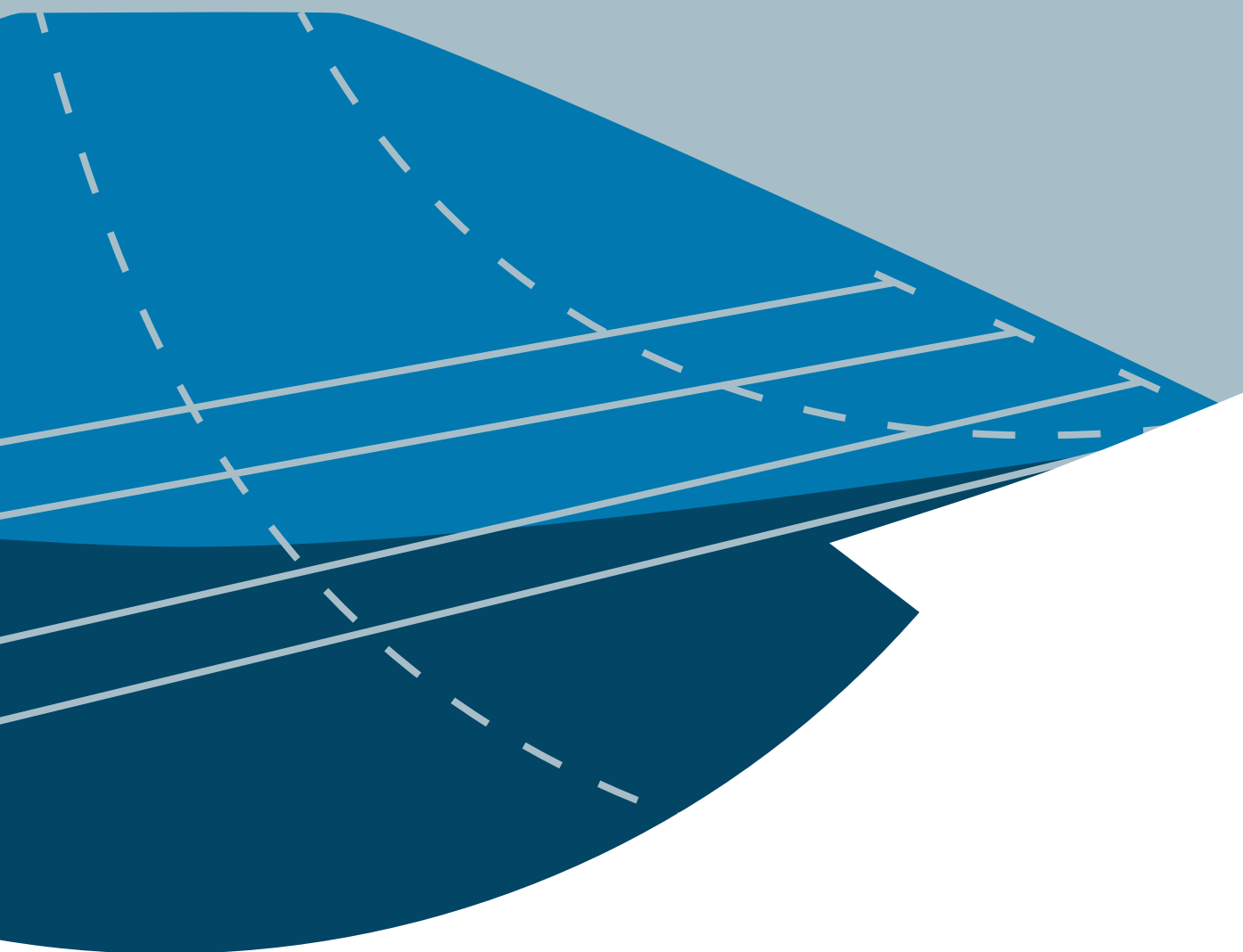


POVM Vernagelingstechnieken

Een publicatie van de POV Macro stabiliteit



POVM Vernagelingstechnieken

Een publicatie van de POV Macrostabiliteit

Auteurs

Ir. P.J.N.J. (Pieter Jeroen) Bart (Antea Group, projectleider)

Ir. J.W.S. (Jan-Willem) Bardoel (Antea Group)

Ir. H. (Huub) de Bruijn (Deltares)

Ir. M. (Mark) Post (Deltares)

Ir. M. (Marcel) Visschedijk (Deltares)

Ir. M.G.J.M. (Marco) Peters (Sweco)

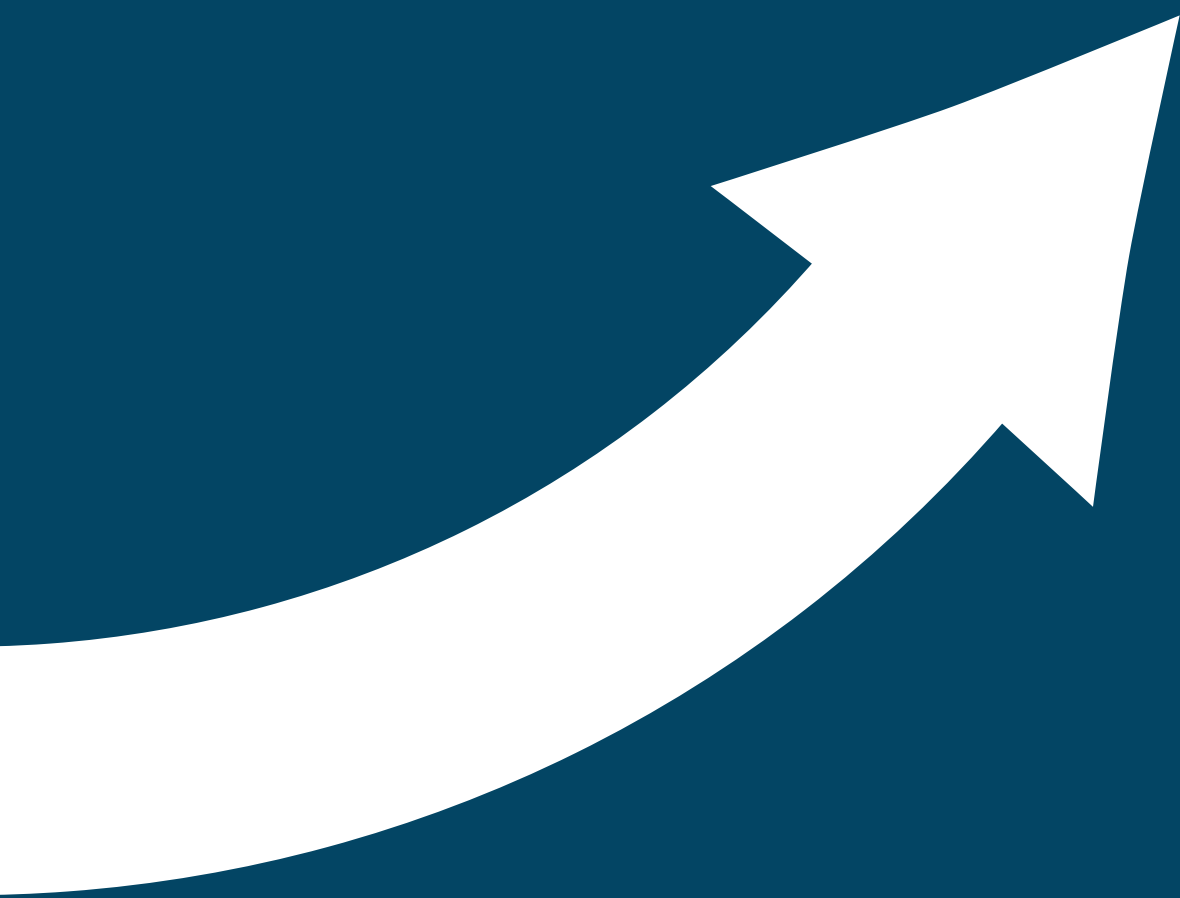
Ir. J.K. (Jan-Kees) Bossenbroek (Waterschap Hollandse Delta)

