chemisch, bij mengingen)	V	V	V		V	V			V
Samendrukkingsproef	V	V		■		V			V
Triaxiaalproef/DSS-proef	V	V	■	V	V	V			V
UCS-proef (uni axiale druksterkte)			N						

3.3 Ondergrondschematisatie

Op basis van het grondonderzoek wordt de ondergrondschematisatie aangescherpt. Een belangrijk aandachtspunt daarbij vormt de afbakening van ligging van verbeterde zone van een grondverbetering en de verdeling van de grondeigenschappen binnen deze zone. Een steekproef met een minimaal aantal van tien proeven volstaat dikwijls om de grondeigenschappen aan te tonen, maar soms is een maatwerk aanpak nodig. De samenhang met de veiligheidsfilosofie mag in deze niet worden verloren, want hoe minder proeven er worden gedaan om de sterkte van de grondverbetering aan te tonen, hoe groter de kans op onvoldoende functioneren.

3.4 Rekenmodellen

De gangbare rekenmodellen per grondverbeteringsmethode zijn toegelicht in Tabel 3.4. Als referentie zijn de rekenmodellen genoemd die gebruikelijk worden toegepast bij een conventionele dijkversterking in grond dus zonder grondverbetering.

Tabel 3.4 Rekenmodellen per grondverbeteringstechniek

Techniek	Rekenmodel *	Opmerkingen
Dijkversterking met grond zonder grondverbetering	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement • (Spreadsheet)berekeningen 	Spreadsheetberekeningen zijn o.a. nodig voor de vertaling van klasse 1-sonderingen naar sterkteparameters en grensspanningen, alsmede voor het bepalen van een proevenverzameling uit laboratoriumonderzoek.
Alternatieve (ophoog) materialen	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement 	
Grondstabilisatie	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement • Plaxis • (Spreadsheet)berekeningen 	Is gebaseerd op EuroSoilStab. Plaxis kan worden toegepast bij complexe situaties, waarin meerdere geotechnische vraagstukken parallel een rol spelen.
Consolidatie	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement • Plaxis • (Spreadsheet)berekeningen 	Een nauwkeurige berekening van de grensspanningen met een eindige-elementenmethode is van belang om de grensspanningstoename bij vacuüm-consolidatie te kunnen bepalen. D-Settlement heeft een speciale rekenmodule voor verticale drains. De resultaten kunnen naar D-Stability worden getransporteerd.
Granulaire kolommen	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement • Plaxis 	Eindige-elementenberekeningen (2D of 3D) kunnen zinvol zijn bij de inpassing van overgangen en complexe locaties.

Techniek	Rekenmodel *	Opmerkingen
Gewapende grond	<ul style="list-style-type: none"> • D-Stability • D-Settlement • Plaxis • GGU-software • DC Geotex • (Spreadsheet)berekeningen 	<p>D-Stability heeft een eenvoudige rekenmodule voor gewapende grond</p> <p>Er worden relatief veel verschillende softwarepakketten toegepast, deels ontwikkeld in eigen beheer. Onafhankelijke externe validatie is daarom van belang.</p>
Oppervlakteverdichting	<ul style="list-style-type: none"> • Empirische rekenregels 	<p>Bijvoorbeeld uit CROW-richtlijn 'Verdichting van de zandbaan' of 'Technisch Rapport Klei voor Dijken' (let op: regels voor klei zijn in ontwikkeling).</p>
Diepteverdichting	<ul style="list-style-type: none"> • Empirische rekenregels 	<p>Bijvoorbeeld uit 'Handboek Zandboek' of 'Hydraulic Fill Manual'.</p>
Borsteldijk	<ul style="list-style-type: none"> • Plaxis • D-Pile Group / 4D8D • (Spreadsheet)berekeningen 	<p>Mede gebaseerd op CUR 226 'Ontwerprichtlijn Paalmatrassen'.</p>

- De in Nederland meest toegepaste software is genoemd. In alle gevallen geldt dat ook vergelijkbare analytische of eindige-elementenmethododes kunnen worden gebruikt van een andere softwareontwikkelaar.



4 Alternatieve (ophoog)materialen

Zowel voor de kern als voor bermen kan gebruik worden gemaakt van alternatieve materialen. Deze materialen worden dan gebruikt voor het aanbrengen van een grondverbetering ten opzichte van de gebruikelijke materialen (zand/klei). Ze kunnen betere sterkte-eigenschappen hebben, meer of minder volumegewicht, of goedkoper zijn dan 'gewone' grond, maar wel met minimaal gelijkwaardige sterkte-eigenschappen. In principe wordt uitgegaan van granulaire materialen waarvan de sterkte kan worden bepaald met standaardproeven voor grond (triaxiaal- of afschuifproeven, korrelverdeling en/of -vorm). Door het toepassen van deze materialen kan het ontwerp worden geoptimaliseerd. Hierbij dient met name te worden gedacht aan een ruimte- of kostenbesparing. Voor toepassingsrichtlijnen voor zand/ grond en alternatieve materialen wordt verwezen naar hoofdstuk 22 van de standaard RAW-bepalingen 2015 (CROW publicatie 480).

Verder dient onderscheid te worden gemaakt tussen niet-milieubelastende stoffen (primaire of secundaire bouwstof) en milieubelastende stoffen (IBC-bouwstof). Voor milieubelastende stoffen dienen aanvullende maatregelen te worden getroffen om verspreiding tegen te gaan (isoleren). Dit betreft zowel de fysieke verspreiding van het materiaal als het uitloggen.

Aangezien een waterkering doorgaans onder invloed staat van open water of van (opkomend) grondwater, wordt toepassing van dit materiaal sterk afgeraden. IBC-materialen zijn daarom verder buiten beschouwing gelaten in deze publicatie.

Bouwstoffen dienen te zijn voorzien van een certificaat waarin wordt aangegeven of het wel of geen IBC-bouwstof betreft.

4.1 Beschrijving materiaalsoorten

4.1.1 Lichte materialen (<16 kN/m³)

Toepassen van lichte ophoogmaterialen gebeurt met name om de druk op de ondergrond te verminderen, zonder dat de sterkte-eigenschappen van het materiaal noemenswaardig afnemen. Met deze ophoogmaterialen kunnen vervolgens ophogingen worden gerealiseerd zonder dat er grote zettingen optreden. Met uitzondering van EPS bevinden de lichte materialen zich binnen de bandbreedte van circa 7,5 tot 16 kN/m³. Het uiteindelijke volumegewicht in situ wordt bepaald door de korrelverdeling, de verdichtingsgraad en het vochtgehalte. Hierin zijn grofweg twee categorieën te onderscheiden:

- De materialen die droog en los gestort circa 7 tot 10 kN/m³ wegen, en verdicht bij het optimum vochtgehalte een volumegewicht hebben van 10 tot 12,5 kN/m³;
- De materialen die droog en los gestort circa 10 tot 13 kN/m³ wegen, en verdicht bij het optimum vochtgehalte een volumegewicht hebben van 13 tot 16 kN/m³.

Onder de eerste categorie vallen Bims en geëxpandeerde kleikorrels. Flugsand en slakken vallen onder de tweede categorie. Voor Bims en Flugsand geldt echter wel dat de volumegewicht sterk afhankelijk is van de gradering.

Mogelijke andere bouwstoffen die kunnen worden toegepast zijn EPS (0,6 kN/m³) en Schuimbeton (8 kN/m³). Zowel voor EPS als schuimbeton zijn eerder al richtlijnen uitgebracht voor toepassing in wegen (CROW-publicatie 325, 'Lichte ophoogmaterialen in de wegenbouw'). Voor deze materialen geldt dat ze vooral invloed hebben op de gewichtsverdeling binnen de glijcirkel. Daarmee zijn de richtlijnen voor wegen zeer bruikbaar (stabiele ligging). Voor toepassing van lichte materialen dient wel aandacht te worden

besteed aan het mogelijk opdrijven van de constructie (blokken/platen). Ook zijn kortsluitstromen rond en erosiebestendigheid van de aansluitingen op het omliggende grondlichaam van belang. De detailering van een ontwerp dient hierin te voorzien. Daarnaast dient in het ontwerp aandacht te worden besteed aan de krachtswerking op en in het toegepaste materiaal.

4.1.2 Vervangingsmaterialen, gelijkwaardig aan zand en/of grond

Materialen die dienen als vervanging van grond/zand zijn over het algemeen restproducten, waarvan dient te worden aangetoond dat het niet gaat om IBC-bouwstoffen. Daarnaast zijn de mechanische en hydraulische eigenschappen van het materiaal van belang. Deze eigenschappen moeten vergelijkbaar of beter zijn dan die van het materiaal dat wordt vervangen. Het betreft eigenschappen als volumegewicht, de hoek van inwendige wrijving, de effectieve cohesie, de doorlatendheid en de mogelijkheid om het materiaal te verdichten. Verder dienen overige milieu- en civieltechnische risico's te worden beschouwd en beheerst (uitloging/verkitting).

Een voorbeeld van zo'n bouwstof ter vervanging van zand en/of grond is thermisch gereinigd zand/grond. De eerste toepassing van dit materiaal in een kern van een waterkeringen is inmiddels bekend. Hiervoor gold dat het materiaal moest voldoen aan de eisen voor ophoogzand conform de RAW en bodemkwaliteitsklasse industrie en de emissietoetswaarden als gedefinieerd in de Regeling bodemkwaliteit. Tijdens de uitvoering bleek dat het verdichten van het materiaal bij hogere watergehaltes moeizaam gaat en waren er discussies rondom de milieuaspecten.

4.1.3 Zware materialen (>20 kN/m³)

Materialen met een hoog volumegewicht worden toegepast op plaatsen waar wel gewicht benodigd is, maar de aan te brengen laagdikte niet te groot mag zijn. Dit betekent dat dit alleen in specifieke gevallen voorkomt. Ook voor deze materialen geldt dat ze niet milieubelastend mogen zijn. Voorbeelden zijn Staalslakken en Basaltzand. Bij staalslakken wordt opgemerkt dat de vrije kalk in staalslakken reageert met water, waardoor 'bloemkoolvorming' ontstaat, en mogelijk ook uitloging van milieubelastende stoffen.

4.1.4 Milieubelastende materialen (IBC)

Aangezien een waterkering doorgaans onder invloed staat van open water of (opkomend) grondwater, wordt toepassing van IBC-materialen sterk afgeraden. Deze materialen zijn in dit rapport daarom verder buiten beschouwing gelaten.

Voor milieubelastende materialen zijn de toepassingseisen als volgt:

- Het ontwerp moet zijn uitgevoerd en goedgekeurd door een deskundig bedrijf.
- Er dient minimaal 10.000 m³ in een aaneengesloten, herkenbaar geheel worden toegepast.
- De IBC-bouwstof dient te worden voorzien van een waterisolerende voorziening.
- De onderzijde van de IBC-bouwstof dient blijvend minimaal 0,5 m boven het ontwerppeil van het grondwater te liggen.
- Er moet controle plaatsvinden om de kwaliteit van de isolatie en het grondwater op peil te houden.

4.2 Stabiliteitsbeschouwing

4.2.1 Toepassing in de kern (effectbeschrijving op macrostabieleit)

Het toepassen van alternatieve lichtere materialen in de kern van de dijk zorgt voor verminderd aandrijvend moment, wat de stabiliteit gunstig beïnvloedt. Toepassing van lichte materialen heeft als effect

dat de druk op de ondergrond afneemt. Daarentegen levert de verminderde korrelspanning een lagere schuifsterkte, waarmee een deel van het effect weer teniet wordt gedaan. Aangezien deze toepassing vooral gericht zal zijn op nieuw te ontwerpen waterkeringen kan daarin het optimum worden bepaald. Het grote voordeel van lichte materialen is dat deze minder zettingen en wateroverspanningen geven en in een grotere laagdikte kunnen worden aangelegd op cohesieve bodemlagen.

4.2.2 Toepassing in een steunberm (effectbeschrijving op macrostabiliteit)

Het toepassen van alternatieve materialen in de steunberm leidt ertoe dat ophogingen kunnen worden gerealiseerd tot een gewenst niveau. Het benodigde gewicht (weerstandbiedend moment) kan worden geoptimaliseerd. Bij lichte materialen kan een grotere hoogte worden bereikt met hetzelfde gewicht, bij zwaardere materialen kan juist een kleinere laagdikte worden toegepast. Op deze manier kan de geometrie worden geoptimaliseerd.

In steunbermen worden in lengterichting vaak grotere volumes toegepast, deze lenen zich dus ook voor het toepassen van een gelijkwaardig materiaal. Hierbij kunnen dan vooral de bouwkosten worden geoptimaliseerd.

4.3 Betrouwbaarheid

Voor alternatieve ophoogmaterialen geldt dat ze kunnen worden toegepast zonder het traditionele bezwijkmechanisme te beïnvloeden. Hierdoor kan worden volstaan met een stabiliteitsberekening conform de vigerende richtlijnen met gewijzigde geometrie en parameters van de grondverbetering. Doorgaans berust het effect van verbetering op het aanbrengen van extra gewicht of juist op het reduceren daarvan.

Toepassing van alternatieve materialen brengt onzekerheden met zich mee. Deze dienen te worden meegenomen bij het bepalen van de karakteristieke waarde van de sterkteparameters en in scenario's voor de afwijking van de geometrie. Vervolgens kan via één van de aanpakken in hoofdstuk 2 worden bepaald of wordt voldaan aan de top-eis. Voor alternatieve ophoogmaterialen is het daarbij logisch om ervan uit te gaan dat de maatregel niet kan falen (situatie A), mits controles worden uitgevoerd die van tevoren in een kwaliteitsborgingsplan zijn vastgelegd.

De onzekerheden omtrent de fysische eigenschappen kunnen worden gereduceerd door (minimaal 5) representatieve steekproeven te doen op de partij toe te passen materiaal. Hoe meer proeven, hoe groter de nauwkeurigheid van de parameter en hoe kleiner de onzekerheid over het functioneren van de maatregel. Met tabel 2.c van de NEN 9997-1:2016 kan per parameter de meest efficiënte hoeveelheid proeven worden bepaald. Voor seriematig geproduceerde bouwstoffen (EPS/schuimbeton) kan door middel van certificaten afdoende zekerheid worden verkregen over de toe te passen ontwerpparameters. Voor meer informatie over parameterbepaling wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

De onzekerheden in de toepassing van het alternatieve materiaal betreffen met name aspecten van het aanbrengen: de juiste afmetingen (geometrie) en de juiste omstandigheden om te voldoen aan de vooraf bepaalde waarden (parameters). Dit laatste heeft met name te maken met de omstandigheden waaronder het materiaal wordt aangebracht (optimum vochtgehalte) en verdichtingsgraad in het werk.

Deze onzekerheden kunnen voor een deel worden ondervangen door werkmethoden te kiezen die de kans op afwijkingen minimaliseren (continu monitoren) en door controlemetingen in het werk (*as built*). Nadeel: deze methode kan alleen worden gebruikt om aan te tonen dat aan de ontwerprandvoorwaarden is voldaan. Uiteraard kan een deel van de controles ook lopende het werk worden gedaan. Zo blijft

tussentijds bijsturen bij afwijkingen wel mogelijk, bijvoorbeeld het controleren van de verdichtingsgraad na het aanbrengen van een ophoogslag. Het werken conform een werkplan/legplan kan de tevens helpen om onzekerheden verkleinen.

Wordt aangetoond dat aan de ontwerprandvoorwaarden wordt voldaan, dan is er terecht van uitgegaan dat de maatregel niet kan falen. Echter, als een altijd werkende maatregel op voorhand niet realistisch blijkt, dient ook situatie B volgens hoofdstuk 2 te worden beschouwd.

4.3.1 Partiele factoren en parameters op hoofdlijnen

De materiaalfactoren conform het WBI/OI2014v4 zijn gelijk aan 1,0 (Tabel 2.3, Schematiseringshandleiding Macrostabieleit). Voor de alternatieve (ophoog)materialen wordt dan ook uitgegaan van een partiële materiaalfactor van 1,0 en de rest van de onzekerheden wordt afgedekt in de kans op niet functioneren van de maatregel, parameterbepaling en kwaliteitsborgingsplan. Daarom moet worden gerekend met ongedraineerde en/of gedraineerde parameters conform het WBI/OI (zie paragraaf 3.1), in de critical state dus.

Het WBI/OI geeft echter ook de mogelijkheid om te rekenen met de sterkte-eigenschappen die zijn bepaald bij 2% of 5% rek. Daarvoor geldt dan evenwel dat de waarden voor zowel de ongedraineerde als de gedraineerde parameters bij eenzelfde rek moeten zijn bepaald. De methode en de geldende factoren staan genoemd in het OI2014v4, te weten paragraaf 5.3 van het hoofdrapport en paragraaf 4.4 van het achtergrondrapport.

Voor het combineren van sterkte-eigenschappen bij 2% tot 5% rek met sterkte-eigenschappen in de critical state is in paragraaf 10.4 een tussenoplossing voor 'strain compatibility' beschreven.

4.3.2 Benodigd laboratoriumonderzoek ter vaststelling van de parameters

Per materiaalsoort dienen de sterkte-eigenschappen te worden vastgesteld op basis van voldoende proeven. Daarbij dient ook de variatie in omstandigheden (vochtgehalte) en de spreiding van de sterkte-parameters in kaart te worden gebracht.

Belangrijke parameters zijn het volumegewicht en de hoek van inwendige wrijving. Het volumegewicht is afhankelijk van de verdichtingsgraad en het vochtgehalte. Daarbij wordt de verdichtingsgraad ook weer beïnvloed door het vochtgehalte. Ook de hoek van inwendige wrijving (en eventueel de cohesie) dienen in het laboratorium, bij verschillende dichtheden en vochtgehaltes, te worden bepaald. Hiermee kan worden aangetoond dat terecht is gerekend met de aangehouden parameters. Wel is een duidelijk onderscheid nodig tussen niet-verzadigde en volledig verzadigde toestand van het toe te passen materiaal.

Indien met genormeerde materialen wordt gewerkt, kan ook worden verwezen naar eerder uitgevoerd onderzoek, en kan worden volstaan met het bepalen van het volumegewicht in situ.

In Tabel 4.1 zijn materiaaleigenschappen gegeven van verschillende materialen. Deze Mohr Coulomb-parameters zijn gegeven ter indicatie en dienen altijd te worden geverifieerd bij of door de leverancier. Hiermee kan in eerste instantie een afweging worden gemaakt van het type toe te passen materiaal.

Tabel 4.1 *Materiaaleigenschappen (Mohr-Coulomb-parameters)*

Materiaal		veldvochtige dichtheid [kN/m ³]	optimum vochtgehalte [%]	phi [°]	cohesie [kPa]
Zand, schoon	•	18		32,5	0
Klei, schoon	•	15		17,5	5
Hydraulisch menggranulaat (let op voor bros grondgedrag)	••	18,5	14	40	100
Lavasteen 0/40	••	19	10	45	0
Menggranulaat	••	18	14	40	40
Metselwerkgranulaat	••	17	14	35	0
Mijnsteen	••	19	12	30	0
Steenlag	••	20	5	40	0
Vliegias	••	13,5	25	30	0
Bodemas	••	17	18	40	0
Lytig	••	12,3	16	n.b.	n.b.
Schuimslakken	••	13	25	35	0
Flugsand	••	12	n.b.	40	0
Geëxpandeerde klei	••	10	n.b.	35	0
Staalslakken	••	22	14	45	0
EPS		0,6			
Schuimbeton		8			

- referentiewaarden uit Tabel 2.b van de NEN 9997-1:2016
- referentiewaarden uit www.bodemrichtlijn.nl

Voor nader informatie omtrent materiaaleigenschappen wordt verwezen naar:
<https://www.bodemrichtlijn.nl/Bibliotheek/bouwstoffen-en-afvalstoffen/bodemassen-en-slakken/eigenschappen-bodemassen-e105504/materiaaleigenschappen-staalslak> .

De gegeven maximale dichtheid in Tabel 4.1 betreft de dichtheid bij het optimum vochtgehalte. Indien gebruik wordt gemaakt van literatuurverwijzingen voor het bepalen van sterkte-parameters, dient men zich te realiseren dat deze zijn bepaald met standaardproeven en mogelijk niet aansluiten bij de nieuwe methodiek van het WBI. Benadrukt wordt dat de parameters in Tabel 4.1 alleen geldig zijn voor het Mohr-Coulomb-grondgedragmodel.

4.4 Uitvoeringsaspecten

De materialen dienen zorgvuldig in situ te worden aangebracht (in ophoging of cunet). Met zorgvuldig wordt bedoeld dat het materiaal niet vervuild mag zijn, aangebracht wordt onder de juiste condities om het te kunnen verdichten (juiste vochtgehalte voor verwerkbaarheid), en laagsgewijs wordt opgebouwd

en verdicht om de gewenste eigenschappen te kunnen waarborgen. Daarnaast kan de leverancier nog aanvullende uitvoeringsrichtlijnen hebben voor juist gebruik van het materiaal.

Ook na het aanbrengen van het materiaal dienen de eigenschappen te worden gecontroleerd. Dit kan door middel van het bepalen van de verdichtingsgraad (Proctordichtheid) of de relatieve dichtheid (dichtheidsmeting). Beide waarden kunnen indicatie aan elkaar worden gecorreleerd middels bijvoorbeeld de relatie $Rc = 80 + 0,2 D_r$, waarbij Rc de verdichtingsgraad betreft en de D_r de relatieve dichtheid. Getalsmatig komt dit neer op de waarden zoals vermeld in Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Relatie verdichtingsgraad en relatieve dichtheid volgens Lee en Singh (1971)

Verdichtingsgraad [%]	Relatieve dichtheid [%]
100	100
98	90
95	75
93	65
90	50
80	0

Voor de materialen EPS, schuimbeton en hydraulische granulaten geldt dat er plaatwerking kan optreden bij verschilzettingen of ongelijkmatige belastingen. Hierdoor kunnen scheuren en kieren ontstaan, waardoor grond of zand vanuit bovengelige lagen kan in- of wegspoelen. Om dit te voorkomen, dient een gronddicht doek te worden aangebracht op de toegepaste materialen. Ook kan de scheurvorming leiden tot preferente glijvlakken en preferente kanalen voor water (zowel infiltratie, drainage en mogelijk erosie daardoor). Hiervoor zijn enerzijds ontwerptechnische oplossingen mogelijk (overdimensionering), en anderzijds maatregelen om scheurvorming te voorkomen (kramplaten, wapening).

Naast het gecontroleerd aanbrengen van een grondverbetering (in ophoging of cunet), kan een grondverbetering ook worden aangebracht door middel van wegpersen (squeezeing). Deze methode introduceert echter te veel grote onzekerheden ten aanzien van stabiliteit en is voor een waterkering niet toelaatbaar. Bij het optreden van een wegpersing dient dit te worden hersteld en eventuele invloed op het ontwerp dient te worden verdisconteerd. Het optreden van een wegpersing heeft invloed op de grondparameters ter plaatse.

4.5 Beheer en onderhoud

Voor zand/grond geldt dat het beheer en onderhoud kan worden uitgevoerd conform de reguliere beheer- en onderhoudstrategie. Hierbij kan door grondonderzoek altijd achteraf worden vastgesteld of het aangebrachte materiaal nog aanwezig is en in welke staat het verkeert.

Voor bouwstoffen wijkt dit enigszins af (zie paragraaf 10.2.2). Voor beheer en onderhoud van bouwstoffen moet worden vastgelegd waar en in welke vorm de bouwstoffen zijn toegepast (ontwerp en revisie). Verder zal het beheer en onderhoud voor bouwstoffen niet afwijken van het reguliere beheer. Wel zal er aandacht moeten zijn voor eventueel afwijkende schadebeelden (scheurvorming, afglijden toplaag en kwel).

4.6 Monitoring en opleveringscontrole

De ligging van de grondverbetering dient gedurende de uitvoering, en aansluitend daarop, te worden gemonitord. Vooral ongelijkmatige zakkingen zijn van belang, omdat deze de werking van het systeem kunnen beïnvloeden, hoewel het effect daarvan op granulaire materialen gering is. Voor grondverbeteringen in de onderberm vormen lokale afschuivingen nabij de kwelsloot een risico. Bij het optreden hiervan dient de grondverbetering te worden aangevuld/hersteld.



5 Grondstabilisatie

5.1 Beschrijving techniek

5.1.1 Reikwijdte

Grondstabilisatie houdt in dat slappe grond in situ wordt gestabiliseerd door een bindmiddel toe te voegen, waardoor grondeigenschappen sterk verbeteren. Bij een chemische-fysische stabilisatie worden twee soorten grondbehandeling onderscheiden:

- 1 Grond- en structuurverbetering: bij deze vorm van bodemverbetering zijn de voornaamste doelen vocht afdrijven uit gronddeeltjes en verbeteren van de (klei-)structuur. Hiervoor wordt veelal gebruik gemaakt van kalk.
- 2 Constructieve stabilisatie: deze vorm van bodemverbetering heeft het doel de sterkte en stijfheid van de bodem te vergroten door er (met name) cement aan toe te voegen, al dan niet gecombineerd met hulpstoffen.

Grondstabilisatie wordt vooral toegepast bij het bouwrijp maken van terreinen met een reductie van de zettingen, het verhogen van de stabiliteit van ophogingen en dijken, het ontlasten van damwanden en kadeconstructies en het vastleggen van verontreinigingen.

Het voorliggende hoofdstuk richt zich op constructieve stabilisatie, waarbij de slappe grondlagen in één geheel als blok met de droge methode (massastabilisatie) gestabiliseerd, met als resultaat meer macrostabiliteit. Voor de toepassing van stabilisatie als oppervlakteverbetering wordt verwezen naar hoofdstuk 9.

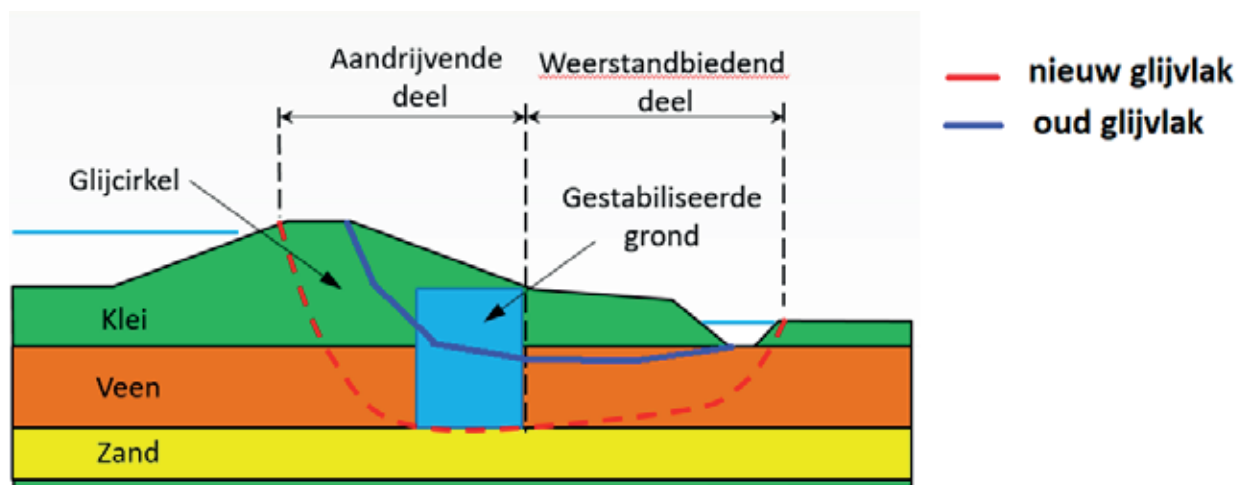
De toepassing van soilmix-wanden, waarbij binder met water wordt gemengd en vervolgens in slurryvorm met de grond wordt gemengd, valt buiten de scope van deze publicatie. Hiervoor wordt verwezen naar de POVM-publicatie Langsconstructies. Het grote verschil tussen de hier behandelde constructieve stabilisatie (grondverbetering) en de toepassing van soilmix-wanden is dat met minder bindmiddel een groter volume wordt behandeld, waardoor geen momenten in vlakken ontstaan.