Ir. J.J.M. (Jasper) Sluis (Witteveen+Bos)

Datum

September 2019





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 kennisinstellingen 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 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 POVM-publicatie gaat over de uitvoeringstechniek 'Vernagelingstechnieken'.

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 is per techniek een commissie van deskundigen samengesteld (Klankbordgroep).

Voor 'Vernagelingstechnieken' was de samenstelling van de Klankbordgroep als volgt:

Leden Klankbordgroep	Organisatie
Egon Bijlsma	Arcadis
Kenrick Heijn	Waternet
Johan Hockx	Fugro
Rense van IJken	Van Oord
Jos Karsten	JLD-International
Arny Lengkeek	Witteveen+Bos
Martin van de Meer	Fugro
Guido Meinhardt	Crux
Michiel Muilwijk	Bam
Kees Pronk	Movares
Martin Schepers	Waterschap Rivierenland
Dirk van Schie	Waterschap Rivierenland
Meindert Van	Deltares
Jan-Willem Vink	Cofra
Albert Wiggers	Royal Haskoning DHV
Aissa Yahyaoui	VolkerInfra

Het schrijfteam voor deze rapportage bestond uit de volgende personen:

Leden Schrijfteam	Organisatie
Jan-Willem Bardoel	Antea Group
Pieter Jeroen Bart	Antea Group
Marco Peters	Sweco
Mark Post	Deltares
Jasper Sluis	Witteveen+Bos
Marcel Visschedijk	Deltares
Huub de Bruijn	Deltares
Jan-Kees Bossenbroek	Waterschap Hollandse Delta

De inhoud van deze rapportage is gebaseerd op de thans beschikbare kennis en ervaring.

De POVM spreekt haar 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 2019

Ing. T.J. Schepers MPM
Programmameider POV Macrostablieiteit

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



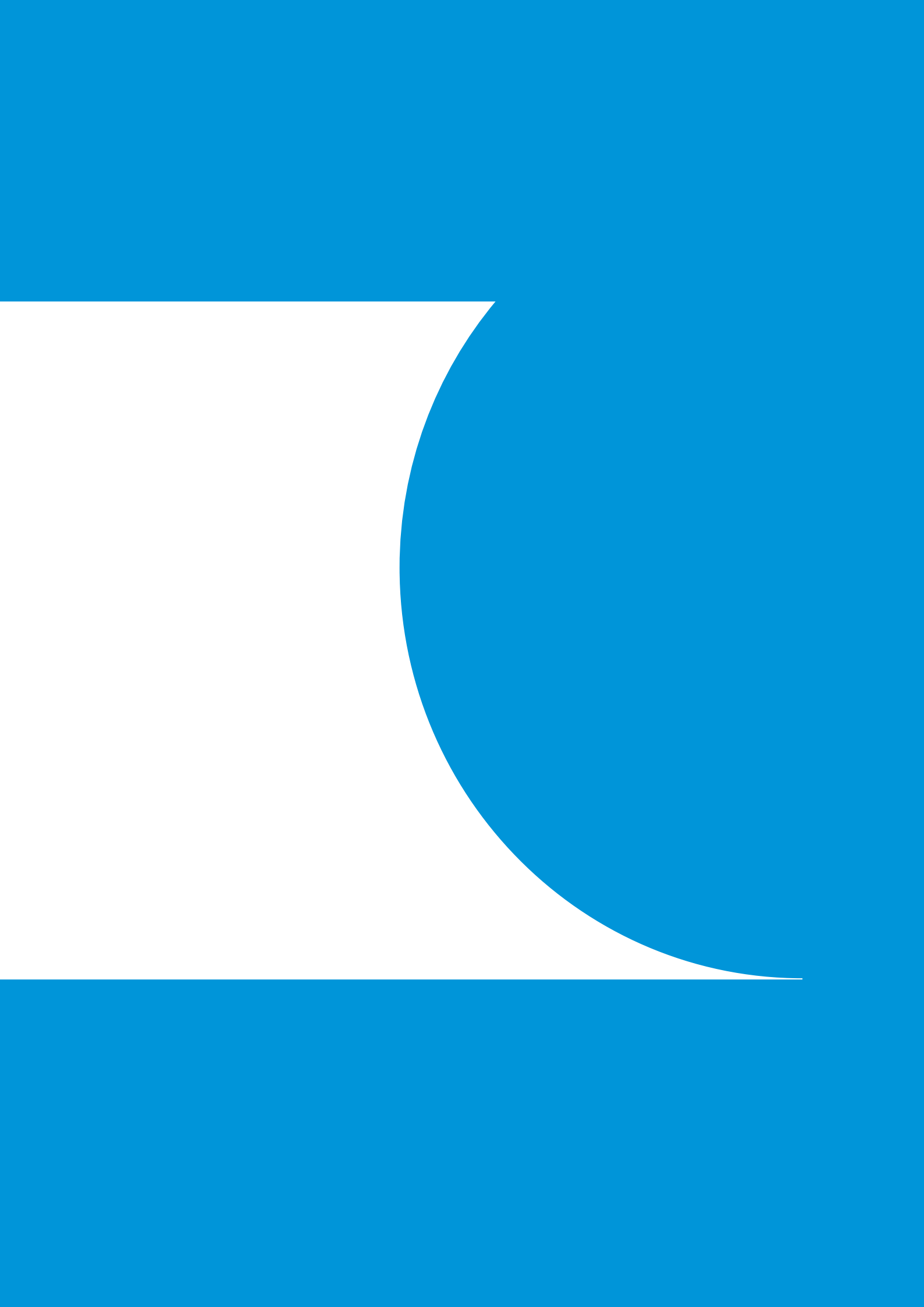
Inhoud

Voorwoord	3
1 Inleiding	11
1.1 Context	11
1.2 Doel, kader en toepassingsgebied	11
1.3 Recent onderzoek vernagelingstechnieken	12
1.3.1 Onderzoek <i>Dijkvernageling</i>	13
1.3.2 Onderzoek <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	13
1.4 Positie POVM-publicatie ten opzichte van WBI2017	14
1.5 Doelgroep	17
1.6 Totstandkoming van deze rapportage	17
1.7 Leeswijzer	18
2 Vernagelingstechnieken	19
2.1 Wat is een vernagelingstechniek?	19
2.2 Toepassingen in dijken	19
2.2.1 Beschrijving van <i>Dijkvernageling</i>	19
2.2.2 Beschrijving van <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	21
2.3 Toepassingscriteria voor beide technieken	23
2.3.1 Toepasbaarheid en inpasbaarheid <i>Dijkvernageling</i>	23
2.3.2 Toepasbaarheid en inpasbaarheid <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	24
2.3.3 Vergelijking vernagelingstechnieken	25
2.4 Vergelijking met traditionele grondversterking	27
2.5 Toekomstige ontwikkelingen	28
3 Veiligheidsbeschouwing	31
3.1 Wettelijke kaders	31
3.2 Maximaal toelaatbare faalkans	31
3.3 Faaloorzaken	32
3.4 Toe te passen ontwerpmodellen	35
3.5 Toe te passen controles	35
3.5.1 Ontwerpfase	36
3.5.2 Uitvoerings- en gebruiksfase	37
3.6 Toe te passen partiële factoren en belastingsituaties	37
4 Algemene aanwijzingen voor het ontwerp kader	41
4.1 Inleiding	41
4.2 Rekenmodellen	41
4.3 Schematisering	42
4.3.1 Algemeen	42
4.3.2 Levensduuraspecten	42
4.3.3 Laterale en axiale grondwrijving langs de nagel	43
4.3.4 Draagkracht grond onder de kopplaat/facing	43
4.3.5 Groepseffecten	46

4.4	Effecten op overige aspecten en mechanismes	50
4.4.1	Effect van vervormingen op bekleding en overslag	50
4.4.2	Erosiebestendigheid binnenbekleding	51
4.4.3	Opbarsten, piping en heave	51
4.4.4	Microstabiliteit	52
4.4.5	Bijzondere constructies (kunstwerken)	52
4.4.6	Overgangsconstructies	52
4.4.7	Steen- en asfaltbekleding	53
4.4.8	Stabiliteit voorland	53
4.5	Benodigd grondonderzoek	53
4.6	Uitvoering	54
4.6.1	Uitvoeringstoleranties	54
4.6.2	Veiligheid tijdens realisatie	55
5	Ontwerp Dijkvernageling	57
5.1	Deelfaalmechanismen	57
5.2	Bepalen partiële factoren	58
5.3	Toetsen deelfaalmechanismen	60
5.3.1	GEO1: glijvlak door nagels heen	60
5.3.2	GEO2: glijvlak buiten nagels om	60
5.3.3	SSI1: overschrijden axiale schachtweerstand (slip)	60
5.3.4	SSI2: overschrijden laterale schachtweerstand (snijden)	62
5.3.5	STR1: constructief bezwijken nagel (dwarskracht en normaalkracht)	64
5.3.6	STR2: constructief bezwijken nagel (buigend moment en normaalkracht)	67
5.3.7	STR3: constructief bezwijken facing	68
5.3.8	SSI3: overschrijden draagkracht grond onder facing	68
5.4	Rekenmodellen	69
5.4.1	Analytisch glijvlakmodel	69
5.4.2	PLAXIS 2D	71
5.4.3	PLAXIS 3D	74
5.5	Onderdelen per ontwerpfase	76
5.5.1	Schetsontwerp	76
5.5.2	Voorontwerp	77
5.5.3	Definitief ontwerp	78
5.5.4	Uitvoeringsontwerp	79
5.6	Ontwerptimalisaties	79
5.7	Links met andere faalmechanismen	80
6	Ontwerp JLD-Dijkstabilisator	81
6.1	Deelfaalmechanismen	82
6.2	Bepalen veiligheids- en partiële factoren	84
6.3	Toetsen deelfaalmechanismen	86
6.3.1	GEO1: geotechnisch bezwijken van de vernagelingstechniek	86
6.3.2	GEO2: geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek om	86
6.3.3	STR1: constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht	86

6.3.4	STR2: constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht	90
6.3.5	STR3: constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht	91
6.3.6	STR4: constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht	93
6.3.7	STR5: constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)	94
6.3.8	STR6: constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)	95
6.3.9	SSI1: snijden van de grond tussen de <i>JLD-Dijkstabilisatoren</i>	95
6.3.10	SSI2: bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)	97
6.3.11	SSI3: bezwijken grond onder de kopplaat	97
6.4	Schetsontwerp	99
6.5	Voorontwerp	101
6.5.1	Analytische berekeningen	101
6.5.2	<i>PLAXIS</i> 2D-modellen	102
6.6	Definitief ontwerp	107
6.6.1	<i>PLAXIS</i> 2D-model vervormingen/tijdseffecten	107
6.6.2	<i>PLAXIS</i> 3D-model	108
6.6.3	Uitvoeringstoleranties	110
6.6.4	Nageluitval	110
6.7	Uitvoeringsontwerp	110
6.8	Ontwerptimalisaties	110
6.9	Link met andere faalmechanismen	111
7	Realisatie	113
7.1	Werkwijze vernagelingstechnieken	113
7.1.1	Werkwijze <i>Dijkvernageling</i>	113
7.2	Werkwijze <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	115
7.3	Invloed en omgeving	116
7.3.1	Effecten op de omgeving bij uitvoering <i>Dijkvernageling</i>	116
7.3.2	Effecten op de omgeving bij uitvoering <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	116
7.4	Monitoring en geschiktheids- en controle proeven	117
7.4.1	Algemeen	117
7.4.2	Monitoring en beproeving <i>Dijkvernageling</i>	119
7.4.3	Monitoring en beproeving <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	122
7.5	Oplever-/overdrachtsdocumenten	124
8	Beheer en onderhoud	127
8.1	Benodigd beheer en onderhoud	127
8.2	Overdracht naar beheer	127
8.3	Aandachtspunten voor beheer	127
8.4	Monitoring	127
8.4.1	Life Cycle Monitoring	127
8.4.2	Monitoring voor vernagelingstechnieken	129
8.4.3	Monitoring specifiek voor <i>Dijkvernageling</i>	130
8.4.4	Monitoring specifiek voor de <i>JLD-Dijkstabilisator</i>	130

8.5	Gedrag bij maatgevende omstandigheden	132
8.6	Legger en vergunningverlening	132
8.7	Bepanting	133
8.8	Juridische uitgangspunten vernagelingen onder eigendommen van derden	134
9	Beoordeling	135
9.1	Eenvoudige toets	135
9.1.1	Stap E.1: voldoende gegevens	135
9.1.2	Stap E.2: inzichten over de innovatie zijn nog dezelfde	137
9.1.3	Stap E.3: controle hydraulische belastingen en overige randvoorwaarden	137
9.1.4	E.4: goed gedrag	137
9.2	Toets op maat	137
9.3	Relatie met andere te beoordelen faalmechanismen	138
	Verwijzingen	141
	Symbolenlijst	144
	Afkortingenlijst	146
Bijlage A	Appendix I: Witte vlekken	151
Bijlage B	Op te lossen onderzoeksvragen JLD-Dijkstabilisator in eerste toepassingsproject	163
Bijlage C	ENW-advies	164



1 Inleiding

1.1 Context

Als gevolg van verwachte klimaatverandering zal de belasting op de waterkeringen in Nederland in de toekomst toenemen. Enerzijds worden een stijging van de zeespiegel en een toename van de rivierafvoer verwacht, anderzijds moet rekening worden gehouden met blijvende zetting van de waterkeringen en daling van de bodem in het westen van Nederland.