5.1.2 Ervaring en toepassing binnen- en buitenland

Uit de beschikbare literatuur volgt dat wereldwijd grondstabilisaties worden toegepast. Onder andere uit Scandinavië, Japan en Amerika zijn projectreferenties en onderzoeken beschikbaar. Hierbij worden veelal gestabiliseerde grondkolommen toegepast als methode voor het bouwen van zettingsarme en stabiele ophogingen op slappe ondergrond. In Nederland is dieptestabilisatie tot nu toe beperkt toegepast. In het kader van het Europese project EuroSoilStab zijn proefvelden ingericht in Zweden, Finland, Ierland en Italië. Maar ook in Nederland: er zijn proefvelden in Abcoude en 's-Gravendeel. Deze laatste als onderdeel van de proeftuin No-recess in het kader van de aanleg van de HSL-Zuid. De resultaten van de proefvelden zijn samengevat in EuroSoilStab, 'Design Guide Soft Soil Stabilization'. In de richtlijn 'CUR 2001-10 Diepe grondstabilisatie in Nederland' is de ervaring vanuit EuroSoilStab toegespitst op de Nederlandse situatie. Binnen het EuroSoilStab-project is bewezen dat slappe, organische grond kan worden gestabiliseerd, maar dat de juiste keuze van het bindmiddel en de mengwijze in relatie tot de te stabiliseren grondlagen, van belang zijn. Mengselonderzoek in het laboratorium en proefstabilisatie in het veld moeten de keuze voor de uitvoeringsmethode verifiëren, en zo nodig optimaliseren. Binnen het onderzoeksproject INSIDE is aangetoond dat een grondstabilisatie, ofwel Mixed in Place, ook een volwaardige methode voor dijkversterking kan zijn. De resultaten van het onderzoek zijn beschreven in 'CUR 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking'.

5.2 Stabiliteitsbeschouwing

Gebrek aan macrostabieleit wordt veelal veroorzaakt door de aanwezigheid van slappe klei- en/of veenlagen, al dan niet voor de binnenwaartse stabiliteit in combinatie met een kwelsloot achter de dijk. Om de macrostabieleit te vergroten, kunnen deze slappe lagen worden verstrekt door middel van een blokstabilisatie. Daardoor neemt de wrijvingskracht langs de glijcirkel toe. Met een dosering van circa 100 tot 300 kg/m³ aan bindmiddel richt deze toepassing zich niet op het aanbrengen van een verzwaring in de passieve zone. De mogelijkheid bestaat wel om ter verzwaring toeslagstoffen (zand of granulaten) vanaf maaiveld bij te mengen. Het versterkende effect wordt, in verband met een mogelijk granulair gedrag onder trekbelasting, bepaald door de positie van de stabilisatie binnen de glijcirkel. De voorkeurspositie van het te stabiliseren blok is vanuit dit oogpunt dan ook gelegen binnen de actieve zone van het glijvlak, zie Figuur 5.1. De stabilisatie wordt hierbij als een doorgaand blok in langsrichting aangebracht.



Figuur 5.1 Versterking binnenberm binnen aandrijvende deel

Vanwege het brosse grondgedrag van het materiaal wordt de sterkte van gestabiliseerde grond normaliter bepaald bij een kleine rek (2%). Voor het combineren van sterkte-eigenschappen bij 2% tot 5% rek met sterkte-eigenschappen in de critical state, is in paragraaf 10.4 een tussenoplossing voor 'strain compatibility' beschreven.

5.3 Betrouwbaarheid

5.3.1 Ontwerpwijze

Voor de ontwerpwijze en betrouwbaarheid van de stabilisatie wordt verwezen naar CUR2001-10 hoofdstuk 4 en CUR 219 hoofdstuk 3.

5.3.2 Kwaliteit en duurzaamheid

Bij gestabiliseerde grond worden drie vormen van erosie onderscheiden: interne-, contact- en chemische erosie. Voor een uitgebreide omschrijving van deze erosievormen wordt verwezen naar CUR189 en CUR2001-10 paragraaf 6.3.4. De duurzaamheid en kwaliteit van de gestabiliseerde grond hebben een relatie met de weerstand tegen erosie. De sterkte, homogeniteit en porositeit of doorlatendheid zijn hieraan gekoppeld.

Langdurige ervaringen met de duurzaamheid en degradatieprocessen van gestabiliseerde grond zijn niet beschikbaar. In het kader van de stabilisaties voor de boortunnel van Randstadrail, het onderzoeksproject

INSIDE en het Handboek Soilmix-wanden is onderzoek uitgevoerd naar de duurzaamheid van gestabiliseerde grond. In het Handboek Soilmix-wanden wordt in deel 2, paragraaf 2.4, uitgebreid ingegaan op de duurzaamheidsaspecten en onderliggende onderzoeksresultaten.

Uit de onderzoeken is voor gestabiliseerde klei op macroschaal tijdens veroudering na 100 jaar van de proefstukken geen verlies van functionaliteit (sterkte en doorlatendheid) gebleken. Op microschaal (kristalstructuur) is voor klei evenmin een verandering geconstateerd. Hetzelfde geldt op macroschaal voor de waterdoorlatendheid bij gestabiliseerd veen. De variatie in sterkte is dusdanig groot, dat hierover geen uitspraak kan worden gedaan. Op microschaal blijkt dat er bij het gestabiliseerde veen na 30 jaar veroudering een verandering is waargenomen in de kristalstructuur van de bindmiddelmatrix. Dit leidt tot enige onzekerheid ten aanzien van de levensduurverwachting. De eventuele reductie treedt echter op op het grensvlak met niet gemixte grond. Omdat de grond als blok wordt gestabiliseerd, is de onzekerheid in het blok klein en daarmee acceptabel. Op basis van de onderzoeken wordt ook voor gestabiliseerd veen geen afname van de sterkte gedurende 100 jaar verwacht.

In de betreffende onderzoeken is alleen cement toegepast als bindmiddel, zonder toevoeging van gips of kalk. Over de toepassing van gips als additief aan het bindmiddel en over de stabiliteit van de gevormde ettringietkristallen bestaat geen algemene overeenstemming. Een daling van de zuurgraad op termijn zou een instabiliteit kunnen veroorzaken van de gevormde kristallen, met als gevolg een afname van de sterkte. In Finland wordt gips wel al jaren aan het bindmiddel toegevoegd.

5.3.3 Beheersing kwaliteit en risico's

Bij het uitvoeren van grondstabilisaties zijn de uitvoeringsparameters sterk van invloed op de te behalen kwaliteit (sterkteontwikkeling en homogeniteit). Bij de toepassing van grondstabilisatie bij dijken wordt de uitvoering van proefvakken, voorafgaand aan het eigenlijke werk en met een uitgebreide monitoring met de juiste stoppunten, noodzakelijk geacht. Door de nog beperkte kennis over de duurzaamheid van grondstabilisaties zal bij de eerste projecten de monitoring gedurende de levensduur moeten worden voortgezet.

De monitoring maakt het mogelijk tijdens de uitvoering op afwijkingen te controleren en waar nodig bij te sturen. Beheersmaatregelen dienen vooraf te zijn vastgesteld. De kwaliteit kan worden verbeterd door bijvoorbeeld:

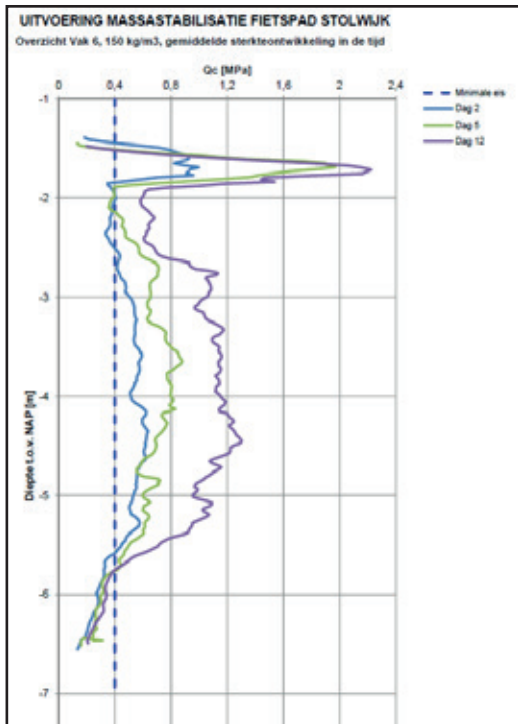
- het verhogen van de mixenergie;
- het verlengen van de duur van het namengen na toevoeging van het bindmiddel;
- het verhogen van de voorbelasting tijdens de uitharding;
- het aanpassen van de dosering van het bindmiddel en het doormengen van de slappe laag met onder- of bovengelige lagen die beter te stabiliseren zijn.

In bijlage A van CUR 219 is een analyse gegeven van de risico's en mogelijke beheersmaatregelen voor een MIP-dijkversterkingsproject. Hierin zijn de tijdens de INSIDE-praktijkproef opgedane ervaringen verwerkt.

In de uitvoeringsnorm NEN-EN 14679-Diep mengen wordt een handreiking gegeven voor de wijze van uitvoeren en de monitoring en registratie van de uitvoeringsparameters en kwaliteitscontrole. Voor de monitoring kunnen worden ingezet:

- monitoring stabilisatie in veld: sonderingen, KPS-proeven (Column Penetration Test, indrukken van stalen vin op sondeerstang), Port-proeven (Pulling Out Resistance Test, uittrekken ingebrachte plaat), spider-extensometers en zakbaken;

- monitoring stabilisatie in laboratorium op uitgevoerde boringen: Xref ter bepaling cementgehalte, insluitselanalyse ter bepaling homogeniteit, UCS-drukproeven en directe afschuif- en triaxiaalproeven;
- monitoring invloed op omgeving: inclinometingen, waterspanningsmetingen en zakkaken.



Figuur 5.2 Controle sterkteontwikkeling

Bij door middel van massastabilisatie gestabiliseerd veen of klei met een relatief lage druksterkte is het uitvoeren van sonderingen een snelle techniek die een goede indruk van de sterkteontwikkeling levert. Anders dan bij kolommen is er geen risico dat de sonderingen uit de stabilisatie lopen. Uit de literatuur zijn relaties van de conus-weerstand, de ongedraineerde schuifsterkte en druksterkte te herleiden. Voorwaarde is dat een voldoende aantal sonderingen wordt uitgevoerd (zie Figuur 5.2) om plaatselijk afwijkingen bij de puntsgewijze controle goed te kunnen beoordelen.

5.4 Uitvoeringsaspecten

In CUR-rapport 2001-10 wordt uitvoerig aandacht besteed aan de uitvoeringsaspecten.

5.4.1 Uitvoeringsmethode

De stabilisatie kan ondiep en in horizontale richting aan de oppervlakte van het maaiveld worden aangebracht, of op een dieper niveau in verticale richting. Bij een ondiepe stabilisatie wordt de grond met een freesmachine in stroken met het bindmiddel gemengd. Ook kan de grond (of afvalstoffen) op het werk in menginstallaties of vanaf de fabriek worden opgemengd tot het gewenste eindproduct, en in het werk worden verwerkt. De toepassing richt zich vooral op het versterken van de ondergrond om de fundering onder verhardingen van wegen of taluds (Yerseke) te verbeteren. De typische installatiediepte ligt tussen 0,3 à 1,0 m.



Figuur 5.3 Mengwerktuig massastabilisatie en kolomstabilisatie

Voor het verhogen van de macrostabiliteit van een dijk is alleen een stabilisatie op diepte effectief. De stabilisatie kan worden aangebracht in de vorm van al of niet overlappende kolommen of door het gehele grondvolume te stabiliseren (blok- of massastabilisatie). Het bindmiddel kan daarbij middels luchtdruk in droge vorm of als een vooraf vervaardigde slurry met de grond worden gemengd.

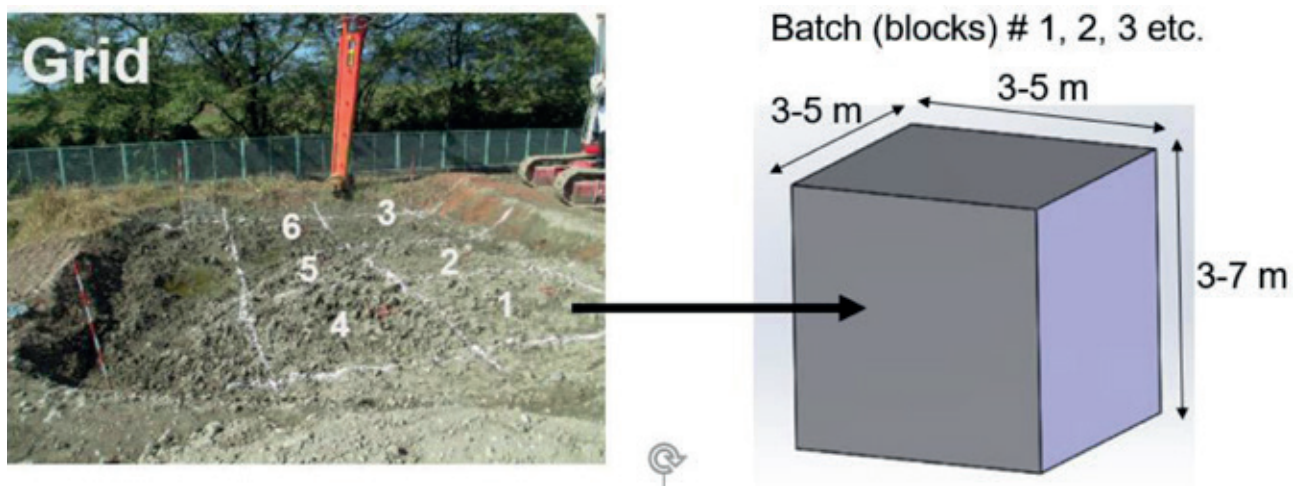
Bij kolomstabilisatie worden gestabiliseerde kolomelementen gerealiseerd door middel van een avegaarstelling voorzien van een mengkop. De kolommen kunnen op een bepaalde hoh-afstand of aansluitend worden aangebracht, opdat in het laatste geval ook weer een blok ontstaat. Er bestaan verschillende mengkoppen met kolomdiameters van 0,5 a 0,8 m. Een voorbeeld van een mengkop is gegeven in Figuur 5.3. De typische installatiediepte kan tot 25 m reiken. Deze techniek is geschikt voor zowel de droge als de natte methode. Bij de natte methode vormen aanwezige stijvere klei- en zandlagen geen belemmering.

De keuze van de techniek is afhankelijk van het doel van de toepassing, de te stabiliseren lagen, en van de voorhanden zijnde technieken en materieel. In Nederland zijn momenteel de machines van het Allu-systeem uit Finland beschikbaar, deze worden toegepast bij de uitvoering van massastabilisatie. Bij massastabilisatie wordt de grond in zijn geheel als blok versterkt. Dit vindt plaats door aansluitend blokelementen te realiseren met een speciale freeskop. Er wordt gebruikgemaakt van een hydraulische kraan voorzien van een arm waaraan de freeskop is bevestigd. De typische installatiediepte is 5 tot maximaal 8 m. Deze techniek maakt gebruik van de droge methode, waarbij het bindmiddel onder lage druk in de grond wordt gebracht en met de grond wordt gemengd. Deze methode is geschikt voor de toepassing in veen, slappe klei en sliedlagen. De uitvoering wordt bemoeilijkt door aanwezige (tussen) zandlagen en is daarmee voornamelijk gericht op slappe lagen met een hoog watergehalte. Bij de droge methode wordt alleen bij het omhoogtrekken van de mengkop bindmiddel aan de grond toegevoegd. Voor het op diepte geraken kan al wel een geringe dosering van bindmiddel noodzakelijk zijn. Nadat de freeskop op diepte is, wordt het bindmiddel met een bepaalde dosering met de grond gemengd binnen een grondelement met een breedte van circa 1,2 m. Zodra de gewenste dosering is bereikt, wordt de freeskop opgetrokken en het volgende grondelement gestabiliseerd. De tijdsduur van het mengen na het aanbrengen van de dosering (het namengen) is van belang om een voldoende homogene stabilisatie te verkrijgen. De uitvoeringsparameters worden automatisch geregistreerd.

Ten behoeve van de sterkteontwikkeling, het uitpersen van vooral de lucht en ook water, wordt de stabilisatie, direct na het mengen van de grond met het bindmiddel, belast met een laag zand of puingranulaat (of gelijkwaardig) van circa 1,0 m aangebracht met een ondergelegen geotextiel.

5.4.2 Bindmiddel en dosering

Het toe te passen bindmiddel wordt bepaald door de fysische en chemische samenstelling van de te stabiliseren lagen, alsmede het aanwezige grond- en poriënwater. Cement dient als basis voor het bindmiddel. In Nederland zijn goede ervaringen opgedaan met de toepassing van hoogovencement, waar nodig aangevuld met toeslagstoffen zoals kalk en gips. Het juiste bindmiddel en de juiste dosering waarbij wordt voldaan aan de gestelde civiel- en ook milieutechnische eisen, worden bepaald aan de hand van laboratoriumproeven op monsters. Deze worden beproefd bij een variatie in dosering en na een uitharding van 7, 14 of 28 dagen. In CUR2001-10 is een protocol opgenomen voor het vervaardigen van de monsters en de uitvoering van de proeven. De resultaten van de proeven wordt in veel gevallen gerelateerd aan de vrije prisma- of UCS-druksterkte. Bij de beoordeling van de resultaten vanuit het laboratorium dient rekening te worden gehouden met mogelijke afwijkingen tijdens de uitvoering van een factor 2 à 5. Met de uitvoering van een veldproef (Figuur 5.4) wordt uiteindelijk het noodzakelijke inzicht verkregen in de relatie tussen veld en laboratorium en de invloed van de uitvoeringsparameters op de resultaten.



Figuur 5.4 Uitvoering veldproef

5.4.3 Aandachtspunten

Bij de uitvoering van de stabilisatie gelden de volgende aandachtspunten:

- Vooral bij veen heeft een voorbelasting als ballastlaag een grote invloed op de sterkte en homogeniteit. Door de consolidatie tijdens het uitharden ontstaat de sterkte winst. De voorbelasting dient daartoe dan ook zo snel als mogelijk te worden aangebracht (uitgangspunt binnen 4 uur). Bij vertraging kan een sterke reductie optreden tot wel 75% (bij 24 uur).
- Uit de laboratoriumproeven volgt een te verwachten initiële zetting door de voorbelasting van circa 2 à 5% van de laagdikte voor klei en 8 à 12% voor veen. Het merendeel van deze zetting van de stabilisatie zal binnen de eerste 24 uur optreden, waarbij circa 50% direct optreedt. Uit de praktijk volgt dat door het mengen met lucht en bindmiddel het maaiveld als referentieveld eerst zal rijzen en vervolgens onder de voorbelasting weer zal inklinken. Eenduidige metingen uit referentieprojecten zijn niet beschikbaar.
- Als de aangebrachte voorbelasting geen onderdeel is van de constructie, kan deze na een voldoende uitharding van de stabilisatie weer worden verwijderd. Er moet rekening worden gehouden met een aanvulling ter compensatie van de initiële zetting onder de voorbelasting.
- De aangebrachte voorbelasting op de zojuist gestabiliseerde grond kan over de eerste 0,5 m niet worden verdicht vanwege de afwezigheid van een klankbord.

- Indien de stabilisatie wordt uitgevoerd tot in een draagkrachtige zandlaag, zal sprake zijn van een zettingsarme constructie. Na voldoende uitharding zal er geen noemenswaardige zetting meer optreden vanuit het gestabiliseerde blok. Indien onder de stabilisatie nog cohesieve lagen worden aangetroffen, zullen deze een zetting ondergaan door de gewichtstoename van de gestabiliseerde grond onder toevoeging van het bindmiddel en de aangebrachte ballastlaag op de stabilisatie. De gewichtstoename van de stabilisatie wordt gelijkgesteld aan de dosering.
- Bij toepassing van cement als bindmiddel zal de doorlatendheid van het gestabiliseerde grondmassief hoger worden dan de oorspronkelijke grond. Uit de literatuur (ervaring No-recess-proefvak in Nederland en CUR2001-10) volgt dat de doorlatendheid met een factor 100 à 1000 kan toenemen. Deze verhoogde doorlatendheid is niet aangetroffen in de INSIDE-onderzoeken, waarbij echter een iets andere techniek is toegepast. Daar was het effect op doorlatendheid zeer gering. In het laboratorium zal de doorlatendheid worden bepaald op proefmonsters. De doorlatendheid kan daarbij worden gestuurd middels de toepassing van het type en dosering van het bindmiddel. Het uiteindelijke resultaat zal sterk worden bepaald door de wijze van uitvoering en de mate van homogeniteit en kwaliteit die in het werk wordt bereikt.
- Bij de uitvoering nabij sloten of watergangen bestaat de kans dat via de slappe lagen de slootbodem omhoog wordt gedrukt en het bindmiddel kan uitstromen. Vanuit kwaliteits- en milieutechnisch oogpunt is dit niet wenselijk. In dit geval dient een tijdelijke ballastlaag op de slootbodem worden aangebracht.
- Bij de uitvoering dient aandacht te worden besteed aan het doormengen van de toplaag. Doordat hier de druk van bovengelegen lagen ontbreekt, zal het mengen niet efficiënt verlopen en het bindmiddel in de open lucht worden geblazen. Vanuit dit oogpunt zal in een bebouwde omgeving ook een afscherming rond de arm van de mixer moeten worden overwogen.
- De situering van de dieptestabilisatie binnen het dijkprofiel is flexibel en kan daarbij worden aangepast en aansluiten op de bestaande infrastructuur. Het te verwachten zettingsverschil tussen de aansluiting van het bestaande en nieuwe werk bepaalt op welke wijze de overgangsconstructie wordt gerealiseerd middels een variatie in diepte van de aan te brengen stabilisatie.
- De uitvoering zal worden gehinderd door aanwezige obstakels en bestaande infrastructuur zoals kabels en leidingen, funderingsresten en boomresten. Mogelijke obstakels kunnen op basis van het grond- en archiefonderzoek in beeld worden gebracht.
- Toplagen van zand en uitgedroogde klei dienen met de hulpkraan te worden voorbereid. Om de productiesnelheid in deze lagen te verhogen, kan het toevoegen van water nodig zijn. Tussenzandlagen kunnen een probleem vormen bij het op diepte komen.
- De locatie moet bereikbaar zijn voor de cementwagens. Vanuit de uitvoerbaarheid is een tijdelijke baan met rijplaten of draglineschotten noodzakelijk waarbij de aanvoer veelal zal plaatsvinden over het gestabiliseerde werk.
- De uitvoeringssnelheid varieert tussen 50 en 100 m³/uur.
- Bij massastabilisatie met de droge methode wordt ten opzichte van de natte methode de kwaliteit van de stabilisatie (qua sterkte en homogeniteit) sterker bepaald door de uitvoering en de ervaring van de aannemer.

5.4.4 Uitvoeringsstabiliteit

Wanneer grondstabilisatie wordt toegepast om de stabiliteit te verhogen, dient bij de uitvoering aandacht te worden besteed aan de uitvoeringsstabiliteit. Tijdens de uitvoering verliest de grond tijdelijk en voor korte duur zijn samenhang en sterkte. Door het mengen van de grond (onder lagedruk) en het aanbrengen van de initiële voorbelasting zullen ook tijdelijk wateroverspanningen ontstaan, waarmee rekening dient te worden gehouden. Op basis van stabiliteitsberekeningen dient te worden bepaald

of tijdens de uitvoering tijdelijke maatregelen moeten worden getroffen om de uitvoeringstabieleit te waarborgen. Indien nodig kan de veiligheids worden verhoogd door de werkzaamheden gefaseerd uit te voeren binnen vastgestelde werkvakken, of door een extra steundruk mee te laten lopen tijdens de uitvoering (bijvoorbeeld big bags met zand).

5.4.5 Effect op de omgeving

Gronddeformaties

Bij het op diepte komen en mengen van de grond onder luchtdruk wordt de grond omgewoeld en wordt materiaal toegevoegd. Het maaiveld komt hierdoor tijdens de uitvoering omhoog. Daarbij kunnen mogelijk horizontale deformaties optreden. Als uit monitoring volgt dat er te grote horizontale deformaties optreden, kan worden overgegaan op een gefaseerde uitvoering. Bijvoorbeeld: eerst een strook gestabiliseerde grond aanbrengen die dient als afscherming, na enkele dagen uitharding van deze strook kan dan van de strook af worden gewerkt.

Tijdelijk sterkteverlies

Direct na mengen heeft de grond tijdelijk een lagere sterkte dan voorheen. Zijn op korte afstand belendingen aanwezig, dan moet middels een gefaseerde uitvoering worden voorkomen dat deze een te grote deformatie ondergaan.

5.5 Beheer en onderhoud

Ten aanzien van het beheer en onderhoud brengt de gestabiliseerde grond geen bijzonderheden met zich mee ten opzichte van een traditionele dijk. De stabilisatie ligt ondergronds en wordt afgedekt met een kleiafdekking en grasmat. Activiteiten en handelingen die de sterkte van de stabilisatie kunnen aantasten, moeten worden voorkomen.

Voor de eerste toepassingen als innovatieve dijkverbeteringstechniek zal ook tijdens de gebruiksfase een op de beheersing van de kwaliteit en duurzaamheid in de tijd gerichte monitoring plaatsvinden.

Omdat het materiaal doorgraafbaar blijft, kunnen kabels en leidingen in een later stadium relatief eenvoudig door de stabilisatie worden aangelegd. De overgang van de leiding tussen stabilisatie en grond moet nader worden beschouwd in verband met mogelijk afwijkend zettingsgedrag.



Figuur 5.5 Stabilisatie gedraagt zich na opboren granulair

Met de stabilisatie geeft het bindmiddel de grond een bepaalde structuur en samenhang, waardoor voldaan wordt aan de benodigde sterkte en stijfheid. De sterkte zal echter beperkt blijven en er zal geen 'blok' gelijk aan beton ontstaan. Een hele scherpe afbakening tussen grondverbetering (waarbij het nog steeds om grond gaat) en steenachtig materiaal is niet gegeven. Met een handboor is eenvoudig een gat te boren en ontstaat weer een granulair materiaal (zie Figuur 5.5). Wanneer het werk zijn functionaliteit verliest, kan de stabilisatie tot een bepaalde diepte worden losgefreesd of -gegraven. De grondstabilisatie in zijn totaliteit terugwinnen is veelal technisch, maar voornamelijk economisch gezien, niet haalbaar.

5.6 Milieuaspecten

Gestabiliseerde grond valt onder de werkingssfeer van het 'Besluit bodemkwaliteit' (Bbk). Het besluit geeft aan aan welke milieuhygiënische kwaliteitseisen grond, baggerspecie en bouwstoffen moeten voldoen en hoe de kwaliteit moet worden bepaald. Voorafgaand aan de toepassing van een bouwstof moet er een milieuhygiënische verklaring beschikbaar zijn die aantoont dat de bouwstof voldoet aan de gestelde samenstellings- of emissiewaarden. Met een milieuhygiënische verklaring wordt de bescherming van de bodem en het grond- en oppervlaktewater gewaarborgd.

De stabilisatie van grond levert echter een bijzondere bouwstof – de grond wordt immers niet verplaatst of verwijderd, maar ter plaatse op diepte gemengd met een bindmiddel. De aanwezige grond is een grondstof voor het vervaardigen van de bouwstof. Een hele scherpe afbakening tussen grondverbetering (waarbij het nog steeds gaat om grond) en stabilisaten (bouwstoffen) is niet gegeven in het Bbk. Het is daarmee aan het bevoegd gezag om bij interpretatiekwesties te beoordelen in hoeverre er sprake is van grond of een bouwstof.

Wordt de stabilisatie als bouwstof beschouwd, dan moet *vooraf* met een verklaring worden aangetoond dat de bouwstof voldoet aan de geldende milieuhygiënische eisen. De techniek past niet binnen de geldende certificering en is nog niet gecertificeerd in het kader van het Bbk. Omdat hier sprake is van een nieuwe techniek, is de beschikbare hoeveelheid data omtrent het effect op de bodemomstandigheden nog beperkt. Omgevingsdiensten kunnen niet zomaar goedkeuring geven voor uitvoering van deze methode. Vanwege de grote variatie in de natuurlijke ondergrond is het nodig de milieuhygiënische kwaliteit te bepalen door een partijkeuring op in het laboratorium vervaardigde proefstukken uit te voeren. De partijkeuring vindt plaats tijdens het receptuuronderzoek voorafgaand aan de uitvoering van de stabilisatie. Aan de hand van samenstellings- en uitloogproeven moet worden aangetoond dat de toelaatbare samenstellings- en emissiewaarden niet worden overschreden.