Het waterbeleid voor de 21e eeuw is voornamelijk gericht op ruimte voor water, waarbij de waterkeringen belangrijk blijven als beveiliging tegen overstromingen. Naast projecten in het kader van Ruimte voor de Rivier, waarbij door rivierverruiming de MHW-stijging wordt opgevangen, is anticiperen op toekomstige versterkingen van de waterkering van groot belang.

Sinds jaar en dag worden dijken versterkt door ophoging met grond. Daarbij wordt de dijk ook verbreed. Het grote voordeel van deze traditionele dijkversterking is dat het ophogingsmateriaal, grond, duurzaam is en relatief goedkoop. Vanwege het ruimtebeslag is traditioneel versterken in veel gevallen echter niet (meer) mogelijk. Ook bebouwing, natuurgebieden en ruimte voor de rivier claimen in toenemende ruimte op en naast de dijk, voor andere gebruiksfuncties dan de functie waterkeren. Bestaande alternatieven zoals bijvoorbeeld damwanden en kistdammen geven mogelijkheden om het ruimtegebruik te beperken. Maar deze alternatieven kennen weer andere nadelen, waaronder relatief hoge kosten. Er is daarom een behoefte om de 'gereedchapskist' voor dijkversterkingen verder uit te breiden om beter maatwerk te kunnen leveren per situatie.

In 2001 startte het project 'Innovations on Stability Improvements enabling Dike Elevations' (INSIDE) voor dijkversterking. Daarin zijn alternatieve dijkversterkingstechnieken ontwikkeld, waaronder de vernagelingstechniek *Dijkvernageling*. Meer recentelijk is als onderdeel van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabieliteit (POVM) de vernagelingstechniek *JLD-Dijkstabilisator* ontwikkeld.

Tot het uitbrengen van deze POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (PPV) was er nog geen ontwerp-richtlijn beschikbaar waarmee een dijkversterkingsproject op basis van vernagelingstechniek kan worden ontworpen en beoordeeld. Daardoor kan de techniek nog niet eenvoudig (lees: vergelijkbaar met andere, traditionelere technieken) worden toegepast. Dit belemmert de ontwikkeling en acceptatie van de techniek, waardoor deze slechts beperkt wordt toegepast. Deze PPV voorziet in de behoefte aan een ontwerp-richtlijn.

Deze POV-publicatie Vernagelingstechnieken is vervaardigd op initiatief van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabieliteit (POVM). De POVM is onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) dat onderzoek stimuleert naar de toepassing van vernagelingstechnieken om het falen van waterkeringen door stabiliteitsverlies te voorkomen.

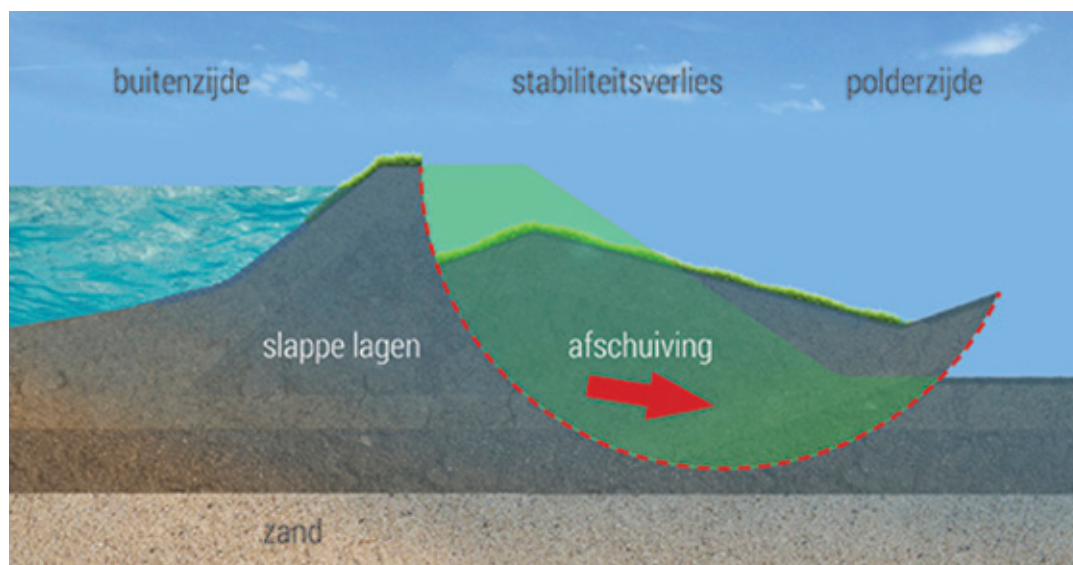
1.2 Doel, kader en toepassingsgebied

Het doel van de voorliggende POVM-publicatie Vernagelingstechnieken (PPV) is om een richtlijn te bieden voor het ontwerpen, uitvoeren, beoordelen en beheren van stabiliteitverhogende vernagelingstechnieken in dijken, in overeenstemming met de al bestaande richtlijnen voor een traditionele dijkversterking in grond. Aanvullende informatie met betrekking tot het modelleren van een dijkversterking is opgenomen in de POVM-publicatie Eindige Elementen Methode (PPE). De PPV en de PPE bieden samen een complete richtlijn om een dijkversterking met een vernagelingstechniek te ontwerpen en beoordelen.

De voorliggende PPV bespreekt expliciet de, op moment van schrijven (2018), bestaande dijkvernagelingstechnieken in Nederland. Naast de bestaande vernagelingstechnieken beoogt deze PPV echter ook direct een kader te geven voor mogelijk toekomstige, nieuw te ontwikkelen, vernagelingstechnieken. Op het moment van schrijven van deze publicatie bestaan er twee dijkvernagelingstechnieken in Nederland, te weten:

- *Dijkvernageling*
- *JLD-Dijkstabilisator*

Om expliciet duidelijk te maken dat beide technieken feitelijk merknamen zijn, zijn deze *cursief* gedrukt bij vermelding van de techniek. Beide vernagelingstechnieken zijn geënt op het verbeteren van de binnenwaartse macrostabieleit. Bij binnenwaartse instabiliteit wil het binnenwaartse talud van de dijk bezwijken. Een typisch Nederlandse situatie is weergegeven in Figuur 1.1. Daar is te zien dat de dijk bestaat uit slappe lagen op een zandige ondergrond. Wanneer belastingen, zoals hoge waterstanden en verkeer, groter zijn dan de sterkte, zal er een bezwijkvlak ontstaan.