In het EuroSoilStab-project zijn uitloogproeven uitgevoerd op een scala aan gestabiliseerde grondsoorten en ter referentie ook op de oorspronkelijke grond. Onder de gebruikte toeslagstoffen waren industriële reststoffen als vliegashoudend slak, hoogovenslak en gips. Uit deze onderzoeken is gebleken dat schadelijke milieueffecten voor de onderzochte stoffen niet te verwachten zijn. Echter, in de Nederlandse bodems kan van nature sprake kan zijn van (verhoogde) concentraties aan chemische componenten, zoals zware metalen en sulfaten. Uit uitgevoerde samenstellings- en uitloogproeven bij recente projecten is gebleken dat door het stabiliseren van de grond (klei/veen) met het bindmiddel tijdens de uitharding de pH in het stabilisaat (tijdelijk) sterk wordt verhoogd. Hierdoor worden de in de grond aanwezige metalen gemobiliseerd en kunnen deze uittreden naar het grondwater. Uit het onderzoek in gestabiliseerd veen blijkt ook dat de emissiewaarden voor sulfaat weliswaar worden overschreden, maar dat in het grondwater ten opzichte van de oorspronkelijke (natuurlijke) situatie geen sprake is van een daadwerkelijke verslechtering. Binnen de striktheid van het Bbk kan dit een probleem vormen bij de goedkeuring op de toepassing van de bouwstof. De eisen ten aanzien van uitloging zijn streng.

Om een bredere toepassing mogelijk te maken, is het wenselijk om voor dit soort stabilisaties een nieuw toetsingskader vast te stellen. Daarvoor is het nodig van verschillende projecten uitlooggegevens te verzamelen. Op verzoek van de Omgevingsdienst Midden-Holland wordt voor een fietspad te Stolwijk de gestabiliseerde grond gedurende drie jaar gemonitord op uitloging. Er is geen uitloging naar het grondwater of de omgeving gemeten en na een jaar is het project vrijgegeven. Vooralsnog zal met pilotprojecten kennis verzameld moeten worden en zal per project afgestemd moeten worden met de betreffende omgevingsdienst om goedkeuring te krijgen voor de toepassing van grondstabilisaties.

6 Consolidatie met drainage

6.1 Beschrijving methoden

Consolidatie is het proces waarbij overspannen grondwater, veroorzaakt door een externe belasting, uit de ondergrond dissipeert. Dit kan met behulp van verschillende methoden versneld worden:

- Met verticaal drainerende elementen zoals verticale drainage, kunststof strips, of zand of palen/schermen met vrij afstromend water, eventueel in combinatie met horizontale drains zonder actieve afvoer van water.
- Met verticaal drainerende elementen met een geforceerde (of luchtdruk-)consolidatie, i.e. actieve bemaling en verticale drainage met luchtdichte folie (diverse systemen).

Bij dijkversterkingen kan een dergelijke methode met name toegepast worden om enerzijds de ondergrond versneld te laten consolideren (samendrukken) en te versterken en anderzijds horizontale deformaties ter plaatse van onder andere belastingen te beperken of te voorkomen. Er zijn voorbeelden van toepassing van dergelijke systemen bij dijkversterking (Alblasserdam, Papendrecht). Voordelen zijn:

- versnelde consolidatie en zetting;
- sterktoename in de ondergrond;
- geen of veel minder voorbelasting nodig;
- beperking horizontale deformaties.

6.1.1 Standaard verticale drainage

Het toepassen van verticale drainage bij ophogingen, eventueel in combinatie met overhoogte, is standaardgebruik in de Nederlandse adviespraktijk en wordt hier daarom niet verder in detail behandeld. Met het waterschap dient echter wel overeenstemming te zijn dat in de dijk drainage toegepast mag worden. Bij bijna alle waterschappen is drainage ontheffingsplichtig, dus verticale drainage ook.

Tijdens het consolidatieproces is het belangrijk oog te hebben voor de afvoer van het vrijgekomen consolidatiewater. Een hogere waterstand in de drainerende laag ten opzichte van het grondwater kan het dissiperen van het overspannen water vertragen en zorgen dat niet alle wateroverspanning dissipeert.

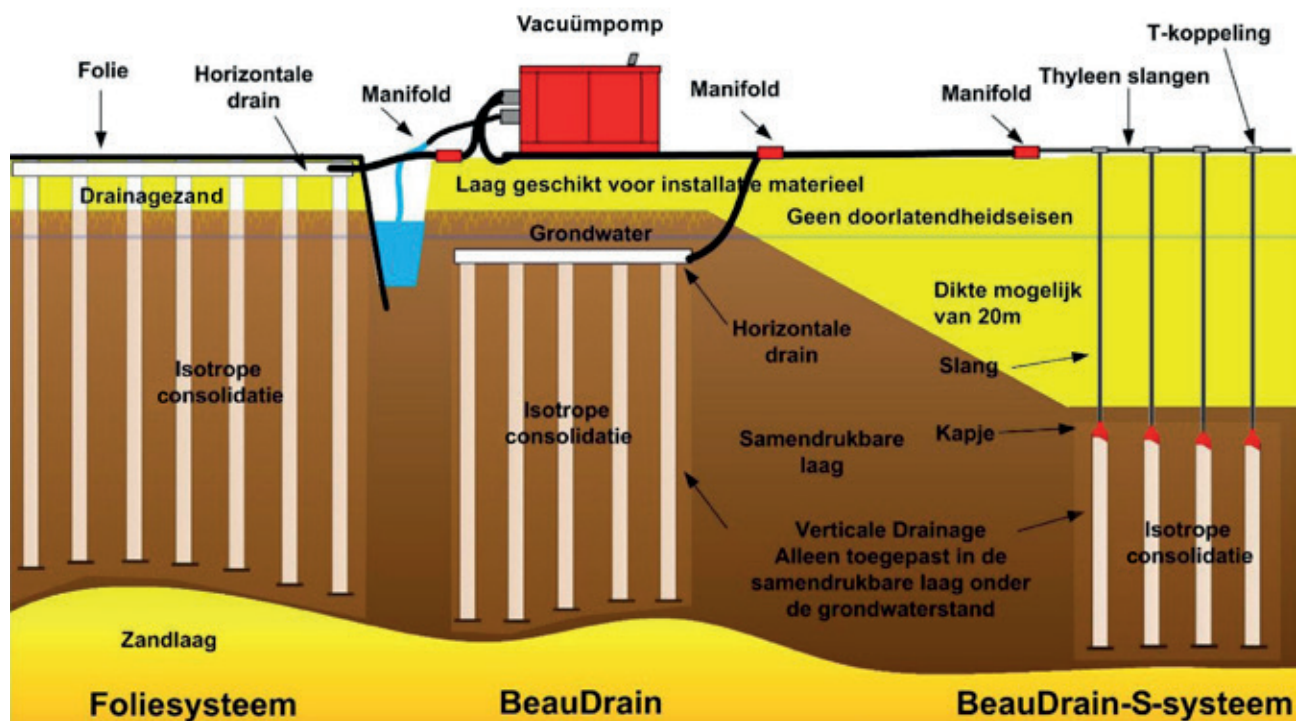
Bij het ontwerpen van dijken moet nagedacht worden over de manier van afvoeren van het overspannen water tijdens de bouwfase, in relatie tot de eindsituatie. Het consolidatieproces kan verbeterd worden door de grondwaterstand in de bouwfase te verlagen zonder onderdruk, en/of door het water via horizontale drains af te voeren. Deze techniek is uitgebreid toegepast bij de buitenwaartse versterkingen van de Nesepeolderdijk (2000 – 2002) en de Zuiderdijk van Drechterland (2007 – 2011).

6.1.2 Geforceerde consolidatie

Geforceerde consolidatie is een methode om samendrukbare grondlagen met behulp van actieve bemaling en/of luchtdrukverschillen te comprimeren en te versterken. De bereikte onderdruk in de drains kan vergeleken worden met het toepassen van een equivalente belasting in zand bij het traditioneel ophogen. Er kan dus bespaard worden op overhoogte of tijd. Door de onderdruk meteen aan te brengen neemt niet alleen de sterkte van de ondergrond versneld toe in vergelijking met verticale drainage, maar worden ook horizontale deformaties verminderd. Dat laatste gebeurt door vervanging van een bovenbelasting door een onderdruk. Daarom is de methode vooral interessant voor het aanleggen en versterken van dijken met lintbebouwing en/of in natuurgebieden, maar bijvoorbeeld ook in gebieden met een zeer slappe ondergrond. Combinatie met belasting en/of overhoogte is daarbij goed mogelijk.

Voorbeelden van dergelijke systemen: Standaard Luchtdrukconsolidatie (Menard-Systeem), Zandschermen met bemaling, PTD-systeem (Press To Drain), Beaudrain(-S) en dergelijke. Zie CUR 2005-1 voor meer informatie.

Om de geforceerde consolidatie (traditionele methode) toe te passen zijn verschillende technieken voorhanden, zie Figuur 6.1. Alle systemen zijn in de basis gelijk. Een pomp zorgt dat een hoge onderdruk – in de volksmond vacuümdruk – aangebracht wordt op een systeem dat compleet gevuld is met water. De onderdruk wordt vervolgens via slangen en met verschillende methoden overgebracht op de verticale drainerende elementen, die kunnen bestaan uit zandpalen, zandschermen of kunststof strips (drains). Hierbij is het belangrijk dat het gehele systeem luchtdicht is en er geen kortsluiting is met (drainerende) zandlagen buiten het te consolideren gebied.



Figuur 6.1 Definitieschets van consolidatie

Bij het traditionele vacuümconsolidatiesysteem zorgen horizontale drains in goed drainerend zand voor de drukverlaging. Een folie sluit deze zandlaag af van de atmosfeer, en aan de zijkant een sloot met, indien nodig, slurrywanden. Bij het BeauDrain-systeem brengt een in de grond geïnstalleerde horizontale drain die in verbinding staat met de verticale drains, de onderdruk over naar de drains. Hierdoor is het niet nodig een folie aan te brengen. Het doel van de zandlaag tijdens de installatie is alleen voldoende draagkracht genereren. Dit mag dus slecht doorlatend zand zijn. Bij de toepassing van BeauDrain-S wordt de onderdruk overgebracht via een systeem van slangen en koppelingen. Elke drain bestaat uit een verticale drain, verbonden met een thyleen slang. De thyleen slang wordt toegepast over het deel waar risico is op luchtlekkage. De overgang tussen drain en slang is altijd minimaal 0,5 m onder de waterstand. Indien er met licht materieel gewerkt kan worden, is het zelfs mogelijk om een stabiele en verdichte kleilaag en schotten te gebruiken. De drains worden met hetzelfde materieel geïnstalleerd als bij normale verticale drainage. Dit systeem is, vanwege het gebruik van enkele drains en het verbinden van de drains met behulp van koppelingen, geschikt om kleine gebieden te draineren (zie CUR 2005 voor meer informatie).

Geforceerde consolidatie eventueel in combinatie met overhoogte komt vooral in aanmerking indien:

- stabiliteitsproblemen zijn te verwachten en snel opgehoogd moet worden;
- weinig horizontale vervorming is toegestaan, bijvoorbeeld door aanwezigheid van bebouwing;
- aanbrengen van een tijdelijke extra overhoogte te veel tijd en ruimte in beslag zou nemen en/of de aan- en afvoer van traditioneel voorbelastingmateriaal (zand) erg kostbaar is.

Aandacht is nodig indien:

- drainage toegepast wordt in waterwingebieden (hier kunnen specifieke regels gelden voor het toepassen van drainage);
- drainage toegepast wordt in gebieden met een hoog risico voor kwel of kweltoename (hier moet in samenspraak met de beheerder bekeken worden wat er mogelijk is en of bijvoorbeeld het ondieper zetten van de drainerende elementen nog steeds voldoende voordeel heeft);
- zandlagen in het samendrukbare pakket aanwezig zijn.

Bij twijfel over de toepassing is het aan te raden een in vacuümconsolidatie gespecialiseerd adviesbureau of een gespecialiseerde aannemer in de arm te nemen.

6.2 Stabiliteitsbeschouwing

Voor de controle van de macrostabiliteit wordt gebruikgemaakt van glijvlakberekeningen (bijvoorbeeld Bishop en/of Uplift Van) en eindige-elementenmethodes (bijvoorbeeld Plaxis), zie ook TRWG 2001, voor een uitvoerige beschrijving van dit faalmechanisme. Voor het ontwerpen en beoordelen van grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei en veen, dient uitgegaan te worden van ongedraineerd grondgedrag (zie paragraaf 3.1). Voor zand wordt met gedraineerd grondgedrag met wrijvingshoek in de critical state (φ_{cv}) gerekend.

Bij gelijke belasting is de stabiliteitsfactor bij traditionele consolidatie kleiner dan bij geforceerde consolidatie. Dat komt doordat het deel van de belasting dat aangebracht is door middel van de onderdruk in de drains in de grond, geen bijdrage heeft in het aandrijvend moment. Meer informatie hierover is te vinden in CUR 2005-1.

Door het comprimeren (samendrukken en afvoeren consolidatiewater) van de ondergrond neemt de grensspanning toe, en daarmee de sterkte. Dit is onder meer aangetoond in twee proeven (Scharдам en Bleskensgraaf), zie eindrapportage POVM Vacuümconsolidatie 1220719-000-GEO-0010, augustus 2017, waarbij de ondergrond geforceerd werd geconsolideerd met zowel de standaard Menard-methode als met Beaudrain-S. Door een blijvende verhoging van de grensspanning neemt de schuifsterkte van de ondergrond toe. De toename van de sterkte is daarbij zowel op basis van laboratoriumproeven als op basis van sonderingen vastgesteld. Onderzoek moet derhalve zowel vooraf plaatsvinden, als na afloop. De belangrijkste resultaten, die tevens aangewend kunnen worden ten behoeve van een ontwerp, zijn:

- Het effect van waterspanningsverlaging tussen de drains is ongeveer gelijk aan de gemeten onderdruk (drukverlaging ter plaatse van de drains). Deze lag bij de proeven in de orde van 60 kPa, echter in de veenlagen, mogelijk ten gevolge van gasvorming, iets lager; 20 – 40 kPa.
- Uit de samendrukkingsproeven en sondeerresultaten blijkt een blijvende toename van de grensspanning, vergelijkbaar met de uit de waterdrukverlaging berekende toename.
- De in het laboratorium gemeten winst in ongedraineerde schuifsterkte door toepassing van vacuümconsolidatie is consistent met de volgens de SHANSEP-theorie berekende winst op basis van de grensspanningstoename.
- De toename van de grensspanning, en daarmee de ongedraineerde schuifsterkte, blijkt in kleilagen groter te zijn dan in veenlagen. In de laag onder de verticale drains is vrijwel geen effect waargenomen.

Voor een ontwerp dient voor het gebied tussen de verticale drains een realistische en haalbare onderdruk gekozen te worden. Normaliter zal een veilige waarde liggen tussen circa 30 – 60 kPa. De blijvende grensspanningstoename is vergelijkbaar met deze onderdruk. Dit geldt evenwel niet voor de lagen onder de verticale drains.

Monitoring en controles moeten aantonen dat de betreffende onderdruk gerealiseerd wordt. Indien tijdens de uitvoering blijkt dat onvoldoende vacuümdruk gerealiseerd wordt, dan kunnen mitigerende maatregelen worden ingezet. Bijvoorbeeld: het vacuümlanger doorpompen/in stand houden, en/of een tijdelijke extra overhoogte aanbrengen.

Daarnaast kunnen voor stabiliteitsberekeningen extra onzekerheden in de schematiseringsfactor meege-nomen worden.

Het combineren van sterkte-eigenschappen bij kleine rekken met critical state is niet aan de orde bij consolidatietechniek. De tussenoplossing voor 'strain compatibility' zoals beschreven in paragraaf 10.4 is dus niet van toepassing.

6.3 Zetting

Bij grondverbeteringen door het aanbrengen van (externe) belastingen en consolidatie treden twee soorten deformaties op:

- zetting, of verticale vervormingen, als gevolg van samendrukking van de onderliggende grondlagen en eventuele klink van het ophoogmateriaal zelf;
- horizontale vervormingen in, onder en naast de dijk/ophoging.

Zetting kan worden beschouwd als een faalmechanisme van de waterkering. Zo kan door zetting van de kruin overloop ontstaan, of een grotere hoeveelheid overslag, waarop de sterkte van het binnentalud al dan niet is gedimensioneerd. De horizontale vervormingen kunnen leiden tot belasting van constructies in en nabij de waterkering, zoals leidingen en funderingen van gebouwen.

Zetting treedt op door het aanbrengen van een bovenbelasting en het afstromen of onttrekken van grondwater uit de slappe lagen (consolidatie). Het afstromen van grondwater kan worden berekend door middel van onderstaande consolidatiemodellen:

- consolidatietheorie Terzaghi;
- consolidatie bij verticale drains volgens theorie Barron/Carillo;
- volgens stromingsberekening Darcy.

Bij toepassing van vacuümconsolidatie vindt enerzijds een externe belasting plaats, overeenkomstig de vacuümdruk tussen de drains, anderzijds kan versneld consolidatie plaatsvinden door het afpompen van consolidatiewater. Zie ook CUR2005-1 waar de consolidatiemodellen uitgebreid zijn beschreven.

Naast het door vacuümconsolidatie versneld optreden van consolidatie en zetting zullen ook de horizontale vervormingen geminimaliseerd worden.

6.4 Betrouwbaarheid

De betrouwbaarheid van de systemen dient apart beschouwd te worden. Het belangrijkste: bij de toepassing van verticale drainage zijn minder externe factoren van belang dan bij het toepassen van luchtdrukconsolidatie. Bij de toepassing van luchtdrukconsolidatie heeft een groot deel van het succes te maken met de bereikte onderdruk en de werking van de pompen. Bij de toepassing van verticale drainage is dit alleen maar aangebracht gewicht.

Bij beide methoden hangt de betrouwbaarheid en de voorspelling van het gedrag van de ophoging af van de ervaring en kwaliteit van de adviseur en de gebruikte modellering, en van de restzettingssvoorspelling en tijd van vrijgave (voornamelijk bij kunstwerken).

Bij toepassing van een onderdruk wordt vaak waargenomen dat enige gasbelvorming door de pompen wordt weggezogen. In het geval van normale drainage zouden de gasbellen de afvoercapaciteit van de drains kunnen verminderen. De drains hebben echter een dermate hoge overcapaciteit in de afvoer van water, dat dit geen probleem wordt geacht. Eventuele vertragingen worden afgevangen door een goede monitoring en parameterkeuze.

Het is ook mogelijk dat er iets misgaat bij het bepalen van de restzetting. Zo kan een (menselijke) verkeerde inschatting bijvoorbeeld leiden tot een *verkeerde interpretatie* in de restzettingprognose. De (incorrecte) getallen die dat oplevert, worden ingevoerd in het rekenmodel. De vooraf gemaakte prognose wordt namelijk geactualiseerd met meetgegevens van het werk. Daaruit kan worden bekeken of alles gaat zoals voorspeld of dat misschien extra maatregelen nodig zijn om de zettingseisen op tijd te kunnen halen, of dat het actieve systeem kan worden uitgezet. Incorrecte getallen leiden dan uiteraard tot een niet kloppende uitkomst.

De nauwkeurigheid van zettingsgegevens zijn een belangrijke factor in het vaststellen van het verloop van het consolidatieproces. Het vaststellen van het zettingsverloop geschiedt veelal met behulp van zakbakens. Er zijn echter ook andere, meer geavanceerde systemen op de markt, zoals zettingsmeetslangen of zettingsmeetplaatjes (drukopnemers), waarmee de zettingen automatisch geregistreerd kunnen worden. Bij het gebruik van zakbakens is het van belang dat veel aandacht besteed wordt aan registratie, plaatsingshoogte, oplenging van de buizen, datum en hoogte van de ophoogslagen, en bescherming tijdens de uitvoering. Verlies of schade tijdens de uitvoering komt helaas veel voor. Hiermee samenhangend is het belangrijk om vooraf ook goed na te denken over de locatie van de zakbakens in het dwarsprofiel en de lengterichting van de dijk. Zettingsslangen of zettingsplaatjes worden onder de ophoging aangebracht, waardoor ze veel minder gevoelig zijn voor verlies of schade.

De opdrachtgever kan op het werk – naast het laten monitoren van zettingen – ook eisen stellen aan de stabiliteit. De sterktoename van de ondergrond kan ofwel met sonderingen, ofwel met waterspanningsmeters worden vastgesteld. Omdat deze *instrumenten defect* kunnen zijn of incorrect kunnen functioneren, zijn het ook mogelijke foutenbronnen.

Tijdens de uitvoering van een grondverbetering moet altijd rekening worden gehouden met de mogelijkheid van *lekkage van het waterslot, uitval van pompen of vandalisme*. Afdoende veiligheidsmaatregelen zijn dus nodig, evenals een regelmatige beoordeling van de metingen.

Ook de heterogeniteit van de slappe lagen speelt een rol. Indien het drainagesysteem lokaal *verbinding met de zandlaag* maakt, dan kan tijdens hoogwater namelijk ongewenst interne erosie optreden. Daardoor neemt dan niet alleen de kans toe op piping, maar ook op binnenwaarts afschuiven.

Andere mogelijke onwenselijkheden: *te vroeg uitzetten van de pompen van het systeem, of voortijdige verwijdering van de voorbelasting*.

Voor een aantal van de foutenbronnen zijn er oplossingen om de kans op falen te minimaliseren. Voorbeelden zijn installatie van de verticale drainage met automatische afslag op NAP, beschouwing van de indrukgegevens van de verticale-drainageinstallatie en een sms-melder op de pompen bij uitval.

Er zijn in principe twee sporen voor het beoordelen van de vereiste stabiliteitsverbetering en het niet overschrijden van de vervormingseisen aangaande de grondverbetering:

- 1 Werk uitvoeren zonder monitoren en geen (tussentijdse) voorbereidingen treffen.
- 2 Werk uitvoeren inclusief zettings- en stabiliteitsprognoses maken, meten en tussentijds maatregelen uitvoeren.

Ad 1) Dit spoor leidt tot een zeer hoge kans op falen van de verbeteringsmaatregel (kans $P(FM)$ is ongeveer 0,8; zie Tabel 1.1).

Ad 2) Dit alternatief leidt tot een beheersbaar geheel (kans $P(FM)$ is relatief klein, ongeveer 0,01), maar hier zijn wel hogere kosten aan verbonden.

Geadviseerd wordt in het geval van vacuümconsolidatie altijd een voldoende robuust monitorings-systeem toe te passen.

6.5 Uitvoeringsaspecten

De slappe ondergrond in diverse gedeelten van Nederland leidt daar tot hogere aanleg- en onderhoudskosten van dijken. In het benedenrivierengebied en bij meerdijken, waar een combinatie van een samendrukbare veenbodem en een relatief dichte bebouwing aanwezig is, is de behoefte aan optimalisatie van de aanleg en het onderhoud het grootst.

Alle systemen hebben een stabiele werkvloer nodig voor het installatiematerieel. Vaak wordt eerst een werkvloer aangebracht van bijvoorbeeld 0,5 – 1,0 m zand, en worden rijplaten toegepast. De zandlaag kan daarbij tevens fungeren als drainagelaag voor het consolidatiewater. Eventueel kan een stabiliserend geotextiel (grid of weefsel) worden toegepast om de stabiliteit en draagkracht verder te vergroten. Afhankelijk van de gekozen techniek wordt vervolgens materieel aangevoerd. De locatie van de versterkingsprojecten is mede bepalend voor het gewicht van het materieel. Na installatie van de drainage dient soms, afhankelijk van de techniek, een afdichtingsconstructie gemaakt te worden. Dan volgt de aanleg van de ophoging (eventueel met overhoogte). Bij vrijgave wordt, indien aanwezig, de overhoogte verwijderd. En de dijk wordt in profiel afgewerkt.

Bij geforceerde consolidatie worden in de teen van de ophoging pompen geplaatst. Het consolidatiewater wordt afgevoerd op de ophoging zelf of op het oppervlaktewater. Bij reguliere drainage stroomt dit water via de natuurlijke weg of via horizontale drains vanuit de drainagelaag naar het oppervlaktewater.

6.6 Beheer en onderhoud

Beheer en onderhoud verloopt in twee fasen:

- 1 De uitvoeringsfase: de fase gedurende de consolidatieperiode inclusief de ontmanteling.
- 2 De gebruiksfase: de fase na ontmanteling en/of oplevering.

6.6.1 Uitvoeringsfase

Tijdens de consolidatieperiode is de aandacht gericht op:

- 1 pompen, slangen en terugslagkleppen;
- 2 onttrekken van grondwater;
- 3 toegepaste drainagematerialen;
- 4 rijdend materieel;
- 5 zand in de sleuven;
- 6 ontmanteling van het systeem.

- Ad 1) Zonder visuele controle op de werking van terugslagkleppen kan het uiteinde van de afvoerslangen na enkele weken verstopt raken door roestvorming. Is zo'n controle niet mogelijk, dan wordt aanbevolen het systeem van slangen eens per drie weken met water te spoelen om roest te verwijderen.
- Ad 2) Aan onttrekking van grondwater zijn eisen en vergunningen verbonden. Soms moet er iets aan de oppervlaktewaterhuishouding veranderd worden, bijvoorbeeld watergangen verlegd en/of gedempt. Daarvoor kunnen ook vergunningen benodigd zijn. Bij lozing van het door het PTD-systeem opgepompte water op het oppervlaktewater moet de WVO in acht worden genomen.
- Ad 3) De toegepaste drainagematerialen zijn voorzien van een (KOMO-)keurmerk. Pompen en regelsystemen komen in goed afsluitbare containers te staan, om beschadiging en diefstal van componenten te bemoeilijken. De benodigde generatoren en pompen voldoen aan de normen wat betreft omgevingsgeluid en elektrische afscherming van de omgeving.
- Ad 4) Het in het werk gebruikte rijdend materieel (diepdraineermachines, kranen, grondkarren en ander materieel) moet voldoen aan de geldende keurings- en veiligheidsrichtlijnen.
- Ad 5) Het zand dat in de sleuven wordt aangebracht dient te voldoen aan de gestelde specificaties, ondergaat een partijkeuring en mag niet vervuild zijn. De grond die vrijkomt bij het graven van de sleuven, kan vanwege mogelijke verontreinigingen niet zonder meer worden afgevoerd naar een locatie buiten het werk. Deze grond dient dus bij voorkeur binnen het werk verspreid te worden.
- Ad 6) Ontmanteling van het systeem gaat in principe vrij eenvoudig. Na het stopzetten van de pompen dienen alle pompen, aggregaten, drukvaten, regelkasten en ander materiaal afgevoerd te worden. Al het aan de oppervlakte aanwezige leidingwerk en folie wordt ook verwijderd. In sommige gevallen kunnen filters/terugslagkleppen en andere hulpstukken die zich in de drains onder het maaiveld bevinden, worden verwijderd. De aangebrachte drains blijven in de ondergrond zitten. Eventueel onder de grond aanwezige folie kan zo nodig geperforeerd te worden.

6.6.2 Gebruiksfase

Na de consolidatieperiode volgt oplevering van de werkzaamheden. Afhankelijk van de situatie dient het maaiveld aangevuld te worden tot oorspronkelijke hoogte. De verticale drainage zal in de ondergrond achterblijven. Dit geldt mogelijk ook voor het aangebrachte folie, dat indien nodig geperforeerd zou kunnen worden. Na ontmanteling kan de sterkte van de ondergrond ten behoeve van het ontwerp en het beheer- en onderhoudsplan getoetst worden. Deze controle kan plaatsvinden middels sonderingen en het meten van waterspanningen, zie ook paragraaf 6.5.

6.7 Monitoring

Metingen tijdens de uitvoering geven informatie over de werking van de (al dan niet geforceerde) consolidatie; zo nodig kan de uitvoering tijdig worden bijgesteld. Aanbevolen wordt om een monitoringpakket samen te stellen uit onderstaande grootheden, afhankelijk van de omvang van en de risico's van het werk:

- waterspanning in de samendrukbare grond met elektrische waterspanningsmeters (diepte en afstand tot de omliggende drains dienen goed geregistreerd te worden);
- waterspanning in de drain met speciale elektrische waterspanningsmeters;
- waterspanning in het diepe zand met elektrische waterspanningsmeters en/of peilbuizen buiten het vak;
- luchtdrukbelasting met manometers in het vacuümvak en op de pomp;
- horizontale deformatie via waarneming van pikettenrij (zichten) en hellingmetingen in hellingmeetbuizen;
- zetting van het maaiveld via waterpassing van zakbaken, automatisch registrerende zettingsmeetplaatjes en/of horizontale zettingsmeetslang;

- samendrukking ondergrond met differentiële zettingsmeetslang of reguliere zakbaken;
- deformaties van belendingen met meetbouten;
- monitoring van het uitstroomdebiet.