Figuur 1.1 Werking bezwijkmechanisme binnenwaartse (in)stabiliteit

Naast het verbeteren van binnenwaartse stabiliteit bieden de bestaande technieken mogelijk ook potentie om andere faalmechanismen te verbeteren, zoals bijvoorbeeld buitenwaartse stabiliteit. Op dit moment zijn daar echter nog geen ervaringen mee opgedaan. Om deze reden beperkt deze PPV zich nu tot het faalmechanisme binnenwaartse stabiliteit zonder opdrijven.

1.3 Recent onderzoek vernagelingstechnieken

In het verleden zijn meerdere onderzoeken uitgevoerd gericht op het toepassen van vernagelingstechnieken in dijken. Deze onderzoeken hebben alle tot doel gehad om van de algemene vernagelingstechniek te komen tot een geaccepteerde techniek voor dijkversterkingen op slappe ondergrond.

Voordat in Nederland een nieuwe techniek toegepast mag worden als versterking van een dijk, is het gebruikelijk advies te vragen bij het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW). Het ENW zal in de advisering onder andere aangeven welke zaken nader onderzoek vragen en of toepassing in een (pilot) project verantwoord is. Uiteindelijk is het echter de beheerder van de waterkering die besluit de nieuwe techniek al dan niet toe te passen.

In de volgende subparagrafen staat per bestaande vernagelingsmethode een overzicht van het ontwikkelingstraject en van de stand van zaken van de techniek.

1.3.1 Onderzoek *Dijkvernageling*

Project INSIDE

Vernagelingstechnieken voor dijkversterkingen zijn voor het eerst onderzocht en uitgewerkt binnen het project INSIDE. Dit project heeft drie nieuwe technieken opgeleverd, die de stabiliteit van de versterkte dijk verhogen zonder extra ruimtebeslag met zich mee te brengen. Daarmee heeft het project INSIDE beantwoord aan de maatschappelijke behoefte aan sterkere dijken die geen inbreuk vormen in het landschap en die bestaande bebouwing langs de dijk ongemoeid laten. Een van de drie nieuwe technieken is *Dijkvernageling*.

Onderzoek *Dijkvernageling*

Tijdens het ontwikkelingsproces van de *Dijkvernageling* zijn door het Consortium *Dijkvernageling* (een samenwerkingsverband tussen Boskalis, Volker Staal en Funderingen, Witteveen+Bos en Sweco, voorheen Grontmij) rekenmodellen voor deze techniek opgesteld en gevalideerd door middel van laboratoriumproeven. Het gedrag van de nagels in combinatie met de omringende (slappe)grond in het potentiële glijvlak is bepaald in elementenproeven in het laboratorium van Deltares. De uitvoering van de techniek is gedemonstreerd bij de Nieuwe Zuiderlingedijk bij Leerdam. Op de in het talud geïnstalleerde nagels zijn trekproeven uitgevoerd om de wrijving tussen nagels en grond te bepalen. Het onderzoek heeft geresulteerd in een ontwerpmethode en richtlijnen voor de kwaliteitscontrole tijdens de uitvoerings- en gebruiksfase. De techniek en de onderzoeksresultaten zijn opgenomen in CUR-publicatie 219 INSIDE Innovatieve technieken [9].

De techniek en onderzoeksresultaten zijn in 2008 voorgelegd aan het ENW. ENW is van mening dat het onderzoek heeft aangetoond dat toepassing van *Dijkvernageling* in een (pilot) dijkversterkingsproject verantwoord is [10].

Pilot *Dijkvernageling*

In 2011 startte de pilot voor *Dijkvernageling*. Daarbij is deze techniek toegepast in het dijkversterkingsproject Lekdijk Vianen. Hiervoor heeft het Consortium *Dijkvernageling* een voorontwerp (VO) uitgewerkt ten behoeve van een *Dijkvernageling* voor dijkvak VY55+50 – VY 56+00. Opdrachtgever Waterschap Rivierenland heeft mede op basis hiervan een afweging gemaakt en heeft gekozen voor een versterking met behulp van *Dijkvernageling* als alternatief voor de traditionele methode met damwanden. In 2014 is vervolgens voor de Lekdijk Vianen het voorontwerp verder uitgewerkt tot een definitief ontwerp (DO). De uitgangspunten voor het DO zijn daarbij vastgesteld in de lijn van de veiligheidsfilosofie volgens KIS ('ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken'). In 2015 en 2016 is het project ten uitvoer gebracht. Daarnaast is de rapportage 'Invulling witte vlekken acceptatie *Dijkvernageling*' [11] opgesteld. Tot slot loopt er anno 2018 een ontwerptraject voor de Markermeerdijken, waarin een ontwerp met *Dijkvernageling* wordt opgesteld.

1.3.2 Onderzoek *JLD-Dijkstabilisator*

De *JLD-Dijkstabilisator* is een dijkversterkingsmethode die is ontwikkeld door JLD Contracting B.V. De *JLD-Dijkstabilisator* wordt binnen het kader van de POVM doorontwikkeld in een samenwerkingsverband bestaande uit: JLD Contracting B.V., Antea Group, Wiertsema & Partners en Deltares.

In 2015 en 2016 zijn op een testlocatie in Purmerend full scale proeven uitgevoerd met de *JLD-Dijkstabilisator*. Bij deze full scale proeven is zowel een onversterkte dijk als een dijk versterkt met de *JLD-Dijkstabilisator* tot bezwijken gebracht. Op basis van de proefresultaten is een postdictie (analyse van de proefresultaten op basis van metingen die zijn uitgevoerd tijdens de proeven) uitgevoerd. De postdictie is vervolgens als basis gebruikt voor de verdere ontwikkeling van de ontwerpmethode van de *JLD-Dijkstabilisator*. De ontwerpmethode is in de zomer van 2016 behandeld door het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW). In oktober van 2016 heeft de ENW geconcludeerd dat de ontwerpmethode en de bijbehorende veiligheidsfilosofie van de *JLD-Dijkstabilisator* voldoende basis bieden voor verdere doorontwikkeling [12]. De techniek is zodanig uitgewerkt dat zij toegepast kan worden in een pilotproject, waarbij aandacht kan worden besteed aan de nog bestaande onderzoeksvragen (zie Bijlage B).

Voor de *JLD-Dijkstabilisator* is in 2017 een geschikte pilotlocatie gevonden. Deze pilotlocatie beslaat een gedeelte van de ringdijk langs de Watergraafsmeer in Amsterdam, gelegen binnen het beheersgebied van het Waterschap Amstel, Gooi en Vecht (AGV). Deze dijk voldoet niet aan de veiligheidsnorm. De dijk is in de toetsing afgekeurd op het faalmechanisme macrostabieliteit binnenwaarts. Op het moment van schrijven (2018) is het ontwerp van de dijkversterking gereed en is gestart met de uitvoering.

Binnen het pilot project met de *JLD-Dijkstabilisator* wordt de dijk verbeterd op het faalmechanisme macrostabieliteit binnenwaarts. De onderzoeksvragen (zie Bijlage B) voor de verdere ontwikkeling van de *JLD-Dijkstabilisator* sluiten goed aan bij de locatiespecifieke eigenschappen zoals de slappe ondergrond (veen), de stedelijke omgeving en de wateroverdruk vanuit de diepere ondergrond. De volledige beantwoording van de onderzoeksvragen wordt begin 2019 voorgelegd aan het ENW.

1.4 Positie POVM-publicatie ten opzichte van WBI2017

Binnen de POV Macrostabieliteit zijn vier POV-publicaties geschreven. Deze sluiten 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 de dijken relevante onderwerpen. De rapporten en de status ervan – zijn ze vigerend? – zijn terug te vinden op de ENW-website www.enwinfo.nl. Deze site verwijst door naar de Kennisbank waterbouw van de TU Delft.

De hoofdlijnen en definities voor waterveiligheid staan beschreven in 'Grondslagen voor hoogwaterbescherming' (ENW, 2016). Voor het beoordelen (voorheen toetsen genoemd) is een wettelijk beoordelingsinstrumentarium (WBI2017) beschikbaar. Voor het ontwerpen van een versterkingsmaatregel geldt dat het waterschap de randvoorwaarden vaststelt.

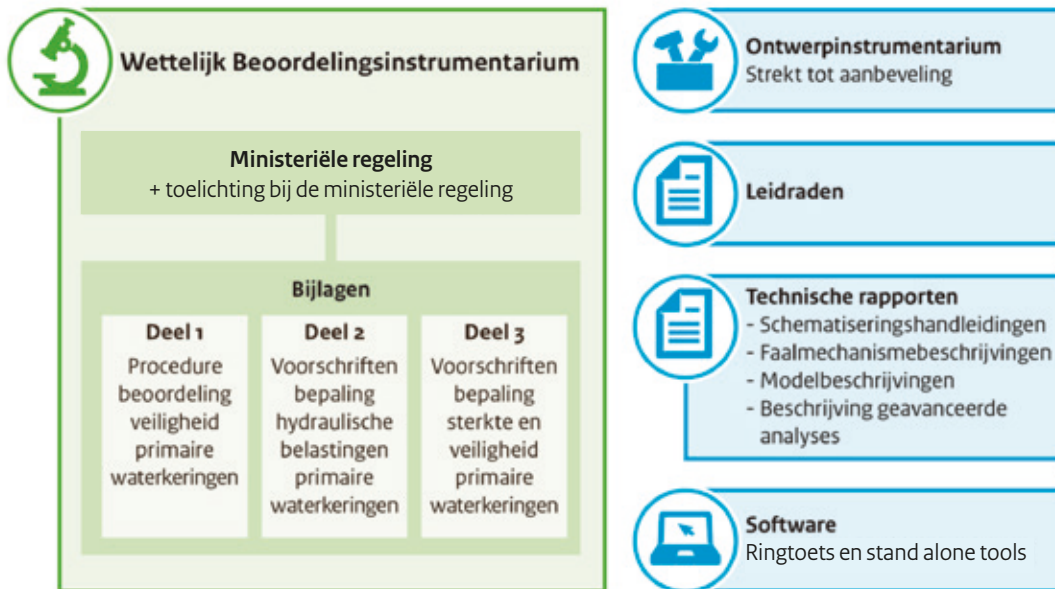
Op de beschikbare informatie voor beoordelen en voor ontwerpen van een dijk met een constructie volgens de Waterwet is hierna verder ingegaan. In § 3.1 is nader ingegaan op de wettelijke kaders.

1.4.1 Beoordelen

Het WBI 2017 voor de beoordelingsronde 2017-2023 bestaat uit de ministeriële regeling en drie bijlagen. De drie bijlagen worden verder aangeduid als:

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

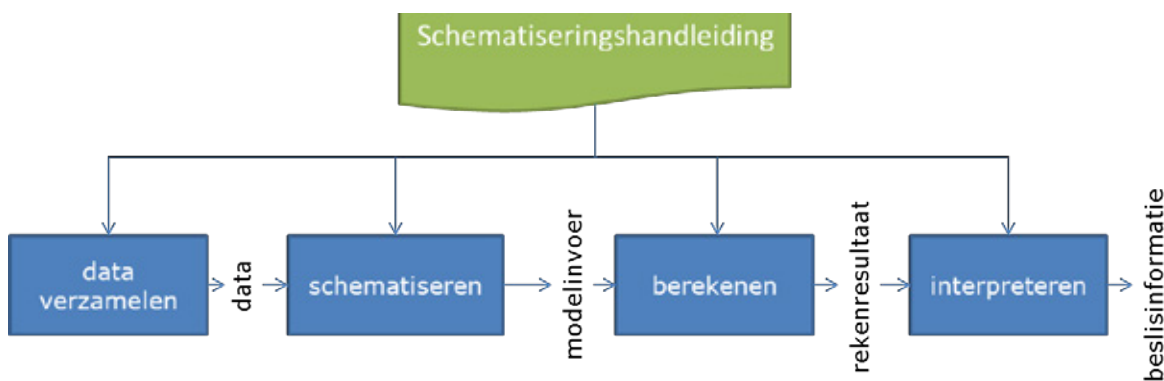
Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. Een overzicht van de structuur van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten staat in Figuur 1.2. Het basisrapport bij het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium voor de beoordelingsperiode 2017-2023 (basisrapport WBI 2017 versie 1.1) beschrijft de inhoudelijke uitgangspunten bij het beoordelingsinstrumentarium.



Figuur 1.2 Het WBI2017 en daaraan gerelateerde documenten

Voor de faalmechanismen en faalkansen staan onder andere definities en eenvoudige toetsregels in 'Bijlage III bij de ministeriële regeling'.

Voor elk faalmechanisme is via de Helpdesk Water (www.helpdeskwater.nl) een schematiseringshandleiding uit het WBI beschikbaar. De schematiseringshandleiding voor Macro stabiliteit [6] geeft aanwijzingen voor het beoordelen van een dijk zonder stabiliteitverhogende constructieve elementen (een 'groene dijk'). Deze handleiding, hierna afgekort tot SHM, beschrijft hoe vanuit data een schematisering wordt gemaakt en hoe vervolgens met een veiligheidsbenadering een stabiliteitscontrole wordt uitgevoerd, zie Figuur 1.3.