Bij de installatie van de monitoring dient goed nagedacht te worden over mogelijke interventie met het systeem. Wordt luchtdrukconsolidatie toegepast, dan moet het monitoringssysteem geen potentiële lekweg creëren waardoor het vacuümsysteem nadelig wordt beïnvloed.

Indien met monitoring achteraf voldoende onderbouwd kan worden dat niet alle ontwerpparameters vooraf gemeten hoeven te worden, dan is de kans op falen van de grondverbetering marginaal. Echter, wordt na aanleg niet of nauwelijks gemeten, dan kan dat leiden tot een laag rendement van de toegepaste techniek. Het advies is daarom om niet te besparen op monitoren.

7 Granulaire kolommen

7.1 Beschrijving techniek

Dit hoofdstuk behandelt het toepassen van granulaire kolommen als grondverbeteringstechniek om de macrostabiliteit te vergroten. De kolommen kunnen ook worden toegepast voor het versnellen van het consolidatieproces en het beperken van deformaties bij ophogingen. Daarnaast kunnen ze fungeren als ontlastbron van verhoogde waterspanningen of dienen als funderingselement voor constructies. Deze functies worden echter niet behandeld in deze publicatie.

In de internationale literatuur wordt deze grondverbeteringstechniek vaak aangeduid als 'stone columns'. In dit rapport wordt de term 'granulaire kolommen' gehanteerd.

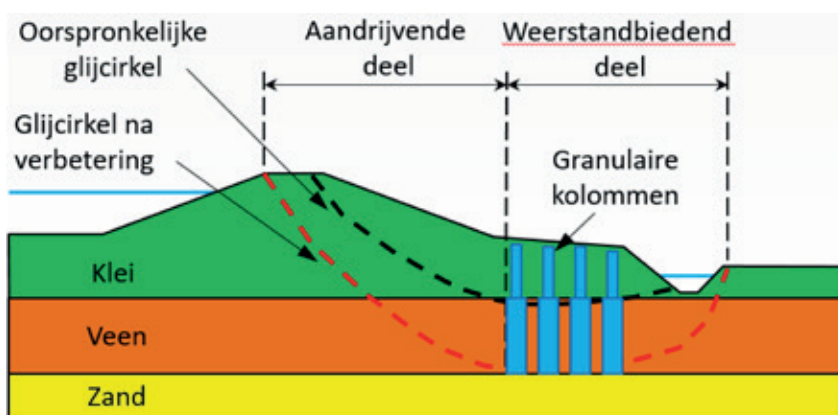
7.1.1 Stabiliteitstekort

Een gebrek aan binnenwaartse macrostabiliteit wordt veelal veroorzaakt door de aanwezigheid van een slappe klei- en/of veenlaag, al dan niet in combinatie met een kwelsloot achter de dijk.

Een van de manieren om de binnenwaartse macrostabiliteit te vergroten, is het verzwaren van het weerstandbiedend deel binnen de afschuivende glijcirkel. Op deze manier wordt het weerstandbiedend moment ten opzichte van het middelpunt van de glijcirkel vergroot en neemt de stabiliteit toe. De verzwarening van de binnenberm en de versterking van de hierin voorkomende grondlagen hebben een bijkomend effect: de wrijvingskracht langs de glijcirkel wordt eveneens vergroot. Hierdoor neemt de stabiliteitsfactor verder toe.

7.1.2 Vergroten stabiliteit met granulaire kolommen

Wanneer het slappe klei-/veenpakket ter plaatse van het weerstandbiedend deel van de glijcirkel wordt verzwaard (hoger volumegewicht) en versterkt (hogere sterkteparameters), neemt de stabiliteit snel toe. Verzwarening van het klei-/veenpakket kan worden gerealiseerd door de installatie van granulaire kolommen binnen het weerstandbiedend deel. Dit kan door granulaire kolommen aan te brengen onder de kwelsloot of onder de binnenberm, zoals weergegeven in Figuur 7.1.



Figuur 7.1 Versterking binnenberm met granulaire kolommen binnen weerstandbiedend deel

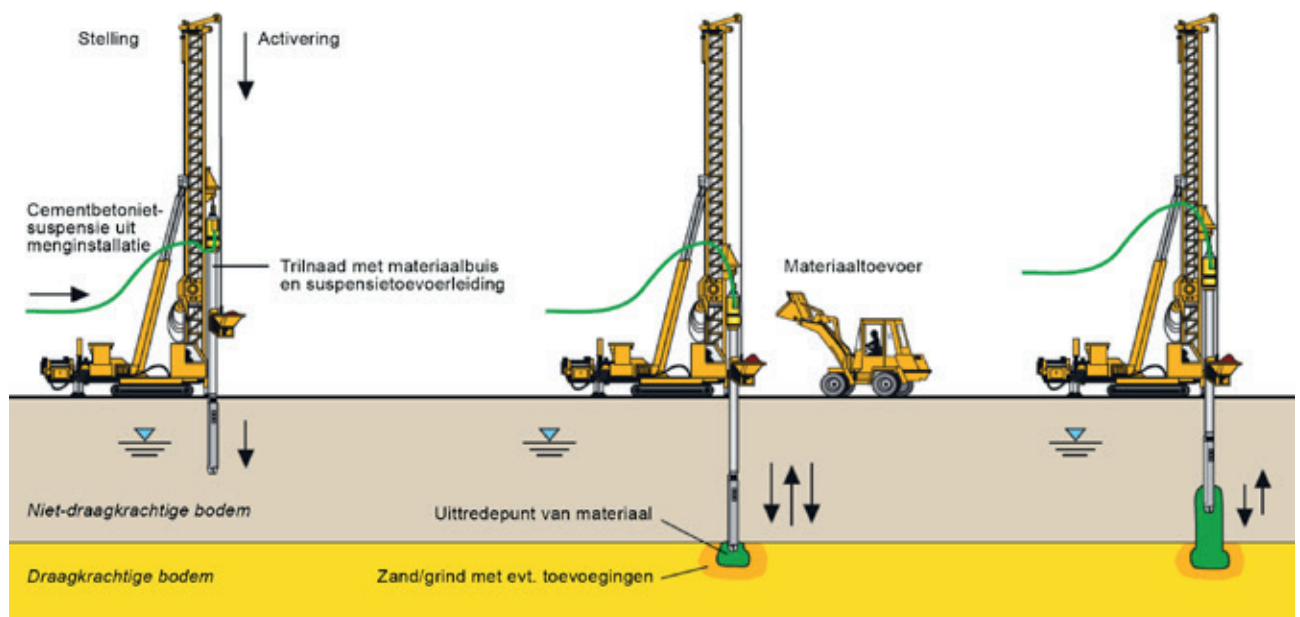
De diameter van een granulaire kolom is afhankelijk van de uitvoeringsmethode en de bodemopbouw en varieert tussen 0,5 en 1,5 m. Het volumegewicht van een kolom bedraagt circa 20 kN/m³ en is afhankelijk van het toegepaste materiaal en de mate van verdichting die in de kolom kan worden bereikt. De grootste verzwarening van het weerstandbiedend deel kan worden bereikt wanneer lichte veenlagen met

een volumegewicht van circa 10 kN/m^3 deels worden verdrongen door granulaire kolommen met een volumegewicht van circa 20 kN/m^3 .

In het ontwerp dient bijzondere aandacht worden geschonken aan het effect van kortsluiting met watervoerende lagen en aan het transport van zand of fijne delen door de kolommen.

7.1.3 Uitvoeringsmethode

Deze paragraaf beschrijft globaal de uitvoeringsmethode van het aanbrengen van de granulaire kolommen. Een uitvoeringsmethode waarbij een trilnaald wordt toegepast, is te zien in Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Algemene wijze van aanbrengen granulaire kolommen met trilnaaldsysteem

- 1 Inbrengen trilnaald (bijvoorbeeld $\varnothing 0,5 \text{ m}$) met materiaalbuis en suspensietoeverleiding, waarbij de grondlagen worden verdrongen en doorboord tot in de te verzwaren veenlaag.
- 2 Aanbrengen materiaal met graafmachine in kubel die aan de makelaar is bevestigd. Na het bereiken van de einddiepte wordt de trilnaald iets getrokken, zodat het vulmateriaal (zand/grind en eventuele toevoegingen) door de luchtdruk in de ontstane ruimte loopt. Bij het opnieuw op diepte brengen wordt dit materiaal verdicht en zijdelings de bodem ingedrukt.
- 3 Door afwisselend trekken en trillend drukken ('stoppen') wordt een kolom opgebouwd tot op het gewenste niveau.

Stel, de trilnaald heeft een diameter van $0,5 \text{ m}$. Wanneer deze naald door kleilagen wordt gedrukt, draagt de diameter van de kolommen eveneens $0,5 \text{ m}$. De te bereiken diameter in veenlagen bedraagt na het verdichten van de kolom en het verdringen van het veen circa $0,8 \text{ m}$. De productie per stelling bedraagt onder gemiddelde omstandigheden 300 strekkende meter kolom per dag.

Bovengenoemde werkmethode gaat uit van een grondverdringend systeem met een trilnaald. Een andere methode om een kolom grondverdringend aan te brengen, is het op diepte inbrengen van een buis met een verloren punt. Deze buis wordt vervolgens gevuld met een granulair materiaal en teruggetrokken, terwijl het materiaal in de buis wordt uitgeheid. Er zijn echter ook grondverwijderende systemen

beschikbaar waarbij de grond eerst wordt opgeboord en vervolgens wordt vervangen door de granulaire kolom.

De kolommen kunnen ook omhuld met een geotextiel worden aangebracht. De geotextiel-omhulling begrenst de horizontale vervorming van de kolom, die hierdoor een hogere sterkte en stijfheid krijgt dan de omringende grond. Hierdoor worden de optredende deformaties bij ophogingen beperkt. Aangezien de zettingreducerende functie van de kolommen buiten de scope van deze POVM-publicatie valt, wordt op deze methode verder niet ingegaan.

Granulaire kolommen bestaan uit zand, grind of aggregaat. De gradering van het toe te passen materiaal wordt alleen bepaald door de mogelijkheid van een goede verdichting en een eventuele vermenging met cement-bentoniet. Een cement-bentonietmengsel wordt toegepast om een hydraulische stop te creëren wanneer de kolommen in/of door een watervoerend pakket worden aangebracht. De samenstelling van het cement-bentonietmengsel is afhankelijk van de eisen die aan de kolommen worden gesteld. Hierbij dient het aanmaakwater vooraf op geschiktheid te worden beoordeeld en moet het ten minste voldoen aan de eisen voor geleidingsvermogen en zuurgraad conform CUR 84 (par. 5.1.2). Daarnaast kunnen hulpstoffen als plastificeerders en vertragers worden toegepast om het reologisch karakter en het opstijvingsgedrag te beïnvloeden.

Uitgangspunt is dat de kolommen bestaan uit een zand-/grindskelet met een losse tot vaste pakking. De volumegewicht hiervan bedraagt 19 kN/m^3 (nat; losse pakking) tot 21 kN/m^3 (nat; vaste pakking) conform tabel 2.b van NEN 9997-1. Er moet rekening worden gehouden met afname van de pakking door vervorming van omringende grond.

Bij toepassing van een cement-bentonietmengsel worden de poriën tussen het korrelskelet hiermee opgevuld. De verhouding van de toe te passen materialen is afhankelijk van de eisen die aan de kolommen worden gesteld.

7.2 Stabiliteitsbeschouwing

Beschrijving ontwerpproces:

- Ontwerp de maatregel als een gewone grondrijk waarbij kan worden gevarieerd in het aantal kolommen in de breedte en de stramienmaat. De grond die behandeld is met kolommen wordt beschouwd als een nieuwe homogene massa waarvoor nieuwe grondeigenschappen worden afgeleid.
- Wanneer in de kolommen alleen granulaire materialen worden toegepast en de kolommen (aan de onderkant) in contact komen met een watervoerende laag, ontstaat het gevaar van piping.
- Alleen het volumegewicht en de effectieve hoek van inwendige wrijving (Mohr-Coulomb) of critical state-hoek van inwendige wrijving (CSSM) van de kolommen wordt in rekening gebracht als grondverbetering.
- In het ontwerp wordt geen rekening gehouden met constructieve sterkte (zoals trek, buiging, torsie en dergelijke) van een eventuele omhulling van de kolommen.

De ontwerpstappen van het dimensioneren van een grondverbetering voor het verbeteren van de macrostabiliteit, zijn verder uitgewerkt in het generieke voorbeeld dat is opgenomen in de bijlage.

7.2.1 Schematisering van granulaire kolommen

Door granulaire kolommen aan te brengen wordt de ondergrond verbeterd. Het gewicht van de behandelde grondmassa wordt erdoor verhoogd. Daarnaast wordt ook de effectieve hoek van inwendige wrij-

ving van de grondmassa verhoogd. De effectieve hoek van inwendige wrijving van de granulaire kolom is groter dan die van de slappe lagen waarin de kolommen worden geplaatst.

Het effect van het aanbrengen van de kolommen op de stabiliteit van de dijk wordt op de volgende wijze in rekening gebracht. De grond die behandeld is met kolommen, wordt beschouwd als een nieuwe homogene massa waarvoor nieuwe grondeigenschappen worden afgeleid. Deze berekeningsmethode is beschreven in CUR162. De nieuwe grondeigenschappen worden hierbij bepaald op basis van het gewogen oppervlak van de afzonderlijke bestanddelen (kolommen en grond).

De bepaling van de nieuwe grondeigenschappen is hieronder gepresenteerd:

$$a = A_{col} / A_{col} + A_{sol} \quad (7.1)$$

Waarin:

a = vervangingsfactor [-]

A_{col} = oppervlak van de doorsnede van de kolom [m²]

A_{sol} = oppervlak van het gronddeel in de eenheidscel [m²]

A = oppervlak van de eenheidscel [m²]

Het gemiddelde volumegewicht van het nieuwe materiaal wordt:

$$\gamma = a \cdot \gamma_{col} + (1 - a) \cdot \gamma_{sol} \quad (7.2)$$

Waarin:

γ = gemiddelde volumegewicht van het nieuw materiaal [kN/m³]

a = vervangingsfactor [-]

γ_{col} = volumegewicht van de kolom [kN/m³]

γ_{sol} = volumegewicht van de grond [kN/m³]

Op vergelijkbare wijze kunnen ook de effectieve hoek van inwendige wrijving φ' en de effectieve cohesie c' van de nieuwe homogene grondmassa worden afgeleid. Hierbij wordt opgemerkt dat de effectieve cohesie van de nieuwe homogene grondmassa zal afnemen omdat voor granulaire kolommen een effectieve cohesie van $c' = 0$ kPa geldt.

De schematisering van granulaire kolommen bij de stabiliteitsbeschouwing is afhankelijk van het gekozen materiaalmodel. Wordt het klassieke Mohr-Coulomb-model toegepast, dan kan de bijdrage van de granulaire kolommen van zowel het volumegewicht, de effectieve hoek van inwendige wrijving als de effectieve cohesie aan de nieuwe homogene grondmassa in rekening worden gebracht. Wanneer het CSSM-model met SHANSEP wordt toegepast, kan het volumegewicht en de critical state-hoek van inwendige wrijving (φ_{cv}) van de granulaire kolommen in rekening worden gebracht voor de nieuwe homogene grondmassa.

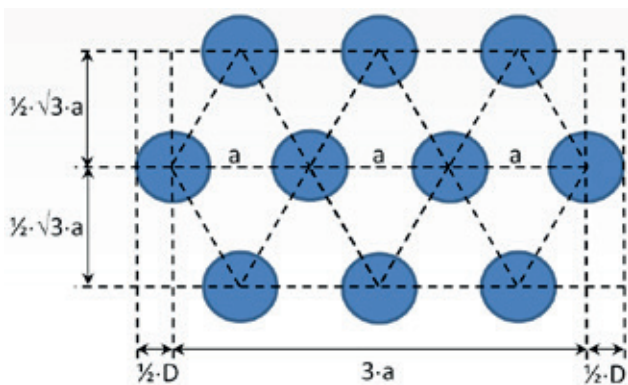
Het combineren van sterkte-eigenschappen bij kleine rekken met critical state, met de tussenoplossing voor 'strain compatibility' in paragraaf 10.4, is dan niet aan de orde bij deze techniek.

Bij grondverdringend ingebrachte granulaire kolommen (vibro replacement columns) treedt ook een zekere mate van laterale spanningsverhoging binnen en buiten de kolom op. Ook zal de stijfheid van de kolom groter zijn dan die van de omringende grond. In de internationale stone column-ontwerprichtlij-

nen wordt beschreven hoe deze effecten in rekening kunnen worden gebracht. Deze ontwerpaspecten hebben vrijwel altijd betrekking op verwekingsgevoelige zandlagen als gevolg van aardbevingen. Voor het vergroten van de macrostabiliteit van dijken en bij grote schuifrekken is het niet verstandig om bovengenoemde effecten onverkort mee te nemen.

7.2.2 Configuratie van granulaire kolommen

Om de kolommen zo efficiënt mogelijk te plaatsen, worden de kolommen geplaatst in een driehoekpatroon. In het voorbeeld in Figuur 7.1 worden vier kolommen in de breedte aangebracht. Figuur 7.3 toont een schematische weergave van de kolomconfiguratie in bovenaanzicht.



Figuur 7.3 Configuratie granulaire kolommen in driehoekpatroon met hart-op-hartafstand a (vier kolommen in breedte-richting)

Zoals uit Figuur 7.3 blijkt, worden de kolommen niet in een overlappend patroon aangebracht. Tussen de kolommen zijn ruime gedeelten van de oorspronkelijke grondlaag aanwezig waar geen verzwaring/verbetering wordt uitgevoerd. Het gaat immers om de gemiddelde verzwaring/verbetering van de grondeigenschappen binnen het invloedgebied van de kolommen.

7.3 Betrouwbaarheid

De kans dat de maatregel (= aanbrengen c.q. uitvoering granulaire kolommen) faalt, wordt zeer klein ingeschat $< 0,001$ (vrijwel uitgesloten) wanneer de uitvoering van de kolommen nauwkeurig wordt vastgelegd conform het op te stellen kwaliteitsborgingsplan. Alleen de werking van het gewicht en de hoek van inwendige wrijving van het materiaal zelf wordt bij de veiligheidsbeschouwing in rekening gebracht. Gedurende de realisatie van de granulaire kolommen kan de hoeveelheid materiaal nauwkeurig worden bijgehouden. Daarnaast treedt er geen degradatie van het materiaal op (het principe is vergelijkbaar met het aanbrengen van een reguliere steunberm. Ook hier is bekend welk materiaal op welke locatie wordt aangebracht). Tabel 7.1 bevat mogelijke faalmechanismen van het aanbrengen van granulaire kolommen, mogelijke beheersmaatregelen en inschattingen van de risico's.

Indien tijdens de uitvoering blijkt dat het aanbrengen van een kolom op een locatie niet mogelijk is (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van een obstakel in de ondergrond), dan dient de kolom binnen de representatieve lengte voor het faalmechanisme macrostabiliteit (= 50 m) opnieuw aangebracht te worden.

Tabel 7.1 Mogelijke faalmechanismen, beheersmaatregelen en risico's van granulaire kolommen

Faalmechanisme	Risico	Beheersmaatregel	Restrisico
Volumegewicht is lager dan waarmee is ontworpen	1%	Keuring en meting van volumegewicht van aan te brengen materialen	0,1%
Diameter van kolom is kleiner dan ontworpen	10%	Nauwkeurige registratie van hoeveelheden ingebrachte materialen per kolom over de diepte	0,1%
In uitvoering is h.o.h.-afstand van kolommen groter dan ontworpen	1%	Opstellen uitvoeringsprotocol waarin kwaliteit van maatvoering is geborgd.	0,1%

Met de risico's die in Tabel 7.1 zijn gegeven, wordt invulling gegeven aan de kans op falen van de maatregel (onderdeel B1 uit de foutenboom uit Figuur 2.1). Hiermee kan worden bepaald welke invloed het falen van de maatregel heeft op het behalen van de top-eis.

7.4 Uitvoeringsaspecten

7.4.1 Algemene aandachtspunten

Het materieel bestaat uit een stelling met een vaste makelaar en een menginstallatie. De toevoer van materiaal loopt via een leiding en graafmachine. De *benodigde werkstrookbreedte* om de stelling te kunnen positioneren op de projectlocatie, bedraagt circa 5 m. Wanneer de zettingen van de kolommen beperkt dienen te worden, moeten de kolommen worden doorgezet tot in een draagkrachtige laag.

Voor de te stellen eisen, keuring en controle van de afzonderlijke materialen (bentoniet, cement, grind, water en eventueel verdere hulpstoffen) voor het maken van de granulaire kolommen, dient CUR-aanbeveling 84 te worden gehanteerd. Ook in CUR-rapport 2001-10 'Diepe grondstabilisatie in Nederland' wordt een nadere invulling gegeven voor het *registreren van uitvoeringsproces* zoals het monitoren van de hoeveelheid bindmiddel en van materieelgegevens (snelheid en diepte van de punt en werkdruk).

Wanneer de kolommen in of door een watervoerend pakket worden aangebracht, dient dit te gebeuren met een waterdicht cement-bentonietmengsel, om zo een *hydraulische stop* te creëren. Op deze wijze wordt de kolom waterdicht uitgevoerd en wordt eventuele kwel langs de kolommen voorkomen. Datzelfde geldt voor kortsluiting tussen verschillende watervoerende lagen. Indien de sterkte van dit materiaal kleiner is dan de kolom, dan moet in de stabiliteitsberekening deze lagere sterkte als een aparte laag van worden ingevoerd.

Tijdens de uitvoering moet de horizontale grondverdringing worden gemeten door middel van *hellingmeetbuizen*. Dit dient vooral plaats te vinden tijdens het aanbrengen van de eerste kolommen (= inregel-fase) en op risicovolle locaties.

7.4.2 Rijzing van maaiveld en horizontale grondverplaatsing

Wanneer een grondverdringend systeem wordt toegepast om de kolommen aan te brengen, zal de grond ongedraineerd en volumevast (niet samendrukbaar) reageren. Als gevolg hiervan deformeert de grond zowel verticaal als horizontaal. Dit leidt tevens tot hoge waterspanningen in de grond.

In slappe veenlagen zullen voornamelijk horizontale grondverplaatsingen optreden. Het veen wordt hierbij horizontaal weggeperst. Kleilagen reageren stijver, zodat de optredende grondverplaatsingen hier zowel verticaal omhoog als horizontaal zijn. De grootte van deze grondverplaatsingen kan worden bepaald door middel van een analyse met een eindige-elementenmodel. Wanneer uit deze analyse blijkt dat de optredende verplaatsingen te groot zijn, dan kunnen deze worden geminimaliseerd door het toepassen van een grondverwijderend systeem voor het aanbrengen van de kolommen. Monitoring van de grondverplaatsingen met hellingmeetbuizen en zakbaken dient uitgevoerd te worden bij kwetsbare objecten.

7.4.3 Invloed op belendende bebouwing door trillingen

Het aanbrengen van granulaire kolommen gaat door het inbrengen van een trilnaald. Hiervoor dient een trillingspredictie te worden gemaakt om mogelijke invloed op belendende bebouwing vast te stellen. Indien de gemeten trillingen de grenswaarden overschrijden en dus schade dreigt, worden de kolommen vorgeboord.

7.4.4 Invloed aanbrengen kolommen op kabels en leidingen

Wanneer de optredende verplaatsingen door het aanbrengen van kolommen op de kabels en leidingen te groot worden geacht, kunnen de volgende beheersmaatregelen worden getroffen.

- Kabels en leidingen die direct in het gebied liggen waar kolommen worden aangebracht, dienen bij voorkeur tijdelijk verlegd of afgeschermd te worden. Na de uitvoering van de kolommen kunnen de kabels en leidingen weer worden teruggeplaatst.
- Om de horizontale grondverplaatsingen te beperken, kan de volgorde van aanbrengen van de kolommen worden aangepast. De rij kolommen die het dichtst bij de kabels en leidingen staat, dient als eerste te worden aangebracht. Hierdoor ontstaat een buffer. De verplaatsingen bij het aanbrengen van de overige kolommen zullen hierdoor verminderen.
- Voorboren van de grond ter plaatse van de geplande positie van de kolom. Hierbij wordt een avegaar de grond ingedraaid en daarna weer teruggedraaid. Er wordt in eerste instantie zo min mogelijk grond verwijderd, maar wel losgewoeld. Hiermee zullen de horizontale verplaatsingen nog verder afnemen. Zijn de verplaatsingen dan nog te groot, dan kunnen ze binnen de grenzen gebracht worden door steeds meer uitgeboorde grond te verwijderen.
- Voor het aanbrengen van de kolommen kunnen de kabels en leidingen in het werkgebied worden vrijgegraven. De kolommen worden vervolgens vanaf het niveau van de ontgraving aangebracht. Het ontstaan van horizontale grondverplaatsingen door verdringing van de grond kan hiermee worden voorkomen.

7.5 Beheer en onderhoud

Beheer en onderhoud van een dijk die met granulaire kolommen is versterkt, kan in beginsel op dezelfde manier plaatsvinden als bij klassiek versterkte dijken. Een aanvulling op het reguliere beheer is monitoring van de geohydrologie. Ook kan de kwaliteit tijdens uitvoering worden geborgd door middel van monitoring. Beheer en onderhoud tijdens de gebruiksfase kunnen planmatig worden ingericht door middel van:

1 een beheerplan

Door het aanbrengen van granulaire kolommen worden de gebruiksmogelijkheden van het dijklichaam niet beperkt. Het beheer en onderhoud kan op dezelfde manier worden uitgevoerd als bij een klassiek versterkte dijk.

2 een monitoringsplan

Het is mogelijk dat door het aanbrengen van de granulaire kolommen, de geohydrologische omstandigheden (doorlatendheid, ligging freatische lijn) in het dijklichaam veranderen. Monitoring van de

waterspanningen in het dijklichaam gedurende een nader vast te stellen periode wordt dan aanbevolen.

3 *een onderhoudsplan*

Specifiek onderhoud van de granulaire kolommen is in principe niet nodig, tenzij dit naar aanleiding van het monitoringsplan nodig blijkt.

7.6 **Invloed op omgeving**

7.6.1 **Landschap, natuur en cultuurhistorie**

Landschappelijk gezien heeft de techniek voordelen: doordat zware steunbermen niet nodig zijn, kan de scherpe grens gehandhaafd blijven die de dijk in het landschap vormt tussen rivier en bebouwingslinten langs de binnenzijde. Granulaire kolommen vereisen geen groter ruimtebeslag van de versterkte dijk.

7.6.2 **Aanpasbaarheid aan toekomstige randvoorwaarden**

Door het toepassen van kolommen wordt de dijk versterkt zonder dat het ruimtebeslag van de dijk toeneemt. De bestaande infrastructuur op de berm van de dijk is slechts tijdelijk buiten gebruik. In het gebied dat grenst aan de binnenberm van de dijk vinden geen werkzaamheden plaats; bebouwing, tuinen en bedrijvigheid worden gespaard.

Met kolommen kan maatwerk worden geleverd om de inpasbaarheid te vergroten. De afstand tussen de kolommen kan gevarieerd worden, evenals de locatie in het dwarsprofiel. Dit biedt veel mogelijkheden voor het maken van een geschikt ontwerp (maatwerk) nabij bijvoorbeeld bebouwing, kabels en leidingen en bomen.

8 Gewapende grond

De sterkte van grond kan kunstmatig worden verhoogd door het toepassen van geotextielen in een dijklichaam. Het gaat hierbij om geokunststoffen zoals geogrids, weefsels (woven) of geocomposieten (geogrid met non-woven).

Gewapende grond kenmerkt zich over het algemeen door flexibiliteit: de constructies kunnen mee vervormen met de ondergrond. Door de interactie met het dijklichaam en ondergrond zal de gewapende grondconstructie geen moment naar zich toe trekken (zoals bij wanden), maar zich gedragen als een blokstabilisatie. Ervaringen in het buitenland laten zien dat gewapende grondconstructies zich ook zeer stabiel gedragen tijdens aardbevingen. Dit kan mogelijkheden bieden voor waterkeringen in Limburg en Oost-Groningen.

8.1 Beschrijving

8.1.1 Wat is gewapende grond?

Gewapende grond is een gecombineerde constructie van aanvulmateriaal en geogrids en/of geotextielen en wordt laagsgewijs opgebouwd. Dergelijke constructies hebben een gering ruimtebeslag als voordeel.

Gewapende-grondconstructies worden opgebouwd van onder naar boven. Dat betekent dat, wanneer dit moet worden toegepast in een bestaande dijk, de dijk eerst (grotendeels) moet worden afgegraven. Op dat moment is de waterkering op die locatie dus niet gegarandeerd. Er moet dan eventueel een tijdelijke waterkering gemaakt worden rondom de afgegraven bouwlocatie.

Het gebruik van geotextielen in het ontwerp is een optie die vermeld staat in de Handreiking Constructief ontwerpen (TAW, 1994). Daar wordt echter niet ingegaan op de vraag hoe dat ontwerp tot stand moet komen. Tabel 2 van deze (oude) handreiking geeft een voorzet voor de afweging van geotextiel tegen andere materialen. In de betreffende tabel heeft omgeving slechts een beperkte plaats en bovendien is er niet gewaardeerd met een enkele plus of enkele min. Een juiste keuze maken van de wegingscriteria is specialistenwerk en onder andere afhankelijk van de tijdsgeslacht. In gebieden met lintbebouwing direct langs de dijk kan het ruimtebeslag van een 50 m brede berm bijvoorbeeld extra sterk negatief worden beoordeeld.

8.1.2 Overwegingen afwerking voorzijde

Meerdere factoren bepalen de keuzes in de afwerking en helling van de voorzijde van de gewapende grondconstructie. Afhankelijk van de steilheid van de voorwand (< 45 graden), 70 graden of zelfs verticaal (90 graden), zijn er zeer veel mogelijkheden voor afwerking van de zichtzijde. Deze afwerking kan bestaan uit een groen talud, schanskorven, stenen blokken, massieve platen van beton of staal etc. Belangrijke omstandigheden voor de afwerking van het talud zijn:

- beschikbare ruimte (aanwezige bomen/struiken, woningen, wegen, fietspaden in/om de dijk);
- invloed en beheersing van grondwaterstanden/freatische lijn in het dijklichaam;
- visueel gewenst resultaat (veelal bepaald door opdrachtgever, landschapsarchitect, bewoners);
- beheer- en onderhoudsaspecten (gevoeligheid voor beschadigingen, vandalisme, graffiti).

Steile wanden vereisen voor gewapende grondconstructies gebruik van de omslagmethode. Dit houdt in dat de geogrids aan de voorzijde van de wand worden omgeslagen (zichtzijde). Voor het ontwerp bij minder steile wandconstructies kan gebruikgemaakt worden van enkel horizontaal gelegen geogrids

(geen omslagmethode). Voor het vasthouden van de grond (erosiebestendigheid) kan het talud daarbij voorzien worden van een geotextiel 3D-erosiemat. Met het inzaaien of hydro-seeden van de taluds, kan er een goede grasmat ontstaan, bestand tegen regen, stroomsnelheden (rivierzijde) of overslag (landzijde). Het is van groot belang het inzaaien goed te plannen, zodat het gras op de juiste wijze in een erosiemat kan groeien en zo een stabiele toplaag ontstaat. Een dergelijke gewapende grasmat is in februari 2007 met goede resultaten getest in een 'wave overtopping test' voor het project Com Coast in een testveld op een zeewaterkering in Groningen bij Delfzijl. Een goede grasmat en de erosiebestendigheid die deze met zich meebrengt, is belangrijk voor waterkeringen. Een grasmat heeft over het algemeen minimaal twee groeiseizoenen nodig om afdoende beworteling te hebben tegen erosie.

8.1.3 Referenties wereldwijd in waterkeringen

Waar ruimtegebrek is kan een gewapende grondconstructie worden ingezet, zodat met een steiler talud het dijklichaam doorgezet kan worden. Dit is een goed alternatief voor harde keerconstructies zoals damwanden, soilmix-wanden en betonnen L-wanden.

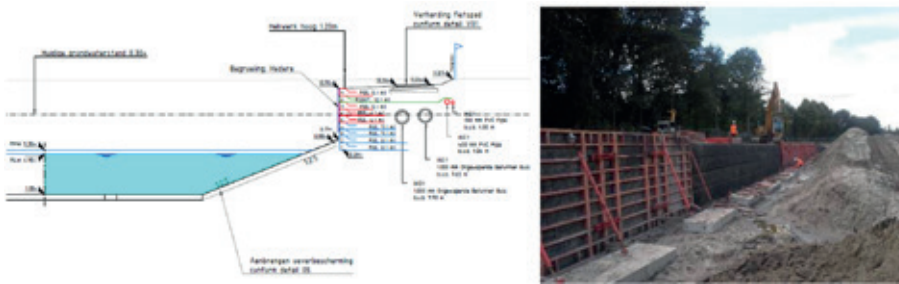
Wereldwijd worden veel geotextielen toegepast als stabiliteitswapening in primaire waterkeringen, soms in combinatie met met geotextiel omhulde zandpalen. De functie ervan is vaak het verhogen van de stabiliteit, ook van de bestaande dijk die wordt uitgebouwd.

In 2017 is bij de dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) een gewapende grondconstructie toegepast om een kruinverhoging te realiseren. Vanwege wegen, fietspaden en woningen was de beschikbare ruimte voor een kruinverhoging zeer beperkt ter plaatse van dijkvak Nieuw-Lekkerland. In eerste instantie was een oplossing voorzien met betonnen L-wanden. Deze wanden zijn vervangen door een steile wandconstructie in gewapende grond, over een totale lengte van circa 750 m. Dit had het voordeel dat voor de eindlossing een hoogwaardiger landschappelijke inpassing kon worden gedaan door de realisatie van een te begroeien steil talud. Daarnaast is de constructie flexibeler (in staat om beweging van de dijk/ondergrond te volgen). Voor de zichtzijde is gekozen om te werken met geprefabriceerde staalnetten voorzien van een achtergelegen 3D geotextiel erosiemat. De gewapende grondconstructie is in lagen van 0,5 m opgebouwd met uni-axiale polyester wapeningstrips in de kruin van de dijk. De kerende hoogte van de wand verloopt hierbij geleidelijk over het tracé van 0,5 tot maximaal 2 m.



Figuur 8.1 Doorsnede en foto's uitvoering gewapende grondconstructie Kinderdijk-Schoonhovenseveer KIS – 2017

In Italië en Spanje zijn gewapende grondconstructies onder andere toegepast in afwateringskanalen en riviertjes die het grootste deel van het jaar droogstaan. Gedurende een korte periode van het jaar is de waterbelasting (snelheid en hoogte) er echter vrij hoog, en de draagkracht van de ondergrond goed. Een voorbeeld uit Nederland is het project in het Wilhelminakanaal in Tilburg (zie Figuur 8.2). Bij het Wilhelminakanaal bestaat de waterkering uit een flauw talud onder water, met daarop een verticale wand van gewapende grond. Hier is de gewapende grond onderdeel van de waterkering.



Figuur 8.2 Doorsnede en foto's project Wilhelminakanaal

De meest toegepaste gewapende grondconstructies wereldwijd zijn blokkenwanden. Deze zijn regelmatig toegepast als kademuurconstructie en soms als waterkering. Bij blokkenwanden is er een combinatie van 'koud' gestapelde betonblokken, verbonden aan geogrids. Deze constructies worden gebouwd op een stabiele ondergrond omdat ze minder flexibel zijn dan gewapende grond met een terugslagmethode. Een voorbeeld is het project Ocean Marina in Rhyl in Noord-Wales (zie Figuur 8.3). De constructie daar moet gedurende het seizoen zware stormen ondergaan.



Figuur 8.3 Foto-impresie project Ocean Marina in Rhyl (Noord-Wales)

8.2 Stabiliteitsbeschouwing

8.2.1 Levensduur

De gevraagde levensduur is een in het ontwerp op te nemen randvoorwaarde. Opdrachtgevers stellen die levensduur veelal ook als projectvoorwaarde. De gevraagde levensduur kan variëren tussen bijvoorbeeld 50, 75 en 100 jaar. De levensduur van het toe te passen geotextiel is daarnaast gevoelig voor de pH-waarde van het aanvulmateriaal waarin het wordt toegepast. De chemische resistentie voor het milieu waarin het moet functioneren hangt daar dus mee samen. Voor meer informatie over de duurzaamheid van geotextielen wordt verwezen naar CUR 254 ('Durability of geotextiles').

De leverancier moet, op grond de geformuleerde randvoorwaarden, de ontwerp levensduur van zijn geotextielen onderbouwen. Voor dijken wordt in deze publicatie een levensduur van 100 jaar geadviseerd.

8.2.2 Piping

In een laboratorium bij de Universiteit van Innsbruck (Institut für Geotechnik und Tunnelbau Innsbruck, 2003) zijn testen uitgevoerd om vast te stellen of er langs het geogrid en het aanvulmateriaal gevaar is voor piping. Er zijn eerst doorlatendheidstesten uitgevoerd op een cohesief materiaal en daarna op hetzelfde materiaal met een ingebouwd geotextiel. Uit deze testen bleek dat wanneer het geogrid mee kan vervormen met het aanvulmateriaal, de doorlatendheid vergelijkbaar is. Wanneer het geotextiel

te stijf is en het aanvulmateriaal gaat 'dragen', ontstaat eronder een holle ruimte die de doorlatendheid verhoogt. Het risico op piping kan worden beperkt/beheerst met een weloverwogen keuze voor gebruik van een specifiek geotextiel, en door ontwerpdetailering. Dit komt overeen met CUR 174, waarin staat dat geotextielen een grote vervormingscapaciteit moeten kunnen hebben (rekensterkte bij een grote rek van het geotextiel).

8.2.3 Deformatie

Tabel 2.2 van CUR 198 geeft een overzicht weer van de flexibiliteit van gewapende grondconstructies in relatie tot de typen bekleding ter afwerking. Voor dijklichamen met een samendrukbare ondergrond is gewapende grond volgens de terugslagmethode de beste optie. Gewapende grond met de terugslagmethode is de meest flexibele toepassing van gewapende grond die deformaties goed kan volgen, zonder functieverlies van de constructie. Zettingsverschillen over een korte afstand zijn goed overbrugbaar (groter dan 1:10) en de gewapende grond kan een geleidelijk optredende zetting van 1 tot 2 m goed ondergaan.

8.2.4 Macrostabieliteit

De gewapende grond wordt ontworpen aan de hand van berekeningen van de interne stabiliteit en externe macrostabieliteitsberekeningen dienen te worden uitgevoerd op de voor waterkeringen gebruikelijke wijze (OI of WBI). Voor de interne stabiliteit en stabiliteit in de bruikbaarheidsgrenstoestand is CUR 198 van toepassing.

8.3 Betrouwbaarheid

Op basis van langdurige testgegevens zijn leveranciers van geotextielen in staat om betrouwbare informatie aan te leveren over hun producten. Het betreft daarbij betrouwbaarheid in sterkte, levensduur en andere aspecten. Deze zijn weergegeven in internationale en periodiek vernieuwde certificaten zoals het BBA-certificaat, en op de prestatieverklaringen (Declaration of Performance – DoP). Elke leverancier wordt geacht deze verklaring mee te sturen bij levering van het geotextiel.

8.3.1 Partiële factoren en parameters op hoofdlijnen

Bij waterkeringen wordt tegenwoordig uitgegaan van het CSSM-model met SHANSEP en een partiële materiaalfactor van 1,0. Bij de CUR 198 wordt echter uitgegaan van het Mohr-Coulomb-model en partiële factoren variërend van 1,2 tot 1,5. Werkend volgens die laatste methode zouden twee berekeningen nodig zijn, volgens twee verschillende normen. De nieuwe versie van CUR 198 gaat echter uit van sterkte in de critical state (φ_{cv}). Hierdoor kan het effect van het geotextiel geïntegreerd worden in de berekening van het grondlichaam. Dit sluit heel goed aan op de herziene verzie van CUR 174 'Geokunststoffen in de waterbouw'. Hierin wordt gesteld dat geotextielen robuust moeten zijn (de belasting van de uitvoering moeten kunnen opnemen) en een grote vervormingscapaciteit moeten kunnen hebben (rekensterkte bij een grote rek van geotextiel).

Leveranciers van geogrids kunnen van hun producten een belasting-rekdiagram aanleveren. Afhankelijk van het gewenste rekriterium (2%, 5% of eindrek) kan daarbij bepaald worden wat de trekkracht is die in de berekening(en) moet worden toegepast. Zo is er aansluiting bij grondgedrag volgens Mohr-Coulomb (2%-5% vervorming) of de critical state (bij benadering eindrek).

Voor het combineren van sterkte-eigenschappen bij 2% tot 5% rek met sterkte-eigenschappen in de critical state, is in paragraaf 10.4 een tussenoplossing voor 'strain compatibility' te lezen.

De overstap naar critical state in CUR198 geldt voor een andere beta. Daarom moet de materiaalfactor gecorrigeerd worden met een factor γ_{cor} , indien de doelbetrouwbaarheid van de waterwet $\beta_{doel 5.0}$ hoger uitvalt dan de referentiewaarde β_{ref} volgens de constructieve norm (in dit geval CUR198). Het rekencluster van POVM levert hiervoor een praktische methode op.

8.3.2 Aanlevering info vanuit de leverancier van de geogrids

Leveranciers moeten certificaten aanleveren die aantonen dat de geogrids voldoen aan de geldende eisen. Maar ook een onderbouwing van de afminderingsfactoren (begrip in CUR 198) voor de berekening van de geogrids. De aspecten milieu, levensduur, inbouwschade en data-extrapolatie hebben ieder een eigen afminderingsfactor (vastgelegd volgens internationale procedures of testen). Tevens moet de leverancier naast de certificaten testresultaten overleggen van de geogrids die op het werk zijn aangeleverd, bij wijze van controle op het voldoen aan de uitvraag.

8.3.3 Pull-out versus breuksterkte

Er wordt gerekend met de sterkte van de grond in de critical state, dus bij een schuifrek van circa 40% in laboratoriumtesten, hetgeen kan worden vertaald naar een axiale rek van circa 25%. De breukrek van geogrid op treksterkte ligt veel lager, namelijk tussen de 5% tot 15%, afhankelijk van het materiaal waaruit het geogrid is opgebouwd.

De keuze moet daarom vallen op een geogrid met een hoge sterkte, zodat de laslengte (interactie tussen geogrid aan dijklichaam) maatgevend is en niet de breukrek. Voor de dimensionering van de geogrids op treksterkte op basis van de laslengte, wordt gerekend met de pieksterkte van de hoek van inwendige wrijving. Voor de bijdrage aan de stabiliteit moet natuurlijk gerekend worden met de reststerkte van de geogrids. Dit betekent dat bij grote vervormingen het geogrid slijpt, en het risico van breuk op trek van het geogrid nihil is (kans < 0,001).

In de herziene CUR 198 zijn diverse toetsen opgenomen die in het ontwerp moeten worden gevolgd. Het betreft o.a. 'pull-out' en 'slip'. Deze twee toetsen dienen uiteraard ook plaats te vinden bij toepassing in waterkeringen.

8.4 Uitvoeringsaspecten

Om risico's te beheersen moet er een uitvoeringsprotocol geschreven worden waarin verificaties staan voorgeschreven. In dit uitvoeringsprotocol dienen minimaal de volgende punten te staan:

- Voor inkoop/leverantie op het werk extra controle of de sterkte van het geogrid overeenkomt met het berekeningsrapport. Een veel gemaakte fout is dat de benodigde rekensterkte van het geogrid vanuit het ontwerp wordt gelijk gesteld met de productsterkte. Dit is echter onjuist, aangezien er rekening moet worden gehouden met verschillende reductiefactoren (afminderingsfactoren). Op basis hiervan zal de benodigde productsterkte een factor 1,5 tot 2 hoger moeten zijn dan de benodigde representatieve rekensterkte vanuit het ontwerp.
- Voor gewapende grond is er een uitvoeringsrichtlijn, namelijk NEN 14475. Hierin staan verdere aandachtspunten voor uitvoering.
- Voor aanvang van het werk dient er een legplantekening beschikbaar te zijn, waarop per laag staat aangegeven welk type geogrid met welke lengte en met welke overlap wordt toegepast. Hierdoor is de controle op de bouw voor alle partijen (aannemer en opdrachtgever) goed te toetsen.
- Het aanvulmateriaal dient laagsgewijs aangevuld en verdicht te worden. Verdichting: minimaal 95% proctordichtheid met een gemiddelde van 98%. Klei moet worden aangebracht in lagen van maximaal 0,4 m, die afzonderlijk worden verdicht met een schapenpootwals of bulldozer. Na verdichting geldt

dat de droge dichtheid tenminste 97% van de proctordichtheid bij het aanwezige watergehalte dient te zijn (aantonen via een éénpunts-Proctorproef).

- Leverancier zorgt voor de benodigde certificaten bij levering.

8.5 Beheer en onderhoud

Acht (externe) invloeden zijn voor beheer en onderhoud van belang, namelijk:

- 1 vandalisme en knaagdieren
- 2 brand
- 3 aanrijdbelasting
- 4 uv-straling
- 5 kabels en leidingen
- 6 schade als gevolg van maaiwerk
- 7 kennis van materiaaleigenschappen en ligging (of het onbreken daarvan)
- 8 luchtophopping onder geotextiel door gas

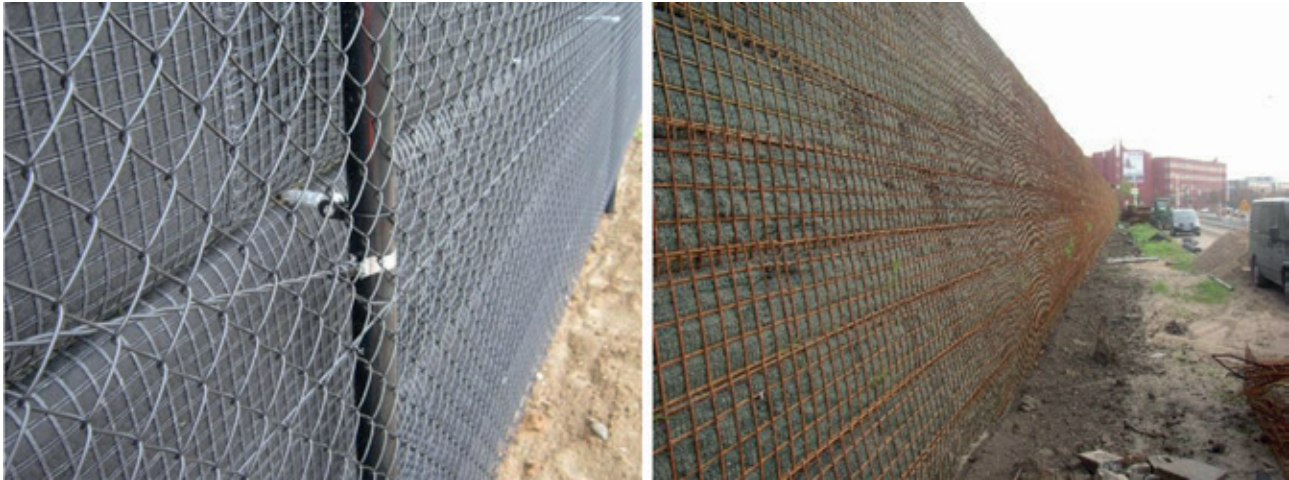
Beheer en onderhoud is een belangrijke aangelegenheid bij gewapende grondconstructies. In projecten komt vaak voor dat een technisch team verantwoordelijk is voor het ontwerp en de uitvoering, en dat de constructie na uitvoering wordt overgedragen naar een afdeling Beheer en onderhoud van het waterschap. Dit kan discussies geven over de wijze waarop het onderhoud dient te gebeuren, en/of over de voorwaarden die eraan worden gesteld. Het advies luidt dan ook om de bij beheer en onderhoud betrokken medewerkers al in een vroegtijdig stadium te betrekken bij eventuele keuzes, zodat deze meegenomen kunnen worden in het ontwerp en uitvoering. Dit komt de acceptatie en duurzaamheid van gewapende grondconstructies ten goede.

8.5.1 Vandalisme bescherming en knaagdieren

Geogrids kunnen na installatie aan de zichtzijde beschadigd raken door vandalisme (moedwillig beschadigen) of biologische invloeden (vraatschade door knaagdieren). Bij vandalisme gaat het bijvoorbeeld om het doorsnijden van het geogrid aan de kopse kant.

Er zijn een aantal mogelijkheden om de geogrids aan de zichtzijde te beschermen tegen beschadigingen:

- Vlak achter het geogrid aan de kopse kant menggranulaat aanbrengen en goed verdichten. Dit is vanwege het bouwen van steile wanden (> 70 graden) sowieso vereist. En een knaagdier komt er niet tot moeilijk doorheen. De kop van het geogrid is dan misschien lokaal aangetast, maar de laag gewapende grond kan niet leeglopen met ondermijning van de constructie als gevolg.
- Ter bescherming tegen vandalisme is menggranulaat in de kop vereist. Daardoor is na schade de kopse kant stabiel tegen erosie, oftewel de laag loopt niet leeg en herstel is mogelijk (zie Figuur 8.4).
- Aan de voorzijde een stalen gaaswerk op korte afstand verbinden aan de gewapende grond, om het doorsnijden met een mes tegen te gaan.
- Indien de voorzijde van een gewapende grondconstructie is beschadigd, dan is een zo spoedig mogelijk herstel vereist. Dit kan gebeuren door een combi-grid (geogrid met een vlies) aan te brengen en dit te vernagelen aan de wand.



Figuur 8.4 Afwerking met gaas op enige afstand en afwerking met staalmatten

Beide wanden op de foto's hierboven zijn naderhand groen afgewerkt met Hedera-beplanting.

8.5.2 Brand

De kans op brandschade is zeer klein, zeker bij het gebruik in waterkeringen. Tot op heden zijn er geen referenties bekend waar brandschade bij gewapende grondconstructies is opgetreden. Brand zou kunnen optreden als gevolg van een calamiteit (aanrijding, aanvaring) of vandalisme. Wanneer er brand ontstaat, zal de voorzijde (teruggeslagen geogrids) wegsmelten bij een temperatuur van circa 200 °C. De kerende constructie, geogrids horizontaal in het grondlichaam, blijft intact. Testen in Duitsland (zie Figuur 8.5) en in de USA (referentie paper A. Herold, IGS Berlijn 2014) hebben dit bevestigd.



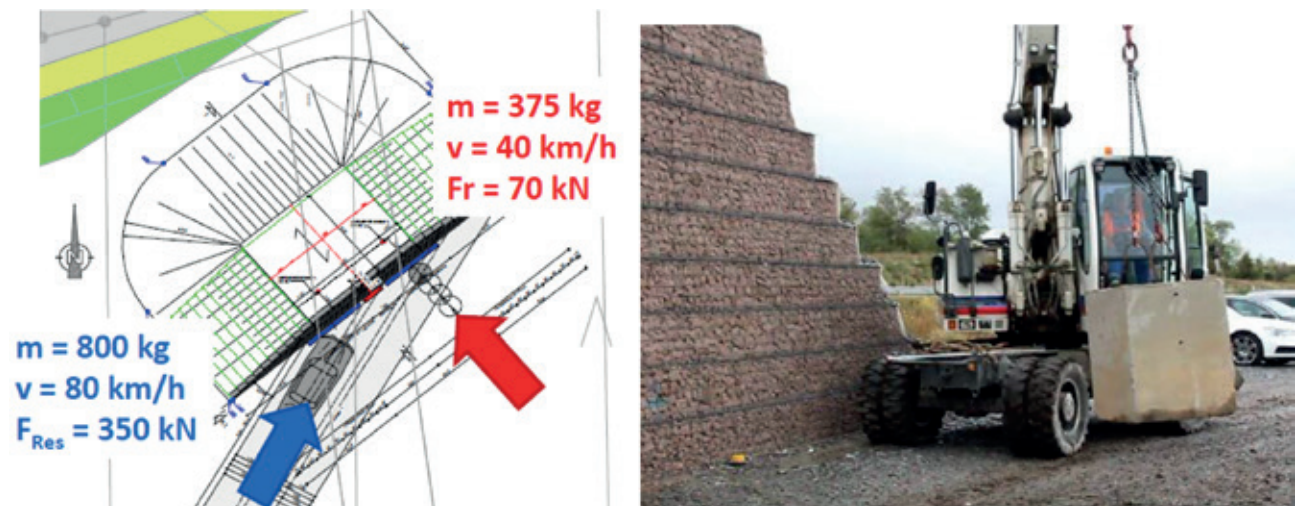
Figuur 8.5 Foto's brandproef in Duitsland

De voorzijde van een gewapende grondconstructie dient direct na een brand gestabiliseerd te worden. Anders zullen door micro-instabiliteit de grondlagen tussen de geogrids eroderen.

Dit kan men tegengaan door in de kop menggranulaat toe te passen over een diepte van minimaal 0,50 m. Herstel van beschadigingen door brand kan op dezelfde wijze gebeuren als bij beschadigingen veroorzaakt door vandalisme (zie paragraaf 8.5.1).

8.5.3 Aanrijdbelasting

In het buitenland zijn testen gedaan met een aanrijdbelasting (zie Figuur 8.6). Het voordeel van een gewapende grondconstructie is hier dat de energie in het grondlichaam wordt geabsorbeerd. Het schadebeeld zit dus alleen aan de voorkant en de kapotte afwerking moet dan worden vervangen. Door menggranulaat aan te brengen in de kop wordt de leegloop van de laag tegengegaan, zodat reparatie kan plaatsvinden. De energie van de aanrijdbelasting is lager dan die van een aanvaarbepasting; het principe is echter vergelijkbaar.



Figuur 8.6 Voorbeelden van het simuleren van een aanrijdbelasting

8.5.4 Uv-bescherming

Uv-blootstelling gedurende de bouw en levensduur van de constructie moet vooraf onderkend worden. Als geogrids gedurende een langere periode blootstaan aan uv-straling, verouderen ze snel. De levensduur komt dan in het geding en de opneembare trekkracht neemt sterk af (degradatie). De gewapende grondwand moet dus binnen een kort tijdsbestek worden afgedekt. De afdekking moet afgestemd zijn op de omgeving waar hij is toegepast. Bijvoorbeeld: bij een groene dijk afspruiten met turf of bij een industriële omgeving afdekken met een schanskorf of betonplaat. Een blijvende afscherming is nodig, dit is dus een belangrijk punt voor beheer en onderhoud.

8.5.5 Kabels en leidingen

Gewapende grond en kabels en leidingen gaan niet gemakkelijk samen. Het is belangrijk om de locatie van kabels en leidingen al mee te nemen in het ontwerp. Als kabels en leidingen achteraf moeten worden ingebracht, leidt dat vaak tot schade aan de bovenste of bovenste twee lagen.

Mogelijke overwegingen met betrekking tot kabels en leidingen:

- Vooraf kabels en leidingen omleggen buiten de kern- en beschermingszone van het waterschap (heeft voorkeur, ook in kader van beoordelingsrondes van waterkeringen).
- Aanleggen (loze) van mantelbuizen waarin achteraf kabels en leidingen kunnen worden getrokken.
- Uitvoeren van een gestuurde boring onder de constructie door.

8.5.6 Schade als gevolg van maaiwerk

Geogrids of geotextielen moeten worden afgedekt om ze, voor behoud van de levensduur, te beschermen tegen uv-straling. De afwerking of de laag grond met begroeiing moet daarom zo dik zijn, dat deze bescherming biedt als bijvoorbeeld maaiwerk wordt uitgevoerd. Wanneer geogrids door maaiwerk toch lokaal worden kapotgemaakt, betekent dit niet per se dat er een probleem is. Stukken geogrid kunnen indien nodig worden verwijderd en vervangen door goed materiaal.

8.5.7 Kennis van materiaal en ligging

Als informatie ontbreekt en men toch wil weten welk geogrid in de grond aanwezig is, dan is dat te achterhalen met een trekproef. Een klein stuk geogrid (ter grootte van een A4-tje) eruit snijden en laten testen in een daarvoor geschikt laboratorium, volstaat. Het Kiwa-lab in Duitsland, dat test voor diverse leveranciers, is hiervoor een geschikt, onafhankelijk instituut.

8.5.8 Veengas

Wanneer mogelijk lokaal veengas kan ontstaan, dan moet een geotextiel, waaronder zich een luchtophoping kan vormen, vervangen worden door een geogrid. Een geogrid heeft een open structuur, maaswijdte 2 bij 2 cm tussen de wapening, waardoor het gas kan ontsnappen.

8.6 Monitoring en opleveringscontrole

Een goede informatieoverdracht over het ontwerp en de uitvoering bij het opleveren van de gewapende grondconstructie, is belangrijk. En ook dat er inspecties/controles worden uitgevoerd tijdens de gebruiksfase.