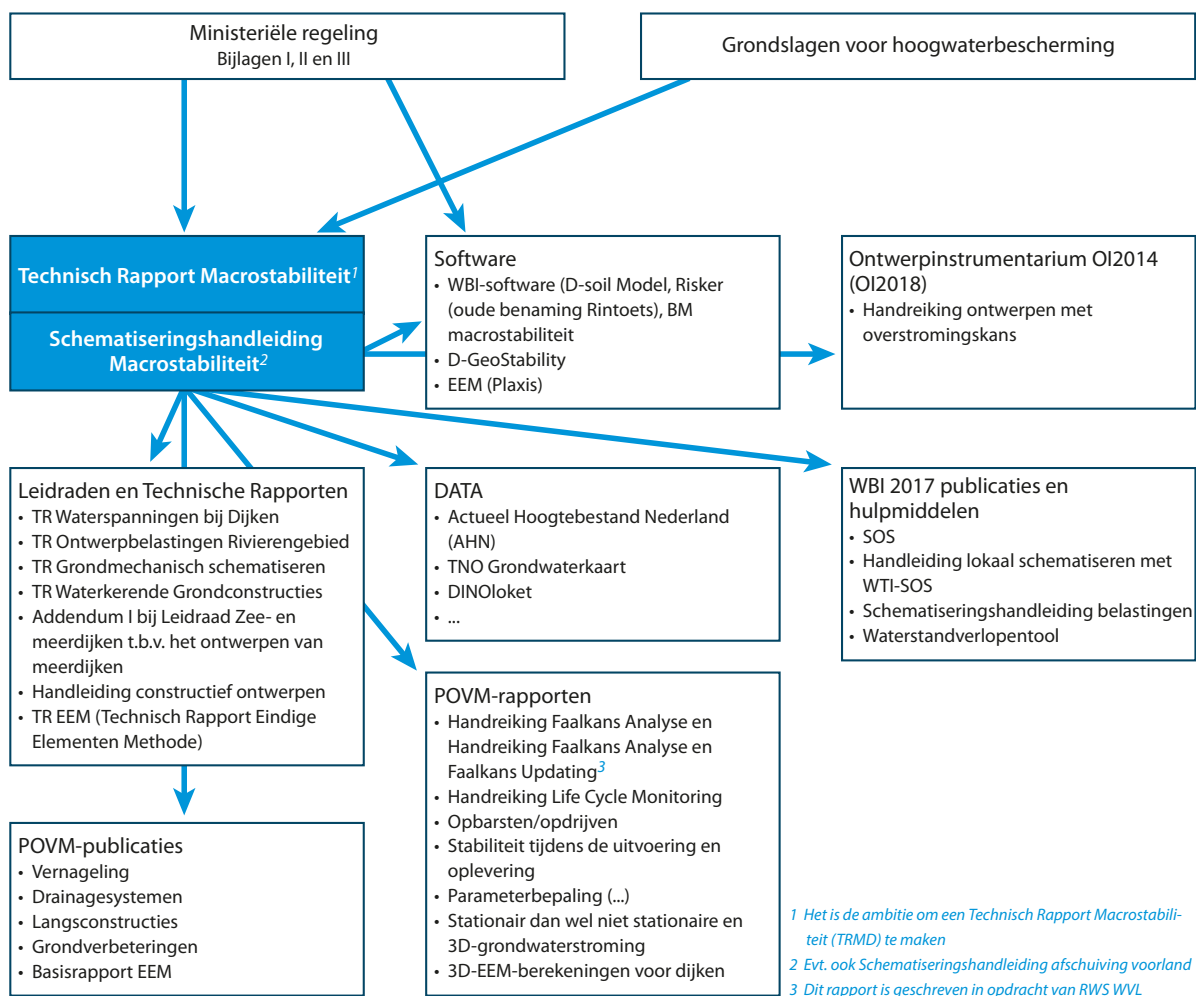


Figuur 1.3 Activiteiten zoals beschreven in de schematiseringshandleiding

De SHM geeft aanwijzingen voor welk type en welke hoeveelheid onderzoek nodig zijn om tot een goede schematisering te komen. Verder ondersteunt de SHM 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 verwijst de SHM naar aparte protocollen. 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.

Figuur 1.4 laat zien hoe de SHM samen met ondersteunende software onderdeel vormt van het WBI en dat de SHM doorverwijst naar verdere leidraden en technische rapporten.



Figuur 1.4 De verwijzingen naar en vanuit de Schematiseringshandleiding Macrostabieleit

De vigerende leidraden en technische rapporten, waaronder die in Figuur 1.3, komen vanaf 2018 gedigitaliseerd beschikbaar, zie:

www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/technische-leidraden.

1.4.2 Ontwerpen

De leidraden van het WBI2017 bevatten de benodigde informatie om een dijk te beoordelen. Maar voor ontwerpen voor constructies in dijken zijn ook nog andere leidraden nodig.

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 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 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.

Het ontwerpinstrumentarium (OI2014v4) geeft de kaders voor ontwerpen van een groene dijk op basis van de vigerende overstromingskans uit de Waterwet. Het OI is nog in ontwikkeling en dus nog niet volledig. In het project OI2018 wordt dit ontwerpinstrumentarium 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 overstromingskansbenadering.

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, waaronder deze, komen beschikbaar via de website van de POVM (www.POVM.nl).

Naast de vier publicaties worden binnen de POVM over deelaspecten rapporten opgesteld: 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).

De kennisportefeuille Grond Weg en Waterbouw (GWW) is begin 2018 overgegaan van SBR-Curnet naar CROW. Hiermee is CROW de nieuwe beheerder en uitgever van de producten voor de GWW-sector. Voor het opvragen van bestaande CUR-publicaties kan voorlopig nog volgens de huidige handelswijze gebruik worden gemaakt van www.sbrcurnet.nl. CUR heeft ook andere publicaties die de ontwerper ondersteunen in het beantwoorden van specifieke ontwerp- en uitvoeringsvraagstukken.

1.5 Doelgroep

Deze publicatie is geschreven voor de, niet noodzakelijkerwijs technisch-inhoudelijke, beheerder van een waterkering die wil afwegen of vernagelingstechnieken een mogelijk alternatief vormen voor de dijkversterking. Deze PVV beschrijft de stand van de (vernagelings)techniek, en benoemt voor- en nadelen en aandachtspunten, zodat de beheerders de alternatieven goed kunnen afwegen.

Daarnaast beoogt deze technische richtlijn handvatten te geven aan de technisch-inhoudelijke ontwerper en/of beoordelaar van vernagelingstechnieken. De publicatie beschrijft dan ook welke berekeningsmethodieken beschikbaar zijn en op welke wijze ze kunnen worden ingezet.

1.6 Totstandkoming van deze rapportage

Deze publicatie is op initiatief van de POV Macrostabiliteit geschreven om de kennis vast te leggen die is opgedaan in het kader van INSIDE en in de onderzoeken voor vernagelingstechnieken die onderdeel zijn

van POVM. Daarbij is in eerste instantie samengewerkt met SBR-CUR. Daarbij zijn een Schrijfteam en een Klankbordgroep geformeerd. Eerst organiseerde SBR-CUR de Klankbordgroep, na opheffing van SBR-CUR is deze taak overgenomen door de POVM. De publicatie had niet tot stand kunnen komen zonder een goede wisselwerking tussen Schrijfteam en Klankbordgroep.

1.7 Leeswijzer

De niet-technisch-inhoudelijke beheerder kan in eerste instantie zijn aandacht richten op de hoofdstukken 1, 2, 7, 8, 9 en 10. Die geven een beeld van (de stand van zaken van) de beschikbare vernagelingstechnieken voor dijken. Daarmee kan de beheerder afwegen of deze techniek een mogelijk alternatief is voor een komende dijkversterking.

De hoofdstukken 3 t/m 6 en hoofdstuk 8 zijn in eerste instantie bedoeld voor de technisch-inhoudelijk ontwerper en/of beoordelaar. Er staat in welke berekenings- en beoordelingsmethodieken beschikbaar zijn en op welke wijze deze kunnen worden ingezet.