Belangrijke punten voor het vastleggen van informatie ten behoeve van beheer- en onderhoud:

- Na uitvoering dient het uitvoeringsontwerp, inclusief vastgelegde afwijkingen tijdens uitvoering, te worden overgedragen aan beheer en onderhoud. Het dossier bevat tevens alle door de leverancier van de geotextielen aangeleverde informatie.
- Geogrids die afgedekt zijn of onder de grond liggen, kunnen eigenlijk niet gecontroleerd worden tijdens de levensduur, tenzij op de locatie periodiek een stukje wordt opgegraven om te laten testen in een laboratorium. De test bepaalt dan wat de reststerkte is op dat moment, in relatie tot het ontwerp en de eigenschappen van het toegepaste materiaal.
- Geogrids die zijn afgedekt met een groene beplanting of met iets anders, moeten met het oog op uv-bescherming afgedekt blijven. Jaarlijkse visuele inspectie hierop is vereist.
- Er dienen inspecties uitgevoerd te worden naar mogelijke beschadigingen, uitspoeling of verzakking van de gewapende grondconstructie. De intensiteit van deze inspecties moet worden bepaald door de afdeling beheer en onderhoud. Een redelijke intensiteit lijkt hierbij twee keer per jaar, maar de frequentie kan, afhankelijk van de door het waterschap gestelde eisen, ook hoger zijn. Bij een hoogwaterperiode worden constructies sowieso geschouwd. Er wordt geadviseerd om na elke hoogwaterperiode te kijken of er schade is ontstaan. Indien er inderdaad schade wordt geconstateerd, dan dient deze tijdig en adequaat hersteld te worden.



9 Overige technieken

9.1 Oppervlakteverdichting

Oppervlakteverdichting is een grondverbeteringstechniek die standaard wordt toegepast bij het laagsgewijs opbouwen van dijken.

Kleilagen worden verdicht door ze in een dikte van 0,2 à 0,3 m aan te brengen en er 'versporend' overheen te rijden met bulldozers. Bepalend voor de verdichtbaarheid van klei is de consistentie-index. Deze dient volgens het 'Technisch Rapport Klei voor Dijken' hoger te zijn dan 0,6 voor klei in de dijk kern en hoger dan 0,75 voor klei in de deklaag. De consistentie-index is afhankelijk van het vochtgehalte en de Atterbergse grenzen. Tijdens uitvoering dient erop te worden toegezien dat de klei niet te vochtig wordt, door werken tijdens nat weer te vermijden en hemelwater zorgvuldig af te voeren. De mate van verdichting van klei kan achteraf globaal worden gemeten door middel van verdichtingsonderzoek (o.a. bepaling volumegewicht met steekringen en éénpunts Proctorproeven) of door gps-registratie van de routes van het verdichtingsmaterieel. Op het moment van schrijven van dit rapport wordt er gewerkt aan de herziening van de richtlijnen voor oppervlakteverdichting van klei.

Verdichten van zandlagen gebeurt met trilplaten of trilwalsen in minimaal vier gangen, kruislings en overlappend. Tijdens de verdichting dient het grondwater dieper dan 0,5 m beneden het werkniveau te staan. Bij te hoge grondwaterstand kan, afhankelijk van de doorlatendheid van het zand en de eigenschappen van de trilapparatuur, drijfzand ontstaan, waardoor verdichting onmogelijk wordt. Door toepassing van zand met een geschikte korrelverdeling en een optimaal vochtgehalte kan het verdichtingsresultaat aanzienlijk worden verbeterd.

Daarnaast zijn er oppervlakteverdichtingstechnieken die uitgaan van zware belasting (walsen), stampen of valbommen (methode Ménard). Deze worden zelden toegepast bij dijken.

Bij bestaande dijken heeft oppervlakteverdichting een beperkt effect op de macrostabiliteit, omdat alleen de sterkte van de toplaag (tot circa 0,8 m diepte) wordt beïnvloed.

9.2 Diepteverdichting

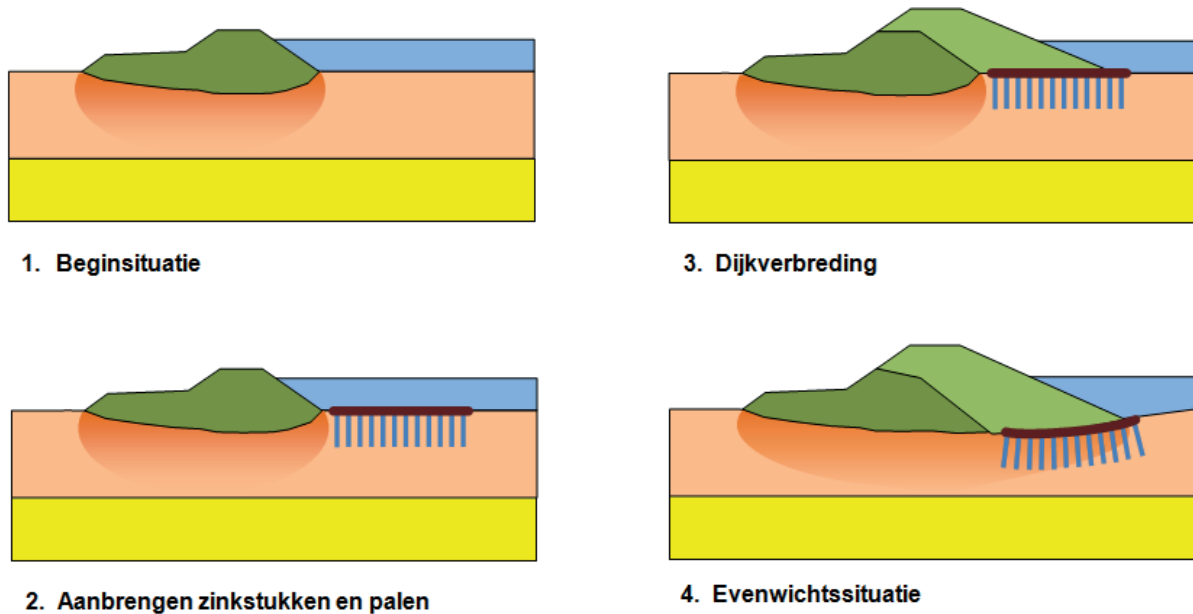
Diepteverdichting is het met trilnaalden verdichten van de bodem. Dit kan zowel vanaf het land als vanaf het water plaatsvinden. Op de trilnaald bevinden zich trilblokken, die de grond in trilling brengen. Deze gaat hierdoor herschikken, waardoor een betere pakking ontstaat. Het werkt alleen bij zandgrond met een lage fractie slib of klei. Diepteverdichting wordt toegepast wanneer een losse zandlaag achteraf moet worden verdicht, bijvoorbeeld een laag die van nature al aanwezig is, of is opgespoten. Ook wanneer sprake is van mogelijke verwekingsgevoelige grondslag en een risico op aardbevingen, kan diepteverdichting een interessante techniek zijn. Deze laatste kwestie speelt bijvoorbeeld in Oost-Groningen.

Een bekend voorbeeld van diepteverdichting bij een waterkering is die bij de Oosterscheldekering, vanaf het schip Mytilus. Bij dijken wordt deze grondverbeteringsmethode beperkt toegepast om de macrostabiliteit te verhogen. Dit is omdat meestal klei- en veenlagen bepalend zijn voor de macrostabiliteit, en niet de zandlagen.

9.3 Borsteldijk

Een borsteldijk is een fundering van zinkstukken op korte palen. Deze kan worden toegepast als fundering van dijken op dikke, weinig draagkrachtige bodemlagen. De palen reiken niet tot de draagkrachtige

zandlaag en zullen als gevolg van zettingen omlaag bewegen totdat er een evenwicht ontstaat. De combinatie van grondwapening, gelijkmatige krachtafdracht en het drijvend vermogen van het zinkstuk leidt tot grondverbetering.



Figuur 9.1 Principe van borsteldijk

De borsteldijk is een variant op de paalmatras, die bij wegen en spoorwegen wordt toegepast. Er is een gelijkenis met de Indonesische 'cerucuk'-methode voor onder andere dijkenbouw, waarbij in plaats van zinkstukken en palen gebruik wordt gemaakt van bundels bamboe.

9.4 Oppervlaktestabilisatie

Oppervlakte- of grondstabilisatie is een eeuwenoude methode voor het verbeteren van de ondergrond. In Yerseke is in 2015 een proefproject uitgevoerd met stabilisatie van de bekleding op het buitentalud van de dijk.

Bij grondstabilisatie wordt de bestaande grond op vlakke en licht hellende oppervlaktes gestabiliseerd met bindmiddelen en – afhankelijk van de grondsoort – met additieven. Er is hierbij dus sprake van hergebruik van de grondsoorten ter plaatse. Met deze techniek is bijna elke gewenste druksterkte te behalen. Maar ook dient de volledige massa van behandelde grond te worden verdicht. Ophogingen worden daarom over het algemeen uitgevoerd in horizontale lagen van bijvoorbeeld 0,3 tot 0,5 m.



Figuur 9.2 Aanbrengen en verdichten van stabiliteitslagen

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen drie technieken:

- 1 Grondverbeteringstechnieken zoals verdichten (consolideren) of vervangen van de slechte draagkrachtige laag door een goed verdicht zandpakket (zie hoofdstuk 6 respectievelijk 4).
- 2 Laagwaardige, niet-vormgegeven grondverbetering, oftewel semi-gebonden stabilisatie. Hierbij wordt vaak kalk gebruikt om de grond een meer korreliger structuur te geven of om de vochthuishouding beter te reguleren. Naast papierassen zijn er ook speciale binders verkrijgbaar.
- 3 Hoogwaardige constructieve stabilisatie. Dit levert een vormgegeven bouw materiaal met constructieve waarden. Speciale additieven worden toegepast bij vervuiling van de grond door metalen, of bij humusrijke grondsoorten die fulvo of carbonzuren bevatten. Met deze techniek zijn druksterktes tot bijvoorbeeld 8 N/mm² mogelijk, waarbij de constructie met weinig energie kan worden hergebruikt.

9.4.1 Stabilisatie

Lage sterkte-stabilisatie met kalk

Wanneer kalk in contact komt met een materiaal dat oplosbare silicaten en aluminaten bevat (zoals bij klei en leem), is het in staat gehydrateerde calciumaluminaten en calciumsilicaten te vormen. Net als in cement, brengen deze bij het kristalliseren een echte binding teweeg. Deze 'puzzolane reactie' leidt tot een verhoging van de drukvastheid en van de CBR-index, en tot een betere vorstbestendigheid.

Hoge sterkte-stabilisatie met additieven

Als voorbeeld van hoge sterkte-stabilisatie kan GeoCrete[®] worden genoemd. Dit fijne poeder bestaat uit (meestal) alkalische natuurlijke aardelementen. Deze stimuleren de cementshydratatieprocessen direct op zodanige wijze, dat aanzienlijk sterkere structuren kunnen ontstaan. Volgens de NEN EN 14227-15 wordt dit middel gedefinieerd als 'additief voor hydraulisch gestabiliseerde bodem'. Het additief verhoogt de druksterkte en elasticiteit aanzienlijk en maakt zo een constructieve stabilisatie mogelijk. Behalve voor deze stabilisatie, kan methode ook worden gebruikt voor duurzamere ontwerpen van constructies zoals verharding, funderingen, wegen en dijkbekleding.

9.4.2 Bentonietmat

Ook het toepassen van een bentonietmat als afdekking op taluds of in voorlanden van dijken wordt gezien als een interessante techniek. In waterkeringen is deze techniek in Europa al in diverse landen toegepast. Maar aangezien deze toepassing niet wordt beschouwd als een grondverbeteringstechniek voor macrostabiliteit, wordt deze niet verder omschreven in deze publicatie.

Opgemerkt dient te wel worden dat een bentonietmat invloed heeft op de geohydrologie. Daardoor kan er bij toepassing op een buitentalud een significant effect zijn op de macrostabiliteit. En: als bentoniet in aanraking komt met zouten, treedt ionenuitwisseling op, waardoor de werking van het bentoniet afneemt.

9.5 Niet beschouwde technieken

Van een aantal grondverbeteringstechnieken is bekend dat de toepassing ervan in dijken in het verleden is onderzocht. Voor zover bekend, zijn ze echter nooit in Nederlandse of buitenlandse dijken toegepast.

- Biocement: hierbij wordt een poeder in de grond gebracht en vermengd met water. Dit stimuleert de ontwikkeling van bacteriën in de ondergrond. Deze bacteriën zijn van nature al in de grond aanwezig. Ze hebben een 'verkittende' werking en zorgen voor cementatie van gronddeeltjes. De sterkte van de grond neemt hierdoor toe.
- Zand-garen-composiet: dit ontstaat door een granulair materiaal te mengen met een aantal lange kunststofdraden (polyestergaren). De sterkte-eigenschappen van het mengsel zijn beter dan zonder garen.



10 Omgevingsmanagement

10.1 Juridische aspecten

De juridische aspecten vormen geen onderdeel van deze publicatie.

10.2 Waar en wanneer grondverbetering

10.2.1 Afwegingscriteria

Wanneer tijdens een dijkverbeteringsproject via een trechteringsproces een voorkeursvariant gekozen wordt, moet deze worden afgewogen tegen een aantal andere. De keuze dient immers onderbouwd en verantwoord te kunnen worden. Een doelmatig afwegingskader vaststellen is daarbij erg belangrijk. Per project moet worden gezien waar accenten worden gelegd, er spelen immers meer belangen spelen dan alleen technische. Vooral 'zachte' belangen in de omgeving kunnen subjectief en soms politiek gekleurd zijn. Daarom verschillen de afwegingscriteria per dijkverbeteringsproject.

Tabel 10.1 bevat een niet uitputtende lijst van voorbeelden van afwegingscriteria. In de kolom Weging staan voorbeelden van wanneer een bepaald criterium belangrijker is dan 'normaal'. Ook dit is geen uitputtende lijst, veeleer een suggestie voor maatwerk.

Tabel 10.1 Voorbeelden van afwegingscriteria

Criterium	Beoordeling	Weging
Kosten	Wat zijn de bouwkosten en wat zijn de LCC-kosten?	1 onder normale omstandigheden 2 als het budget beperkt is
Ruimtebeslag	Hoeveel vierkante meter aankopen of tijdelijke ingebruikname?	1 in het landelijk gebied 2 in het stedelijk gebied
Cultuurhistorie	Betreft het een oude karakteristieke dijk (bijvoorbeeld Stenen dijk bij Hasselt, West-Friese omringdijk of oude Zuiderzeedijk) of is het een relatief nieuwe dijk met 1:3 taluds?	1 voor alle technieken relevant
Ruimtelijke kwaliteit	Hoe past de dijk in de omgeving?	1 voor alle technieken relevant
Toetsbaarheid	Is er een methode beschikbaar om een beoordeling volgens het WBI uit te voeren? Of zijn er valide uitgangspunten vanuit een eerdere toepassing bekend?	1 voor conventionele technieken 2 voor innovaties
Beheerbaarheid	Wat moet de beheerorganisatie doen en hoe verhoudt dit zich tot regulier beheer en onderhoud? Is herstel mogelijk bij eventuele beschadiging?	1 voor statische grondconstructies 2 voor actieve systemen
Maakbaarheid	Is het mogelijk om de techniek toe te passen gegeven de specifieke projectomgeving met restricties door bijvoorbeeld beperkte werkruimte, omgevingshinder en reeds aanwezige objecten in de ondergrond?	1 voor alle technieken relevant

criterium	Beoordeling	Weging
Robuustheid	Is de techniek/maatregel gevoelig voor wijzigingen in rekenregels of normering? En is een eventuele uitbreiding mogelijk?	1 voor alle technieken relevant

10.2.2 Specifieke toepassingscriteria

Veiligheid tijdens de uitvoering

Voor technieken/maatregelen zoals gewapende grond is het nodig om een gedeelte van de bestaande dijk af te graven. Dit vermindert tijdelijk de veiligheid van de waterkering, wat kan leiden tot bezwaren tegen de techniek/maatregel, in dit geval gewapende grond. Dit bezwaar van een tijdelijk lagere veiligheid kan niet ongegrond worden verklaard en dus is een eerlijke afweging in combinatie met beheermaatregelen³ nodig. Bij beheermaatregelen kan dan gedacht worden aan uitvoering in kleine compartimenten of uitvoering in een bepaald seizoen, of aan het binnen handbereik brengen van noodmaatregelen. Andersom kan dit bezwaar ook niet zonder meer een beletsel vormen. Er zijn goede voorbeelden van verschillende manieren om met dergelijke bezwaren om te gaan, bijvoorbeeld:

- De bouw van de zeesluis IJmuiden in een extreem zettingsvloeiingsgevoelige omgeving, waar bijvoorbeeld door trillingen de veiligheid van bestaande constructies sterk kan afnemen, maar ook door static liquefaction.
- De afsluiting van een wegvak voor het vervangen van een versleten asfaltverharding, wat vergeleken kan worden met graven in een waterkering tijdens het laagwater-/zomerseizoen.

Omgevingswet

Het Besluit Bodemkwaliteit (Bbk) geeft regels voor het toepassen van grond, baggerspecie en steenachtige bouwstoffen op of in de bodem en het oppervlaktewater. Het besluit geeft aan aan welke kwaliteitseisen grond, baggerspecie en bouwstoffen moeten voldoen en hoe de kwaliteit moet worden bepaald. Grond en baggerspecie worden in het navolgende niet behandeld. Bouwstoffen wel, omdat er een directe relatie is met alternatieve ophoogmaterialen en grondstabilisatie.

Voor het toepassen van een bouwstof moet voorafgaand aan de toepassing een milieuhygiënische verklaring beschikbaar zijn die aantoont dat de bouwstof voldoet aan de voorgeschreven samenstellings- of emissiewaarden. Vanuit het Bbk worden eisen gesteld ten aanzien van de emissie van anorganische en organische stoffen uit de aangebrachte bouwstof naar de omgeving, opdat wordt voorkomen dat de grond, het grondwater en/of het oppervlaktewater verontreinigd raken. Het Besluit Bodemkwaliteit onderscheidt drie categorieën bouwstoffen:

1 Vormgegeven bouwstoffen (V)

Vormgegeven bouwstoffen zijn bouwstoffen die bestaan uit flinke brokken; de kleinste eenheid moet een volume hebben van ten minste 50 cm³ en het materiaal mag onder normale gebruiksomstandigheden nagenoeg geen erosie of slijtage vertonen (duurzaam vormvast). Met andere woorden: de bouwstof moet uit flinke brokken bestaan en mag niet (bij normaal gebruik) zomaar uit elkaar vallen. Enkele voorbeelden van vormgegeven bouwstoffen zijn bakstenen, asfaltbeton en heipalen.

2 Niet-vormgegeven bouwstoffen (NV)

Niet-vormgegeven bouwstoffen zijn bouwstoffen waarvan de kleinste eenheid een volume heeft van minder dan 50 cm³ of bouwstoffen die onder normale omstandigheden niet duurzaam vormvast zijn.

3 De POVM heeft een product opgeleverd, 'Veiligheid tijdens de uitvoering', waarin de eisen worden uitgewerkt.

Voorbeelden hiervan zijn assen en granulaten. De meeste niet-vormgegeven bouwstoffen voldoen aan de normen voor niet-geïsoleerde toepassingen. Wanneer niet aan die normen wordt voldaan, dan kan de bouwstof mogelijk nog als IBC-bouwstof worden toegepast.

3 IBC-bouwstoffen (IBC)

IBC-bouwstoffen zijn niet-vormgegeven bouwstoffen die uitsluitend mogen worden toegepast met isolatie-, beheers- en controlemaatregelen (IBC), omdat toepassen zonder deze maatregelen leidt tot te veel emissies naar het milieu.

De samenstellings- of emissiewaarden waaraan bouwstoffen volgens het Bbk moeten voldoen, staan vermeld in bijlage A van de Regeling bodemkwaliteit. De verplichte milieuhygiënische verklaring betreft de ontstane bouwstof (grond inclusief bindmiddelen), dus niet alleen de toe te voegen bindmiddelen. Er zijn drie verschillende typen milieuhygiënische verklaringen:

- 1 partijkeuring (door een erkende instelling);
- 2 erkende kwaliteitsverklaring (productcertificaat en erkenning);
- 3 fabrikant-eigenverklaring.

10.3 Kosten

De totale kosten (LCC, life cycle costs) van een dijkversterking bestaan uit ontwerpkosten, aanlegkosten, beheer- en onderhoudskosten en verwijderingskosten.

De kosten van de verschillende maatregelen zijn niet opgenomen in deze publicatie, onder andere omdat prijzen jaarlijks stijgen. Door gebruik van oude prijzen zouden bijvoorbeeld verkeerde conclusies kunnen worden getrokken in een LCC-kostenvergelijking van twee technieken. Met als gevolg dat een grondverbeteringstechniek onterecht de voorkeur krijgt, of juist niet.

Verder speelt bij het ramen van kosten ook de lokale situatie een belangrijke rol. Bij beperkte werkruimte in het stedelijk gebied zijn de kosten voor dezelfde maatregel immers hoger dan in open veld. Ook kosten voor logistiek bij afgelegen dijkstrekkings of dijkstrekkings in gebieden met slappe ondergrond kunnen erg verschillen en/of bepalend zijn.

10.4 Iedereen kan rekenen met grondverbeteringen

Om de berekening van dijken met grondverbetering toegankelijk te houden, is gekozen voor D-Stability als berekeningsmodel. En om aansluiting te houden met het WBI2017 wordt de UGT berekend met CSSM+SHANSEP. Helaas is dit niet in alle gevallen mogelijk, omdat sommige grondverbeteringstechnieken simpelweg niet meer functioneren bij grote rekken. Grondstabilisatie met bindmiddel is hiervan een goed voorbeeld (zie hoofdstuk 5). Daarnaast geldt dat de BGT dikwijls wordt berekend met programma's van de leverancier, waarin het grondgedragmodel vrije keuze is. In de praktijk wordt nog vaak gerekend met grondgedrag volgens Mohr-Coulomb.

OI2014 biedt nog de ruimte om te rekenen met grondgedrag volgens Mohr-Coulomb. De parameters, bijbehorende veiligheidsfactoren en relatie voor betrouwbaarheid staan in paragraaf 4.4 (achtergrondrapport) en 5.3 (hoofdrapport) van het OI2014 versie 4. Maar nu ontwerpen met Mohr-Coulomb geeft straks een knelpunt bij beoordeling met het WBI, dat is ingericht op CSSM+SHANSEP. Probleem is wel dat veel grondverbeteringstechnieken worden ontwikkeld in de wegenbouw, waar sprake is van kleine rekken en dus Mohr-Coulomb courant is. Daarom wordt in dit rapport een tussenoplossing gepresenteerd voor de zogeheten 'strain compatibility'.

10.4.1 Tussenoplossing 'strain compatibility'

In de Schematiseringshandleiding macrostabieleit van december 2016 (pag. 106) staat dat bij verwachtingswaarde van grondsterkte het Mohr-Coulomb-model de sterkte met gemiddeld 1,4 overschat. Bij grondsterkte volgens CSSM+SHANSEP wordt een goede correlatie gevonden tussen afschuifveiligheid en zeven praktijkgevallen waar sprake is geweest van afschuiven of een overleefde hoogwatersituatie. Door de oogharen heen bezien is er gemiddeld gesproken dus factor 1,4 verschil tussen kleine rekken en grote rekken. Voor de strain compatibility kan derhalve met de volgende 'houtje-touwtje' tussenoplossing worden afgeleid:

- $\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi') + c'$
- $su = \sigma \cdot S \cdot OCR^m$
- $su = \tau / 1,4$

Op basis hiervan kunnen voor een grond met $\varphi = 25^\circ$, $c' = 10$ kPa en $\sigma'v = 20$ kPa de partiële materiaal-factoren bijvoorbeeld als volgt worden gekozen (bij 2% tot 5% rek):

- factor op $\tan(\varphi') = 1,25$, voorbeeld: $\arctan(\tan(25)/1,25) = 20,46^\circ$
- factor op cohesie = 1,6, voorbeeld: $10 / 1,6 = 6,25$ kPa

10.4.2 Toepassingsvoorwaarden 'strain compatibility'

Om het gedrag van gewapende grond goed te kunnen modelleren zonder tegen het probleem van strain compatibility aan te lopen, moet aan een belangrijke voorwaarde worden voldaan. Er moet namelijk een extra sterk doek worden toegepast, dat nimmer op bezwijksterkte maatgevend kan zijn voor de macrostabieleit. Hiertoe wordt de ontwerpsterkte ontleend aan het bezwijkmechanisme pull-out, dat met pieksterkte van grond wordt uitgerekend.

Om te kunnen rekenen met grondverbeteringstechnieken die alleen functioneren bij zeer kleine rekken (<1 à 2%) en waarvoor bovendien tamelijk veel aandachtspunten in de uitvoering gelden (zie bijvoorbeeld paragraaf 5.4.3), wordt een extra partiële factor aanbevolen. Dit is alleen het geval bij grondstabilisatie. Voorlopig moet worden uitgaan van voor strain compatibility gecorrigeerde karakteristieke waarden en materiaalfactor van 1,5 op druksterkte. De schuifsterkte wordt derhalve gereduceerd met een totale factor van $1,5 \cdot 1,4 = 2,1$. Hierin heeft de factor 1,4 dus een relatie met 1,25 op φ' en 1,6 op cohesie zoals beschreven in de vorige paragraaf.

Ook deze beide toepassingsvoorwaarden moeten worden gezien als tussenoplossing, omdat de mate van overdimensionering een ongewenste kostenverhoging met zich meebrengt.

10.4.3 Aanbeveling 'strain compatibility'

Door ENW-Techniek (ENW-T) is begin 2018 aanbevolen om deze tussenoplossingen verder uit te zoeken en daarna opnieuw aan hen voor te leggen. Datzelfde geldt voor het analyseren van de betrouwbaarheid van de waterkering volgens de daarvoor in EC7 gegeven beta's, en van de doelbetrouwbaarheid volgens OI2014. De eurocode geeft namelijk beta's voor een referentieperiode van vijftig jaar en het OI2014 voor een jaar.



Bijlagen



A Rekenvoorbeeld gewapende grond

Situatieomschrijving

Voor de voorbeeldsom is een dijk gekozen die al meer dan 100 jaar niet verbeterd is en in een vergeten stukje Nederland ligt. Het karakteristieke profiel mag vanuit cultuurhistorische overwegingen niet een andere vorm krijgen. Dus het binnentalud moet 1:2 blijven, en de afstand tussen dijk en sloot circa 15 m. De landschapsarchitect heeft dit vertaald naar een visie waarin de berm op dezelfde hoogte moet blijven (circa NAP +1,75 m). De freatische lijn en waterspanning zijn vastgesteld middels waterspanningsmetingen en peilbuiswaarnemingen. De dijk moet voldoen aan een minimale veiligheidsfactor van 1,05, waarbij de vraag is met welke maatregel dit gerealiseerd kan worden.

Beschrijving maatregel

De stabiliteit van een dijk kan worden vergroot door een verticaal of horizontaal geogrid in de dijk aan te brengen. De berekening moet dan worden gemaakt met de methode Uplift Van, omdat met Spencer geen geogrids kunnen worden ingevoerd in D-GeoStability. Efficiënt voor de eindsituatie is het aanbrengen van een horizontaal geogrid rond het niveau van huidig maaiveld, over de gehele breedte van de dijk. Glijvlakken die dit geogrid kruisen krijgen een verhoogde weerstand tegen afschuiving. Omdat het afgraven van de bestaande dijk om een horizontaal geogrid aan te kunnen leggen kan stuiten op bezwaren, is ook een verticaal geogrid uitgewerkt.

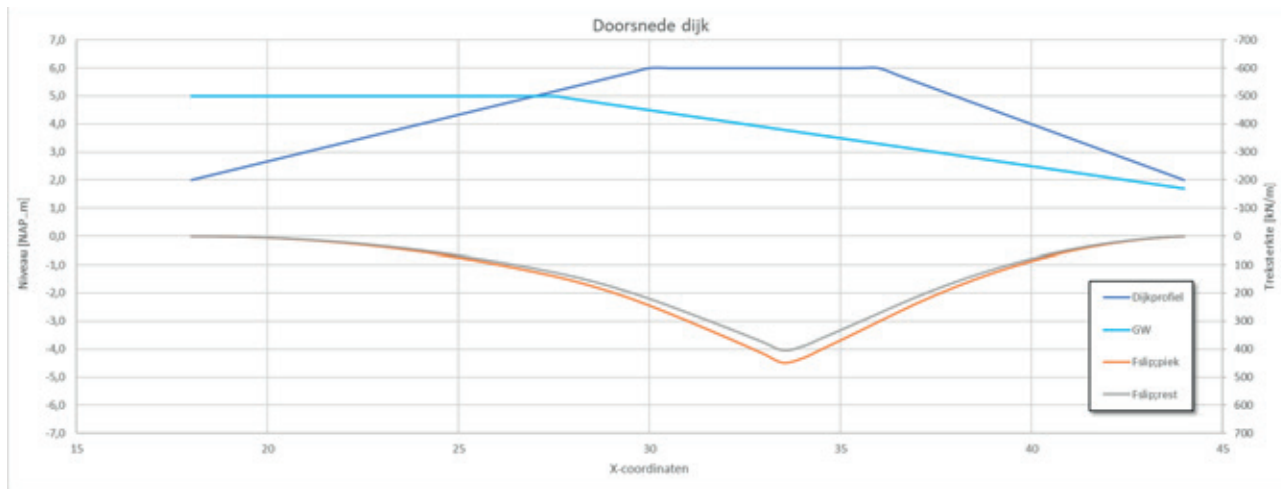
Conform de Schematiseringshandleiding macrostabiliteit wordt gerekend met het CSSM-model met SHANSEP. Dit betekent in de praktijk dat gerekend wordt met de sterkte van grond bij een schuifrek van circa 40%, wat kan worden vertaald naar een axiale rek van circa 25%. De breukrek van geogrid op treksterkte ligt tussen 5% tot 15%, afhankelijk van het materiaal waaruit het geogrid is opgebouwd. De gebruikelijke geogrids van Polyethyleentereftalaat (PET) hebben een breukrek van 12,5%, geogrids van het basismateriaal Poly Vinyl Alcohol hebben een breukrek rond de 6%. Deze maximale breukrekpercentages moeten worden vergeleken met de schuifrek in grond.

Bij de keuze van de geogrids moet een voldoende hoge sterkte worden gekozen, zodat de laslengte (interactie tussen geogrid aan dijklichaam) maatgevend is voor de macrostabiliteit van de dijk. Voor de dimensionering van de geogrids op treksterkte op basis van de laslengte wordt met de pieksterkte van de hoek van inwendige wrijving gerekend. Voor de bijdrage aan de stabiliteit moet gerekend worden met de reststerkte van de geogrids. Deze keuzes betekenen dat het geogrid slipt en het risico van breuk op trek van het geogrid nihil is.

Het lastige van deze redenering is wel dat het geogrid vanaf beide uiteinden kan gaan slippen. In de analyse van de laslengte moet dus van af beide zijden (uiteinde geogrid) de uittrekcapaciteit worden bepaald, waarbij ongeveer in het midden van de dijk de maximale trekcapaciteit van het geogrid wordt berekend.

Berekening geogrid

Figuur A.1 geeft de schuifspanningscapaciteit van het geogrid weer voor de voorbeeldberekening, waarin het geotextiel vanaf de buitenteen tot binnenteen aanwezig is (circa 25 m). Omdat het een pull-out bezwijkmechanisme betreft, is in de analyse voor de bepaling van de benodigde breuksterkte van het geogrid de wrijving aan beide zijden van het geogrid meegenomen. Uit dit voorbeeld volgt dat de minimaal benodigde treksterkte van de wapening 450 kN/m aan het einde van de levensduur is. Rekening houdend met de reductie van de sterkte in de tijd door kruip en andere effecten, is de benodigde treksterkte af fabriek circa 900 kN/m.



Figuur A.1 Schuifspanningscapaciteit geogrid in voorbeeldberekening

De gebruikte vergelijking is:

$$F(x) = 2 \cdot m \cdot \tan(\varphi') \cdot \min \left\{ \int_{x_1}^x \sigma'_v(x) \cdot dx; \int_x^{x_2} \sigma'_v(x) \cdot dx \right\}$$

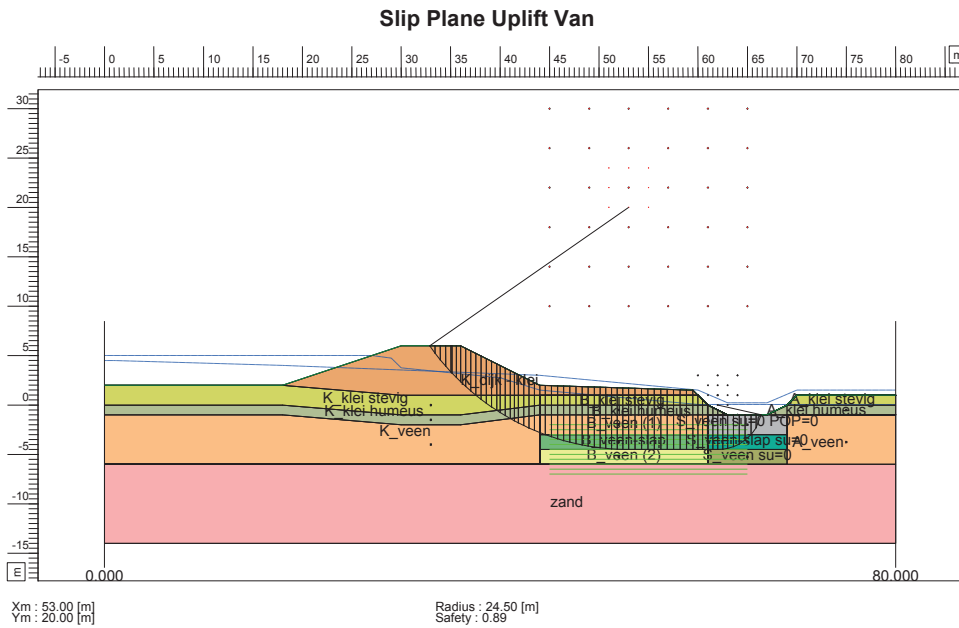
De term “min { ; }” geeft de lastlengte weer redenerend van de linkerteen respectievelijk de rechterteen van het dijklichaam. De factor m is de interactiecoëfficiënt geogrid en aanvulmateriaal en hiervoor is 0,9 aangehouden. In de som is aangehouden $\varphi_{peak} = 31^\circ$ en $\varphi_{cv} = 28,5^\circ$ voor bepaling van de minimale sterkte van het geogrid respectievelijk de bijdrage aan de macrostabiliteit.

De treksterkte van het geogrid einde levensduur dient groter te zijn dan de maximale waarde van $F(x)$, waarbij voor ϕ de pieksterkte van de grond op het interactievlak grond-geogrid is ingevuld. Voor de bijdrage aan de macrostabiliteit van het geogrid moet de waarde van $F(x)$ worden gebruikt op het snijvlak tussen de beschouwde glijvlak en het geogrid. Hierbij dient de analyse uitgevoerd te worden met de reststerkte (sterkte van de grond in de critical state).

De benodigde betrouwbaarheid van een specifiek normtraject volgt normaliter uit de Waterwet, aangevuld met de faalkansverdeling volgens het OI2014. In het onderhavige voorbeeld van een fictief normtraject is de benodigde betrouwbaarheid $\beta = 3,86$. Die volgt uit een trajectlengte van 2 km, een signaleringswaarde van 1/1.000 en een faalruimte voor macrostabiliteit van $\omega = 0,04$ (zie formules 2.1 tot en met 2.6 in paragraaf 2.2). Om een voorbeeldsom te maken is er een dijk gekozen waarvan het karakteristiek profiel vanuit cultuurhistorische overwegingen niet een andere vorm mag krijgen.

Figuur A.2 is de berekening van de bestaande situatie in D-GeoStability weergegeven. Onverbeterd heeft deze een veiligheid van 0,89 en voldoet dus niet aan de eis van de vereiste stabiliteitsfactor van in dit geval $SF \geq 1,05$ ($\gamma_n = 0,99 \cdot \gamma_d = 1,06 \cdot \gamma_b = 1,00$).

Via methode 2a (zie paragraaf 2.4.2) kan vervolgens de veiligheidseis worden bepaald voor een functionerende en onvoldoende functionerende maatregel. Uitgaande van een verdeling van 50%: 50% voor wel en onvoldoende functioneren en 1% kans op pull-out (zie paragraaf 8.3.3), bedragen de eisen 1,07 respectievelijk 0,87. In het onderstaande overzicht is een uitsplitsing gemaakt.

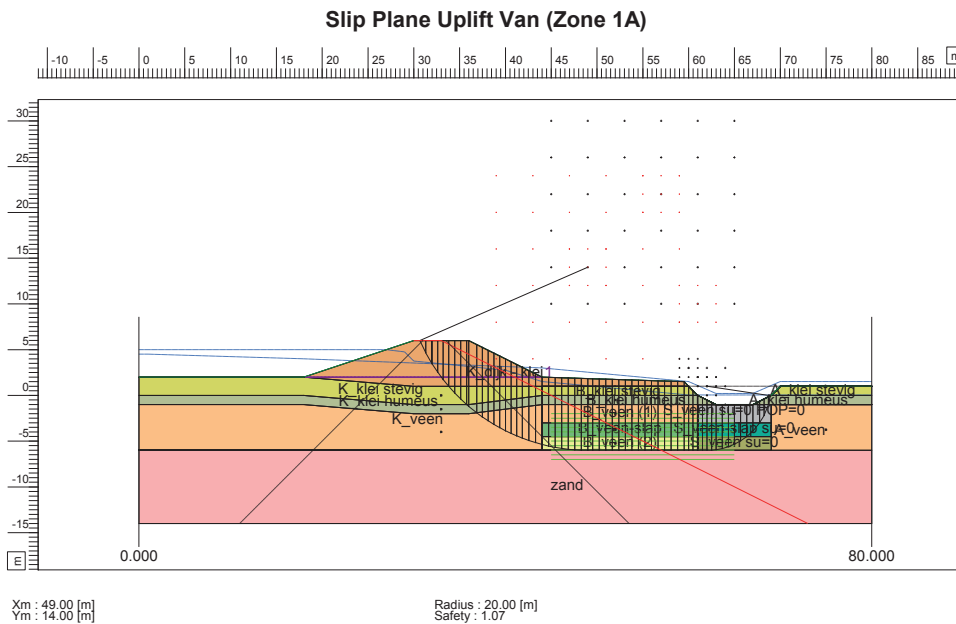


Figuur A.2 Stabiliteit onverbetere dijk

Verklaring cellen:		Titel		(Top) Eis instabiliteit met maatregel			
		Invoer		β	3.86		
		Berekening		Faalkans	5.75E-05		
			Faalkansverdeling				
			Falen maatregel ω_{FM}	0.50			
			(A) Eis instabiliteit bij functioneren maatregel				
			Faalkans	2.87E-05			
			(B) Eis instabiliteit bij falen maatregel				
			Faalkans	2.87E-05			
(B1) Eis functioneren maatregel		(B) Eis instabiliteit bij falen maatregel		(B1) Eis falen maatregel		(B) Eis instabiliteit bij falen maatregel	
Faalkans		Faalkans		Faalkans		Faalkans	
9.90E-01		2.90E-05		0.010		2.87E-03	
		β				β	
		4.02				2.76	
		Y_n				Y_n	
		1.01				0.82	
		Y_d				Y_d	
		1.06				1.06	
		SF_M				SF_{FM}	
		1.07				0.87	

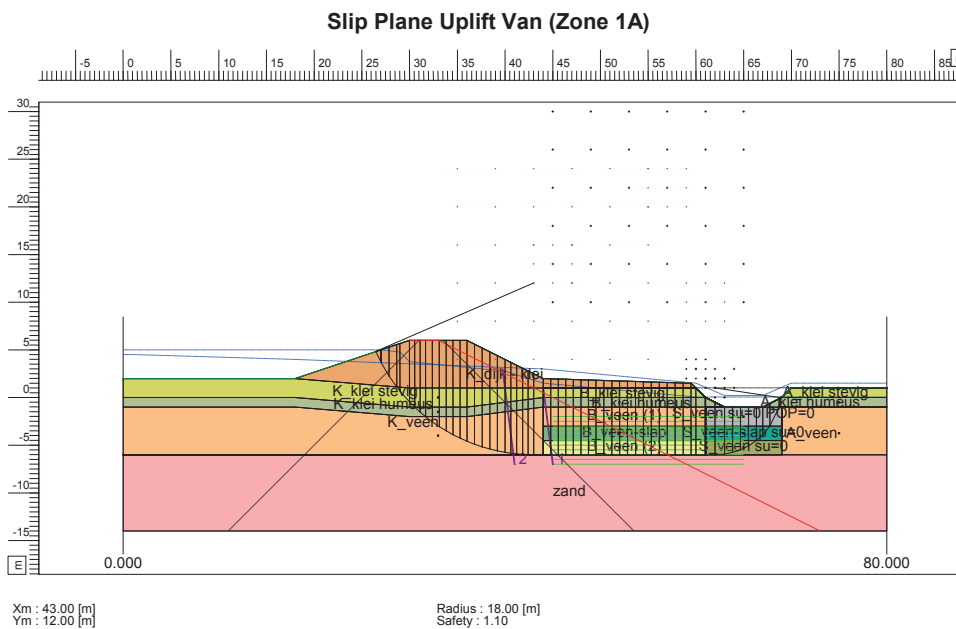
Figuur A.3 Eisen macrostabiliteit aan waterkering met gewapende grond; functionerende (links) en onvoldoende functionerende (rechts) maatregel

Als er nu horizontaal een geogrid wordt aangebracht, zal dit een positief effect hebben. Daarnaast kan er gekeken worden naar de hoogte van het geogrid in de dijk. Figuur A.4 geeft berekeningsresultaat met een veiligheid van 1,07 en dit voldoet aan de eis van $SF \geq 1,07$ voor een functionerende maatregel. Aan de eis voor een onvoldoende functionerende maatregel is al voldaan, want $0,89 > 0,87$.



Figuur A.4 Stabiliteit verbeterde dijk met horizontaal geogrid (dunne paarse lijn = grid op maaiveldniveau)

Een leuke variant is: twee verticale geogrids in de teen en binnentalud, waardoor de ingreep in de dijk veel kleiner is. Figuur A.5 geeft berekeningsresultaat met een veiligheid van $SF = 1,10$.



Figuur A.5 Stabiliteit verbeterde dijk met verticaal geogrid (twee paarse lijnen onder binnentalud en binnenteen)

```

Program      : D-Stability
Version     : 16.2.1.4
License     : Unknown
Company     : ARCADIS Nederland BV Mobiliteit
Date       : 27-10-2017
Time       : 15:47:47
  
```

```

Output file : Horizontaal grid POV-M _ TR-G.sto
Input file  : Horizontaal grid POV-M _ TR-G.sti
  
```

```

===== BEGINNING OF DATA =====
  
```

```

ECHO OF THE INPUT
=====
  
```

```

Problem identification : POVM - publicatie Grondverbeteringen
                       : Standaard dijk met SHANSEP parameters SmPg en phi
  
```

```

Calculation model      : Uplift Van
Default shear strength : Su calculated with yield stress
Zone type              : New
  
```

```

LAYER BOUNDARIES
=====
  
```

Boundary no.	Co-ordinates [m]					
16 - X -	0.00	18.00	30.00	36.00	44.00	59.50
16 - Y -	2.00	2.00	6.00	6.00	2.00	1.50
16 - X -	60.00	61.00	63.00	67.00	69.00	70.00
16 - Y -	1.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	1.00
16 - X -	80.00					
16 - Y -	1.00					
15 - X -	0.00	18.00	30.00	44.00	60.00	61.00
15 - Y -	2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	0.00
15 - X -	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00	
15 - Y -	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00	
14 - X -	0.00	18.00	30.00	36.00	44.00	44.00
14 - Y -	0.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	1.00
14 - X -	60.00	61.00	63.00	67.00	69.00	70.00
14 - Y -	1.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	1.00
14 - X -	80.00					
14 - Y -	1.00					
13 - X -	0.00	18.00	30.00	36.00	44.00	44.00
13 - Y -	-1.00	-1.00	-2.00	-2.00	-1.00	0.00
13 - X -	44.00	60.00	61.00	63.00	67.00	69.00
13 - Y -	1.00	1.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00
13 - X -	70.00	80.00				
13 - Y -	1.00	1.00				
12 - X -	0.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00
12 - Y -	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00	0.00
12 - X -	44.00	60.00	61.00	63.00	67.00	69.00
12 - Y -	1.00	1.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00

12	-	X	-	70.00	80.00						
12	-	Y	-	1.00	1.00						
11	-	X	-	0.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00
11	-	Y	-	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00	0.00		
11	-	X	-	61.00	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00		
11	-	Y	-	0.00	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00		
10	-	X	-	0.00	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00	61.00	
10	-	Y	-	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00	-1.00		
10	-	X	-	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00			
10	-	Y	-	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00			
9	-	X	-	0.00	44.00	44.00	44.00	61.00	61.00	61.00	
9	-	Y	-	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-3.00	-1.00		
9	-	X	-	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00			
9	-	Y	-	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00			
8	-	X	-	0.00	44.00	44.00	61.00	61.00	61.00	61.00	
8	-	Y	-	-6.00	-6.00	-4.50	-4.50	-3.00	-1.00		
8	-	X	-	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00			
8	-	Y	-	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00			
7	-	X	-	0.00	44.00	61.00	61.00	61.00	61.00	61.00	
7	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00		
7	-	X	-	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00			
7	-	Y	-	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00			
6	-	X	-	0.00	44.00	61.00	61.00	61.00	61.00	61.00	
6	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00		
6	-	X	-	63.00	67.00	69.00	80.00				
6	-	Y	-	-1.00	-1.00	0.00	0.00				
5	-	X	-	0.00	44.00	61.00	61.00	61.00	61.00	61.00	
5	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-1.00		
5	-	X	-	63.00	67.00	69.00	80.00				
5	-	Y	-	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00				
4	-	X	-	0.00	44.00	61.00	61.00	61.00	61.00	69.00	
4	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00	-3.00		
4	-	X	-	69.00	80.00						
4	-	Y	-	-1.00	-1.00						
3	-	X	-	0.00	44.00	61.00	61.00	69.00	69.00	69.00	
3	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-4.50	-3.00		
3	-	X	-	69.00	80.00						
3	-	Y	-	-1.00	-1.00						
2	-	X	-	0.00	44.00	61.00	69.00	69.00	69.00	69.00	
2	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-6.00	-4.50	-3.00		
2	-	X	-	69.00	80.00						
2	-	Y	-	-1.00	-1.00						
1	-	X	-	0.00	44.00	61.00	69.00	80.00			
1	-	Y	-	-6.00	-6.00	-6.00	-6.00	-6.00			

```

0 - X - | 0.00 80.00
0 - Y - | -14.00 -14.00

```

PL-LINES
=====

Pl-line no.	Co-ordinates [m]					
1 - X -	0.00	27.00	29.00	30.00	40.00	44.00
1 - Y -	5.00	5.00	4.75	3.75	2.75	1.50
1 - X -	60.00	80.00				
1 - Y -	0.05	0.05				
2 - X -	0.00	1.00	18.00	44.00	60.00	63.00
2 - Y -	4.50	4.50	4.00	3.00	1.50	0.21
2 - X -	67.00	70.00	80.00			
2 - Y -	0.21	1.50	1.50			

Unit weight of water used for calculation: 9.81 [kN/m3]
The groundwater level is determined by Pl-line number 1

REFERENCE LEVEL SU
=====

	Co-ordinates [m]						
- X -	0.00	18.00	30.00	36.00	44.00	59.50	60.00
- Y -	2.00	2.00	6.00	6.00	2.00	1.50	1.00
- X -	61.00	63.00	67.00	69.00	70.00	80.00	
- Y -	0.00	-1.00	-1.00	0.00	1.00	1.00	

Unit weight, dry 16.00 [kN/m3]
Unit weight, wet 18.00 [kN/m3]

FORBIDDEN LINES
=====

No forbidden lines were input.

SOIL PROPERTIES
=====

Layer no.	Material name
16	K_dijk - klei
15	K_klei stevig
14	K_klei humeus
13	K_veen
12	B_klei stevig
11	B_klei humeus

10	B_veen (1)
9	B_veen-slap
8	B_veen (2)
7	A_klei stevig
6	A_klei humeus
5	S_veen su=0 POP=0
4	S_veen-slap su=0
3	S_veen su=0
2	A_veen
1	zand

Layer number	Gam usat [kN/m3]	Gam sat [kN/m3]	Pl-line top	Pl-line bottom
16	18.00	19.00	1	1
15	16.50	17.00	1	1
14	14.00	14.00	1	1
13	10.00	10.50	1	2
12	16.50	17.00	1	1
11	14.00	14.00	1	1
10	10.00	10.50	1	99
9	10.00	10.50	99	99
8	10.00	10.50	99	2
7	16.50	17.00	1	1
6	14.00	14.00	1	1
5	10.00	10.50	1	99
4	10.00	10.50	99	99
3	10.00	10.50	99	2
2	10.00	10.50	1	2
1	18.00	20.00	2	-

Layer number	Cohesion [kN/m2]	Phi [degrees]	Dilatancy [degrees]	S [-]	POP [kN/m2]	m [-]
16	0.00	28.50	0.00	-	-	-
15	-	-	-	0.20	calc.	0.90
14	-	-	-	0.25	calc.	0.85
13	-	-	-	0.40	calc.	0.80
12	0.00	29.50	0.00	-	-	-
11	-	-	-	0.25	calc.	0.85
10	-	-	-	0.40	calc.	0.80
9	-	-	-	0.30	calc.	0.70
8	-	-	-	0.40	calc.	0.80
7	0.00	29.50	0.00	-	-	-
6	-	-	-	0.25	calc.	0.85
5	-	-	-	0.01	calc.	0.01
4	-	-	-	0.01	calc.	0.01
3	-	-	-	0.01	calc.	0.01
2	-	-	-	0.40	calc.	0.80
1	0.00	32.00	0.00	-	-	-

Layer number	Su top [kN/m2]	Su bot. [kN/m2]	Su grad. [kN/m2/m]
16	-	-	-
15	-	-	-
14	-	-	-
13	-	-	-
12	-	-	-
11	-	-	-
10	-	-	-
9	-	-	-
8	-	-	-
7	-	-	-
6	-	-	-
5	-	-	-

LINE LOADS
=====

No line loads were input.

UNIFORM LOAD
=====

No uniform loads were input.

GEOTEXTILES
=====

Geotextile number	E.T.S [kN/m]	X start [m]	X end [m]	Y [m]	reduction zone [m]
1	150.00	18.20	43.80	2.00	5.00

E.T.S. = Effective tensile strength

EARTHQUAKE
=====

No earth quake factors were input.

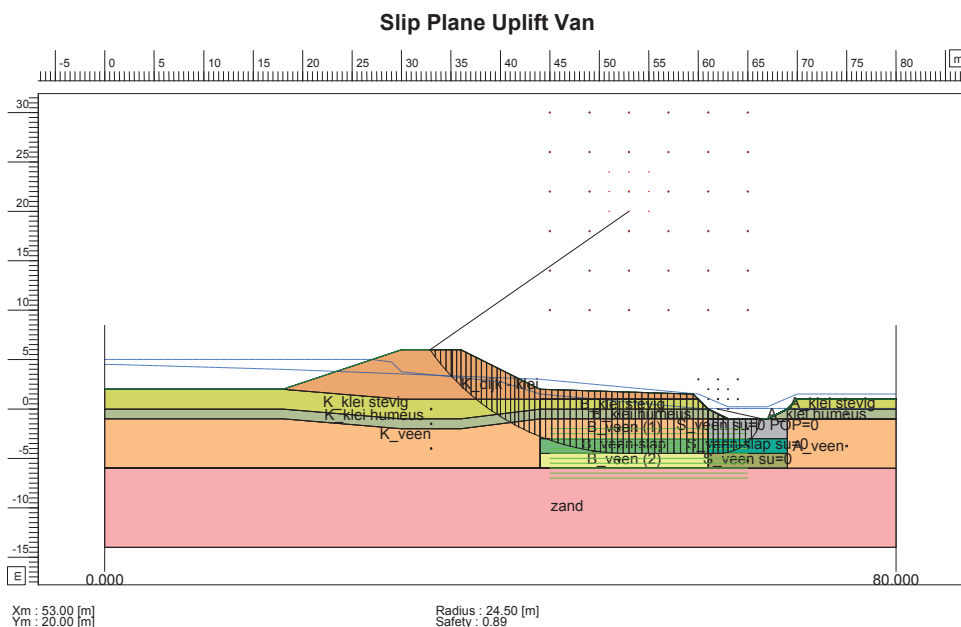
ZONE
=====

Diketable height [m] = 6.00
 X co-ordinate start of zone [m] = 30.00
 Boundary of design level influence at X [m] = 44.00
 Boundary of design level influence at Y [m] = 1.00
 Required safety in zone 1a = 1.05
 Required safety in zone 1b = 1.05
 Required safety in zone 2a = 0.98
 Required safety in zone 2b = 0.98
 Left side of minimal road [m] = 31.00
 Right side of minimal road [m] = 33.50
 Required safety in zone 3a = 0.90
 Required safety in zone 3b = 0.90
 Stability calculation side = right
 Remolding reduction factor = 0.50
 Schematization reduction factor = 0.80
 Overtopping condition <= 0.1 l/m/s

***** The input has been tested, and is correct. *****

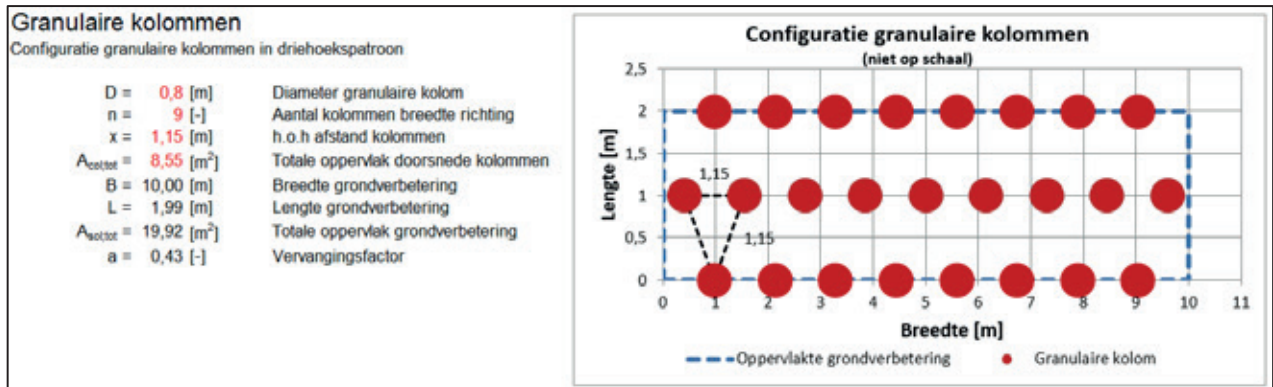
B Rekenvoorbeeld granulaire kolommen

De benodigde betrouwbaarheid van een specifiek normtraject volgt normaliter uit de Waterwet aangevuld met de faalkansverdeling volgens het OI2014. In het onderhavige voorbeeld van een fictief normtraject is de benodigde betrouwbaarheid $\beta = 3,86$. Deze volgt uit een trajectlengte van 2 km, een signaleringswaarde van 1/1.000 per jaar en een faalkansruimte voor macrostabiliteit van $\omega = 0,04$ (zie formules 2.1 tot en met 2.6 in paragraaf 2.2). Als voorbeeldsom is een dijk gekozen waarvan het karakteristiek profiel vanuit cultuurhistorische overwegingen niet een andere vorm mag krijgen. Het dijkprofiel, de bodemopbouw en de waterspanningen zijn gedetailleerd beschreven in bijlage A. Er wordt gerekend met het SHANSEP CSSM-model. Figuur B.1 toont de maatgevende glijcirkel van de bestaande situatie. Onverbeterd heeft deze een veiligheid van $SF = 0,89$. De huidige dijk voldoet dus niet aan de eis van de vereiste stabiliteitsfactor van in dit geval $SF \geq 1,05$ ($\gamma_n = 0,99 \cdot \gamma_d = 1,06 \cdot \gamma_b = 1,00$) voor het rekenmodel Uplift Van in combinatie met het CSSM-model met SHANSEP.



Figuur B.1 Stabiliteit onverbeterde dijk

De instabiliteit van de dijk wordt voornamelijk veroorzaakt door de aanwezigheid van een lichte, slappe veenlaag, tussen twee sterkere veenlagen, en een kwelsloot. Het maatgevende glijvlak gaat hier immers doorheen. Er is beschouwd hoe de stabiliteit kan worden vergroot met granulaire kolommen. In dit voorbeeld wordt de stabiliteit vergroot door het aanbrengen van de granulaire kolommen onder de binnenberm. De lichte veenlaag onder de binnenberm wordt hierbij verzwaard. Op een iteratieve wijze is een patroon bepaald met een werkende breedte van de grondverbetering van 10 m waarbij in een driehoekspatroon afwisselend acht en negen kolommen met een diameter van 0,8 m tot een diepte van NAP -6 m worden gerealiseerd (zie Figuur B.2).



Figuur B.2 Configuratie granulaire kolommen ter plaatse van binnenberm

De grondverbetering wordt geschematiseerd door de met granulaire kolommen versterkte veenlaag als een nieuwe grondlaag te definiëren, en de nieuwe grondeigenschappen te bepalen conform paragraaf 7.2. De nieuwe grondeigenschappen worden hierbij bepaald op basis van het gewogen oppervlak van de afzonderlijke bestanddelen (kolommen en grond).

De tussenoplossing voor 'strain compatibility' is niet nodig omdat aan de kolommen de critical state-hoek van inwendige wrijving wordt toegekend. Dit kan in D-GeoStability zonder problemen worden gecombineerd met een schuifsterkte ratio (S) voor de veenlaag in dit voorbeeld.

Materiaaleigenschappen granulaire kolommen (rekenwaarden)		
$\gamma_{col} = 21,0$ [kN/m ³]	Volumieke massa	
$\varphi'_{col,cs} = 33,0$ [°]	Critical state-hoek van inwendige wrijving	
$S_{col} = 0,65$ [-]	Schuifsterkte ratio	
Oorspronkelijke grondeigenschappen (rekenwaarden)		
$\gamma_{sol} = 10,5$ [kN/m ³]	Volumieke massa	
$S_{sol} = 0,30$ [-]	Schuifsterkte ratio	
Bepaling grondeigenschappen grondverbetering (rekenwaarden)		
Conform CUR162, par. 7.4.1		
$\gamma_{grond} = a \cdot \gamma_{col} + (1-a) \cdot \gamma_{sol}$	$\gamma_{grond} = 15,0$ [kN/m ³]	Volumieke massa
$S_{grond} = a \cdot S_{col} + (1-a) \cdot S_{sol}$	$S_{grond} = 0,45$ [-]	Schuifsterkte ratio

Figuur B.3 Bepaling grondeigenschappen grondverbetering CSSM-model

Via methode 2a uit paragraaf 2.4.2 kunnen de veiligheidseisen voor een functionerende en onvoldoende functionerende maatregel vervolgens worden bepaald. Uitgaande van een faalkansruimte van 50% voor het falen van de maatregel en 10% kans op een onvoldoende functionerende maatregel (zie paragraaf 7.3) worden de volgende stabiliteitseisen afgeleid:

$SF = 1,07$ (functionerende maatregel)

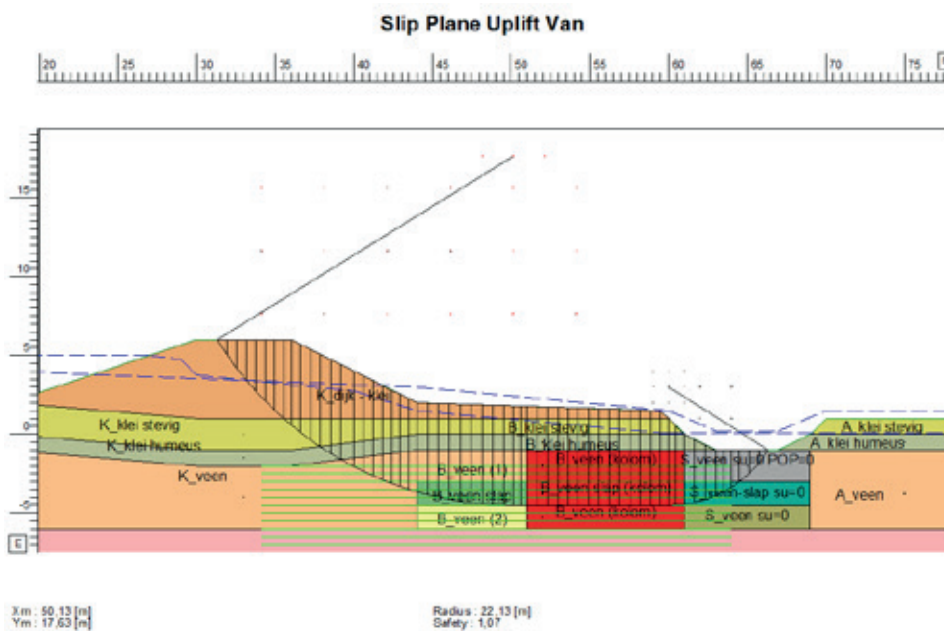
$SF = 0,98$ (onvoldoende functionerende maatregel)

In het navolgende overzicht is een uitsplitsing gemaakt.

		(Topois) Eis instabiliteit met maatregel			
		β	3,86		
		Faalkans	5,75E-05		
		Faalkansverdeling			
		Falen maatregel ψ_{FM}	0,50		
(A) Eis instabiliteit bij functioneren maatregel				(B) Eis instabiliteit bij falen maatregel	
Faalkans		2,37E-05		Faalkans	
				2,87E-05	
(B1) Eis functioneren maatregel		(B) Eis instabiliteit bij functioneren maatregel		(B1) Eis falen maatregel	
Faalkans		Faalkans		Faalkans	
9,00E-01		3,19E-05		0,100	
		β		β	
		4,00		3,44	
		γ_e		γ_e	
		1,01		0,93	
		γ_e		γ_e	
		1,06		1,06	
		SF_{FM}		SF_{FM}	
		1,07		0,98	

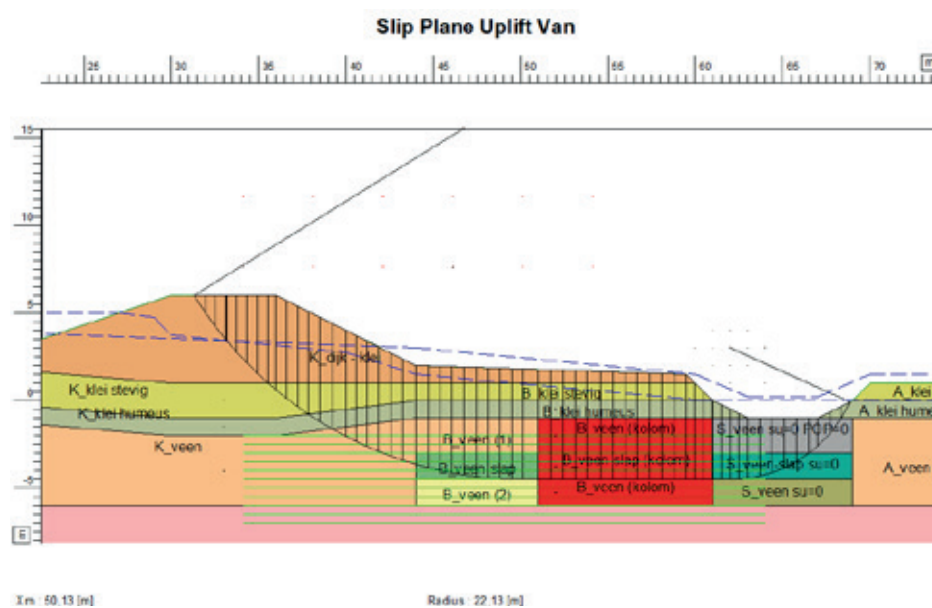
Figuur B.4 Eisen macrostabiliteit aan waterkering met granulaire kolommen; functionerende (links) en onvoldoende functionerende (rechts) maatregel

Wanneer de binnenwaartse stabiliteit van de dijk met een grondverbetering met een breedte van 10 m ter plaatse van de binnenberm opnieuw wordt berekend, wordt een stabiliteitsfactor gevonden van $SF = 1,07$ voor het rekenmodel Uplift Van. Dit is gelijk aan de eis van 1,07.



Figuur B.5 Stabiliteit met granulaire kolommen diameter 0,8 m (functionerende maatregel)

Als onvoldoende functionerende maatregel is een berekening gemaakt waarbij de diameter van de kolom kleiner is aangehouden dan is ontworpen. In plaats van de ontworpen diameter van 0,8 m is in de berekening een diameter van 0,7 m gehanteerd. Het volumegewicht γ_{grond} van de met granulaire kolommen versterkte veenlaag bedraagt dan $14,0 \text{ kN/m}^3$ en de schuifsterkteratio $S_{grond} = 0,42$. Hieruit volgt een stabiliteitsfactor van $SF = 1,03$ voor het rekenmodel Uplift Van. Dit is hoger dan de eis van 0,98.



Figuur B.6 Stabiliteit met granulaire kolommen diameter 0,7 m (onvoldoende functionerende maatregel)

De berekende stabiliteitsfactoren voldoen aan de gestelde eisen, zodat het ontwerp van de versterking van de dijk met granulaire kolommen voldoet.

C Bronnenlijst

Titel van de bron	Verschenen	Auteur(s)	Jaartal
Algemene bronnen			
WBI Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, versie 2.1	Ministerie I&M	Deltares	2016
17TH International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering	ISSMGE	Jian Chu, Serge Varaksin, Ulrich Klotz, Patrick Mengé	2009
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies	TAW	diverse	2001
Handreiking constructief ontwerpen	TAW	diverse	1994
2 Veiligheidsfilosofie			
Grondslagen voor hoogwaterbescherming	ENW	diverse	2016
Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 – Bijlage III Sterkte en veiligheid	Ministerie I&M	diverse	22-4-2016
Handreiking ontwerpen met overstromingskansen (OI2014 versie 4) - Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen	Ministerie I&M	diverse	feb. 2017
Leidraad Kunstwerken	TAW	diverse	mei 2003
Technische richtlijn drainage constructies – concept, rapport 1221098-002	Deltares	Van der Meurs, e.a.	2017
Ontwerpleidraad stabiliteit-verhogende langsconstructies in primaire waterkeringen final, rapport 1220811-000-GEO-0005-r-	Deltares	Breedeveld, J. Larsen, H. Calle E. Forster, U.	2016
Technische Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (TRGS)	ENW	diverse	okt. 2012
Veiligheidsbenadering JLD-dijkstabilisator. Deltares rapport 1210440-001		Schelfhout, H. Kanning, W. Rippi, K.	2016
Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), report 1205887-000.	Deltares	Larsen, H. Lubking, P. Breedeveld, J.	2013
Risk and Reliability in Geotechnical Engineering. Proceedings: Fourth international conference on Case Histories in Geotechnical Engineering (1172- 1192). St. Louis, Missouri, March 9-12, 1998	ICGE	Lacasse, S. Nadim, F.	1998
Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit, groene versie. Deltares rapport 11200575-016	Deltares	Schweckendiek, T. Van der Krogt, M. Rijneveld, B. Teixeira, A.	2017
3 Grondonderzoek en ondergrondschematisatie			
Construeren met grond, CUR162	CUR	CUR B&I	1992
Bepaling geotechnische parameters, CUR 2003-7	CUR	CUR B&I	okt. 2003
Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken	ENW	diverse	okt. 2012
Handboek Zandboek	CROW	diverse	2004
Ontwerprichtlijn Paalmatrasen, CUR 226	CUR	CUR B&I	2016

Titel van de bron	Verschenen	Auteur(s)	Jaartal
4 Alternatieve (ophoog)materialen			
Construeren met grond, CUR162	CUR	CUR B&I	1992
Leidraad Balans	Delfts Cluster	diverse	2009
Lichte ophoogmaterialen in de wegenbouw	CROW	diverse	2013
5 Grondstabilisatie			
Diepe grondstabilisatie in Nederland, handleiding voor toepassing, ontwerp en uitvoering	CUR	CUR B&I	2001
Design Guide Soft Soil Stabilisation	EuroSoilStab		2002
PAO Cursus Grondverbeteringstechnieken	PAO	diverse	2014
Yerseke, Stabilisation with GeoCrete® of silty clay in a coastal protection dike	Terrastab		2015
Duurzame grondverbetering voor dijken	Land + Water	Y. Provoost et al	2015
Handboek Soilmix-wanden	SBRCURnet		2016
Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk-Diep mengen, NEN-EN 14679	NEN	diverse	2005
Artikel Cement in de grond	Betoniek		mrt. 2002
Innovatieve aardebaan, CUR 2006-2	CUR	CUR B&I	2006
Eindrapport Kwaliteitscontrole van gestabiliseerde kolommen	TU Delft	Teunissen	2005
Handreiking toepassing No-Recess technieken	CUR	CUR B&I	2001
Besluit bodemkwaliteit BBk (plus de noodzakelijke toelichting Bodem+)			2008
Choice of binder for deep stabilization of Dutch peaty soils: literature review and proposal, CO-366340/19	Geodelft		sept. 1996
Grondstabilisatie met hoogovencement: verharding en duurzaamheid (Randstadrail)	Geotechniek	Nijland, et al	okt. 2005
Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Proceedings of the international conference	ICGE		15 okt. 1999
The Deep Mixing Method		Masaki Kitazume Masaaki Terashi	2013
The deep mixing method: principle, design and construction	Coastal Development Institute Tokyo		2002
Mass stabilization Manual		Ramboll, Allu et al	2015
Mixed-in-Place dijkversterking proefproject Nieuw-Lekkerland	Geotechniek	De Kant, M. e.a.	apr. 2011
Design of Deep Mixing Support for Embankmentsand Levees, Proceedings Deep Mixing 2009, p37-p59	Okinawa Symposium	Filz, G.M.	2009

Titel van de bron	Verschenen	Auteur(s)	Jaartal
6 Consolidatie met drainage			
Geforceerde consolidatie door het afpompen van water, CUR2005-1	CUR	CUR B&I	2005
Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters, WTI 2017 Toetsregels Stabiliteit, nr. 1209434-003	Deltares	Van Duinen, T.A.	2014
WTI2017 Beoordeling macrostabiliteit met ongedraineerd materiaalmodel, definitief, 1207808-001-GEO-0004, Versie 01	Deltares	Van Duinen, T.A.	2014
Dijken op Veen II - Eindrapport Heterogeniteit, rapport nr. 1208254-019-GEO-000	Deltares	Greeuw, G. Van Essen, H.M. Van Duinen, T.A.	2014
POV Macrostabiliteit; Vacuümconsolidatie proef, Analyse rapport, 1220719-000-GEO-0008 Resultaat verkennende handboringen	Deltares	Fugro	2017
Handleiding Wegenbouw Ontwerp onderbouw; Richtlijn Luchtdrukconsolidatie	DWW	diverse	1994
Handleiding Wegenbouw - Ontwerp Onderbouw versie 2.0, productmethodebladen nrs. 1, 2, 6, 15 en 16: Verticale drainage, Luchtdrukconsolidatie, Verticale schermen en Beadrain Rapportnr. DWW-2004-067	DWW	diverse	2004
Versterking Markermeerdijken Hoorn-Amsterdam. Achtergrondrapport grondparameters DOV. Fugro rapport nr. 1214-0007-040-r24v02	Fugro	Halter, W.R.	2015
Ground improvement by vacuum consolidation – a review, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Paper 1300012	Institution of Civil Engineers	Griffin, H. O'Kelly, B.C.	2013
Ground improvement by vacuum consolidation – a review. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement 167:4, 274-290	Institution of Civil Engineers	Hinborch, M. Aparicio Saez, A.O. Griffin, H. O'Kelly, B.C.	2014
Performance of Vacuum Consolidation Method in Peat Ground. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice	ICGE	Hayashi, H. Nishikawa, J. Nishimoto, S. Sawai, K.	2003
Design and Performance of Highway Embankments constructed Over Sri Lankan Peaty Soils, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris	ICS	Karunawardena, A. Toki, M.	2013
New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 100(7): 763-786	journal	Ladd, C. Foott, R.	1974
Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice		Lunne, T. Robertson, P. Powell, J.	1997
Ground Improvement Using Vacuum Loading. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering	ASCE	Mesri, G. Khan, A.	2012
Critical State Soil Mechanics		Schofield, A. Wroth, P.	1986
Rekenen met verticale drains. Geotechniek. Waterschap Rivierenland. (2015). Plan van Aanpak Project overstijgende Verkenning Macrostabiliteit	POV-M	Sellmeijer, J. Visschedijk, M. Weinberg, M.	2004

Titel van de bron	Verschenen	Auteur(s)	Jaartal
7 Granulaire kolommen			
Construeren met grond, CUR162	CUR	CUR B&I	1992
CUR-rapport 2001-10, Diepe grondstabilisatie in Nederland. Handleiding voor toepassing, ontwerp en Uitvoering	CUR	CUR B&I	2001
CUR-rapport 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking	CUR	CUR B&I	2007
CUR-Aanbeveling 84 Cementbentoniet wanden	CUR	CUR B&I	2002
CUR-publicatie 189 Cement-bentoniet schermen	CUR	CUR B&I	1997
CUR-rapport 199 Handreiking toepassing No-Recess technieken	CUR	CUR B&I	2001
Cement in de grond	Bentoniek		2002
Diepteverdichting (Tiefenrüttelverfahren)		Keller	2002
Ground heave induced by installing stone columns in clay soils, volume 166	Geotechnical Engineering		2013
Handleiding wegenbouw - ontwerp onderbouw, product-methoden bladen, versie 2.0	DGRW	DWW	okt. 2004
Handleiding constructief ontwerpen	TAW	diverse	april 1994
8 Gewapende grond			
Kerende Constructies in gewapende grond, CUR198	CUR	CUR B&I	2000
Uitvoeringsrichtlijn voor gewapende grond NEN 14475	NEN	diverse	
Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering (Engelse versie)	NGO		
Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering		K.W. Pilarczyk	
Uitvoering van geokunststoffen in de waterbouw, CUR aanbeveling 115	CUR	diverse	2011
Geokunststoffen en rivierdijkverbetering, CUR 186	CUR / NGO	diverse	1996
Versuchsbericht projectnummer 03/15 (18-08-2003) en Versuchsbericht projectnummer 03/37 (03-11-2003)	IGT Innsbrück	W. Fellin	2003
Greater Safety for geosynthetic-reinforced earth systems – noise-protection, impact and fire performance in full-scale trial	IGS Berlijn	A.Herold	2014
9 Overige technieken			
Moderne funderingstechnieken		A.F. van Weele	1993
Construeren met grond, CUR162	CUR	CUR B&I	1992
Design and construction of levees	USACE		2000
Verdichting van de zandbaan	CROW		2004
PAO Cursus Oppervlakteverdichting van grond	PAO	diverse	2014
10 Omgevingsmanagement			
Kansenscan kennis en innovatie	HWBP		2014
Ground improvement, Case histories		Indraratna and Chu	2005



D ENW-advies



College van Dijkgraaf en Heemraden van
Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN TIEL

Lid/afgevaardigde
ir. M. Hazelhoff

Datum
28 augustus 2018

Ons kenmerk
ENW-18-06

Onderwerp
Advies Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken

Telefoonnummer
06 46 93 57 46

Bijlage(n)
1

Luw kenmerk
-

Afschrift aan
DGWB, Heij
WSRL, Jongmans
POV-M, van Schie

Geacht college,

Onder het Hoogwaterbeschermingsprogramma heeft de Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POV-M) gewerkt aan een Technische Richtlijn voor het beoordelen, ontwerpen, aanleggen, beheren en onderhouden van grondverbeteringstechnieken in en nabij waterkeringen, gebaseerd op de huidige beschikbare kennis en ervaring.

In de brief van Drs. H.C. Jongmans MPM, Lid van de directieraad van Waterschap Rivierenland, gedateerd op 18 januari 2018, wordt het ENW gevraagd advies uit te brengen over de Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken op de volgende onderwerpen:

1. Is de voorliggende Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken voldoende compleet en bruikbaar bij de beoordeling, ontwerp, aanleg, beheer en onderhoud van grondverbeteringstechnieken voor waterkeringen;
2. Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI is voorzien, c.q. is de veiligheidsbenadering in hoofdstuk 2 goed en voldoende helder beschreven;
3. Zijn er concrete aanbevelingen ten aanzien van de aansluiting tussen de dagelijkse adviespraktijk en nieuwe normering. In hoofdstuk 10.4 is een tussenoplossing opgenomen die mogelijk ruimte biedt voor optimalisatie, maar voorlopig de toepassing van grondverbeteringstechnieken voldoende faciliteert.

Beschikbare informatie

De Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken en de adviesaanvraag voor het ENW zijn behandeld in de vergadering van de werkgroep ENW-Techniek op 2 februari 2018. Ten tijde van de behandeling waren de volgende documenten beschikbaar:

- Brief Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken – 18 januari
- Technische Richtlijn grondverbeteringstechnieken, versie januari 2018

Expertisenetwerk Waterveiligheid

Postbus 2232
3500 GE Utrecht

enwsecretariaat@rws.nl
www.enwinfo.nl

Voor toelichting waren Martin Schepers (WSRL/POV|M) en Rimmer Koopmans (Arcadis) aanwezig bij de vergadering.

Algemene reactie

Het ENW vindt het een goede zaak dat er een document is opgesteld waarin de technieken die een grondverbetering bewerkstelligen zijn samengevat en nader zijn geduid. Het rapport biedt een mooi overzicht van de beschikbare technieken en hun potentie. Het ENW gaat er vanuit dat dit document de afweging om deze technieken wel of niet toe te passen in specifieke omstandigheden faciliteert en vergemakkelijkt.

Het is nog onduidelijk of er een vervolg wordt gegeven aan de POV-structuur van het Hoogwaterbeschermingsprogramma en of een instantie het beheer op de documenten vanuit de POV's gaat overnemen. Het ENW beveelt aan de kwestie rondom het eigenaarschap en het beheer op korte termijn op te lossen.

Dit geldt ook voor de positie van het document ten opzichte van overige rapporten op het gebied van macrostabieleit, het ontwerp en de beoordeling. De positie en de status van dit rapport zijn nog niet helder afgebakend. Het moet voor de gebruiker duidelijk zijn wat de status is van de kennis die te vinden is in de Technische Richtlijn en hoe de hierin opgenomen regels gezien moeten worden in het bredere speelveld. Aanbevolen wordt om samen met RWS WVl te bezien of (onderdelen van) de handreiking opgenomen kunnen worden in de Technische leidraden. Het protocol dat hiervoor is opgesteld door RWS WVl is als bijlage bijgevoegd.

Het ENW ziet de Technische Richtlijn Grondverbeteringstechnieken als een belangrijk en nuttig onderzoeksrapport. Door de mogelijke verwarring van de term Technische Richtlijn met de term Technisch Rapport wordt aanbevolen om de naam van het rapport te heroverwegen. Zoals gezegd biedt het rapport een mooi overzicht van beschikbare technieken en hun potentie, maar het moet duidelijk zijn dat het (nog) geen (volwaardige) ontwerprichtlijn is met gedetailleerde instructies. Daarvoor is verdere doorontwikkeling op basis van praktijkervaring nog nodig. Het is in de huidige vorm vooral een waardevol een aanknopingspunt voor maatwerkanalyse.

Reactie op adviesvraag

1. *Voldoende compleet en bruikbaar*

Het ENW is van mening dat het rapport als geheel een goede, gestructureerde richtlijn vormt die helder is en goed leesbaar. Het ENW wil de volgende aandachtspunten meegeven ten aanzien van de inhoud van het rapport:

- In het rapport kan duidelijker aangegeven worden welke extra inspanning er gevraagd wordt van de beheerder bij het toepassen van deze technieken, zowel in de voorbereidende als in de aanleg- en de beheerfase.
- De gepresenteerde veiligheidsfilosofie is erg algemeen en niet specifiek op de verschillende grondverbeteringstechnieken toegesneden. Meer aandacht hierin voor bijzonderheden (specifieke kenmerken) van de technieken zou een waardevolle toevoeging zijn.
- In het rapport wordt weinig aandacht besteed aan circulaire aspecten als duurzaamheid, aanpasbaarheid, uitbreidbaarheid. De technieken verschillen op deze punten, en het zijn relevante aspecten bij de keuze voor een bepaalde techniek.

Het ENW stelt daarom voor een overzicht op te nemen met de werking van de technieken en welke specifieke eigenschappen en aandachtspunten deze kennen. In het overzicht zouden ook 'Technology Readiness Levels' van de verschillende technieken geduid kunnen worden, omdat de niveaus daarvan uiteenlopen.



Het ENW pleit ook voor het toevoegen van meer voorbeelden voor alle technieken, want de gegeven voorbeelden zijn heel instructief.

2. Aansluiting OI en WBI

Berekeningen aan en het optreden van het faalmechanisme macro-instabiliteit zijn onder andere afhankelijk van de waterspanningen en van de sterkte-eigenschappen van het dijkmateriaal en de ondergrond. De toepassing van grondverbeteringstechnieken zorgt voor een verhoging van de sterkte-eigenschappen van grond en daarmee voor het voorkomen of beperken van de risico's op macro-instabiliteit.

Het is het ENW echter niet duidelijk geworden hoe een verhoging van de sterkte-eigenschappen doorwerkt in het ontwerp (en de beoordeling) van andere mechanismen en wat de invloed van de versterkte grond op de grondwaterspanningen is.

3. Tussenoplossing

Het Ontwerpinstrumentarium2014 biedt nog ruimte om te rekenen met grondgedrag volgens Mohr-Coulomb. Maar nu ontwerpen met Mohr-Coulomb geeft straks een knelpunt bij de beoordeling met het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium dat uitgaat van grondgedrag volgens CSSM+SHANSEP. In het rapport wordt dit probleem aangeduid en wordt een tussenoplossing voorgesteld volgens het principe van 'strain compatibility'. Er worden aangepaste partiële materiaalfactoren voorgesteld als tussenoplossing voor dit probleem. Het is de verdienste van de opstellers van dit document dat dit probleem naar voren is gekomen. Voor de korte termijn is het werkbaar.

Het heeft echter de voorkeur van het ENW om het probleem in detail op te lossen en dit te doen door PLAXIS-berekeningen, experts erbij te betrekken en casussen door te rekenen met D-Geo Stability. De richtlijn kan wat betreft het ENW afgerond worden met vermelding van de kennisleemte en de vier oplossingsrichtingen. In aanlegprojecten kan met behulp van de Technische Richtlijn een geschikte aanpak worden gekozen en kunnen ervaringen worden gedeeld. Zo wordt proefondervindelijk de Technische Richtlijn aangevuld.

Afronding

In conclusie komt het ENW tot de volgende bevindingen:

1. Het ENW is van mening dat de Technische Richtlijn een waardevol, goed geschreven rapport is. Open liggen nog de status ervan en het eigenaarschap en beheer. Voor het compleet en bruikbaar maken van het rapport heeft het ENW een aantal suggesties gedaan.
2. Voor de aansluiting op het OI en WBI zijn er nog enkele aspecten die aandacht vragen.
3. Het ENW is akkoord met de in deze Technische Richtlijn geboden tussenoplossing zolang het definitieve antwoord er niet is.

Wij hopen u naar tevredenheid van advies te hebben voorzien.

Hoogachtend,

ir. H.H.G. Dijk
Voorzitter van het Expertise Netwerk Waterveiligheid

Colofon

Deze publicatie is opgesteld in opdracht van

POV Macrostablieit, onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostablieit

Waterschap Rivierenland

Postbus 599

4000 AN Tiel

(0344) 64 90 90

Auteurs

Rimmer Koopmans (Arcadis, projectleider)

Meindert Van (Deltares)

Mark van der Krogt (Deltares)

Wim Kanning (Deltares)

Werner Halter (Fugro)

Ruud Steenbrink (GeoBest)

Edwin Dekker (Fugro)

Gijs Hoffmans (Deltares)

Peter Kraaijenbrink (Deltares)

Johan Hockx (Fugro)

Constant Brok (Huesker)

Rijk Gerritsen (Low & Bonar)

Redactie

Lijn43

Vormgeving

mariëtte jongen vormgeving

ISBN: 978-90-829248-0-0

© POV Macrostablieit, 2018

Aansprakelijkheid

De POV Macrostablieit en degenen die aan dit product hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze publicatie. Toch kan niet worden uitgesloten dat de inhoud onjuistheden bevat. De gebruiker van dit product aanvaardt daarvoor het risico. De POV Macrostablieit sluit, mede ten behoeve van de auteurs, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van informatie uit dit product.



Contact

**Deze publicatie is opgesteld
in opdracht van**
POV Macrostablieit, onderdeel van het
Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostablieit
Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN Tiel
(0344) 64 90 90