2 Vernagelingstechnieken

2.1 Wat is een vernagelingstechniek?

Een vernagelingstechniek is een methode om met behulp van nagels grond, en meer in het bijzonder grondconstructies, te verstevigen. Bij grondvernageling (Engels: *soil nailing*) in generieke zin worden in de grond wapeningselementen aangebracht die trek en schuifspanningen kunnen opnemen. Grondvernageling is een bestaande en bewezen techniek die in het buitenland veelvuldig wordt toegepast voor het versterken van grondophogingen en het verankeren van steile taluds. Toepassingen zijn te vinden in de wegenbouw en spoorbouw.

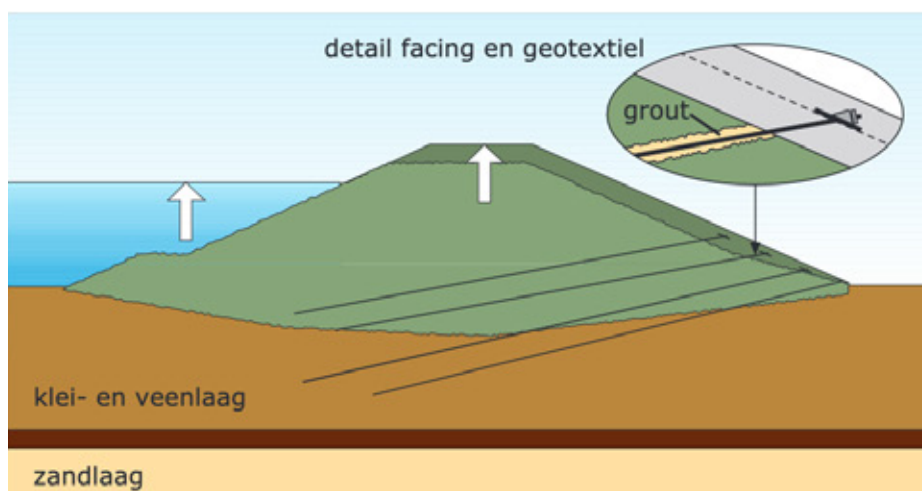
Met toepassing in dijken, op slappe ondergrond, is voor zover bekend in het buitenland geen ervaring. In Nederland is de afgelopen jaren wel ervaring opgedaan met toepassing van de technieken *Dijkvernageling* en *JLD-Dijkstabilisator*. Door middel van de uitgevoerde proeven en pilotstudies (zie § 1.3) is de potentie aangetoond van vernageling in een dijklichaam op slappe ondergrond.

2.2 Toepassingen in dijken

2.2.1 Beschrijving van *Dijkvernageling*

Het principe van de techniek *Dijkvernageling* is in Figuur 2.1 weergegeven.

Dijkvernageling heeft tot doel de macrostabiliteit van het binnentalud van de dijk te verbeteren binnen het bestaande dijkprofiel. De nagels worden volgens een bepaald stramien en onder een geschikte hoek op het binnendijkse talud ingebracht, en hebben een lengte tussen 10 en 30 m, en een diameter van circa 15 tot 20 cm.



Figuur 2.1 Principeschets *Dijkvernageling*

De techniek draagt op verschillende manieren bij aan het verhogen van de weerstand tegen afschuiven:

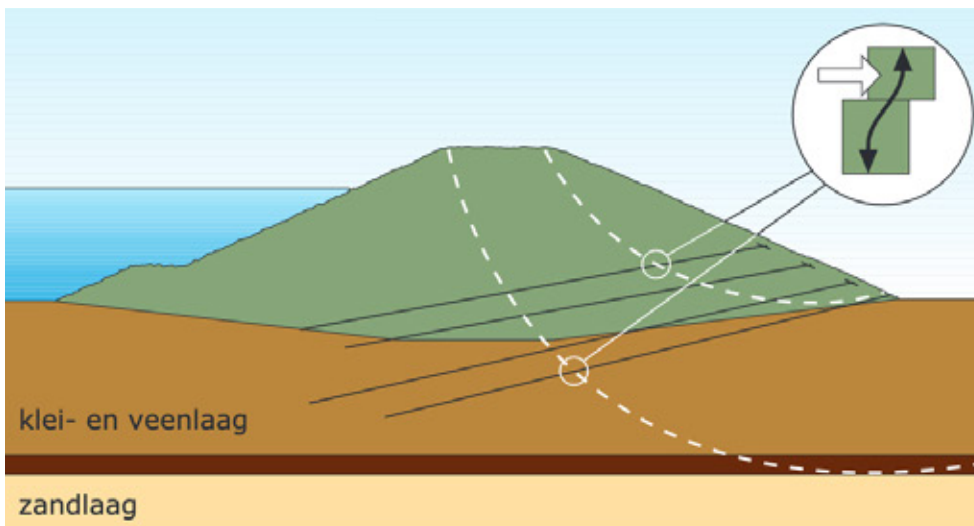
1. De voornaamste bijdrage wordt geleverd door het verankeren van het afschuivende deel van de dijk.
2. De nagels werken als deuvels in het afschuifvlak.

Bij toename van de belasting, door bijvoorbeeld hoogwater, zal de dijk willen vervormen. De *Dijkvernageling* zal deze vervorming willen verhinderen door het ontwikkelen van wrijving langs de nagel, van weerstand door de facing en van weerstand in het afschuifvlak door de deuwelwerking van de nagels. Hiermee neem de weerstand tegen binnendijks afschuiven toe. In het ontwerp van de versterking met

nagels kan ook een eventuele latere verhoging van de dijk worden meegenomen, zodat bij het ophogen geen dijkverbreding nodig is.

Nagels, groutlichaam met trekstaven

Grondvernageling is het inbrengen van staafvormige elementen in de grondconstructie. De kern van deze elementen bestaat in de basis uit stalen staven. Het is mogelijk om een ander materiaal toe te passen als kernmateriaal. De kern wordt omgeven door een omhulling van grout, die in de grond wordt gevormd. De krachtwerking is vooral gebaseerd op het 'vastnagelen' van het niet-stabiele deel van de dijk. Op de plaats waar de nagel een potentieel afschuifvlak in de dijk doorsnijdt, ontstaat een vervorming in de nagel in de vorm van een 'S' (zie Figuur 2.2). Deze vervorming zorgt ervoor dat in de nagel trekkrachten ontstaan, die via de omhulling van de nagel op de omringende grond worden overgedragen. Door middel van laboratoriumproeven en een in-situ proef is het nodige inzicht verkregen in deze interactie tussen nagels en grond.



Figuur 2.2 Vervorming nagel in de afschuifzone

Facing (kopplaat)

Dijkvernageling kan worden uitgevoerd met toepassing van een facing of kopplaat net onder het maaiveld, waardoor de vernagelingscapaciteit kan worden vergroot. Zie ook Figuur 2.3. Door de plaat wordt de trekcapaciteit vergroot van het nageldeel dat zich bevindt in de afschuivende grondmoot. De plaat levert passieve grondweerstand. Daardoor wordt de grondkolom achter de plaat als het ware tegengehouden. De facing bestaat uit een kopplaat waarin de nagel centrisch en haaks aangrijpt en kan tot onder de deklaag worden afgewerkt, buiten het aanzicht van de dijk.



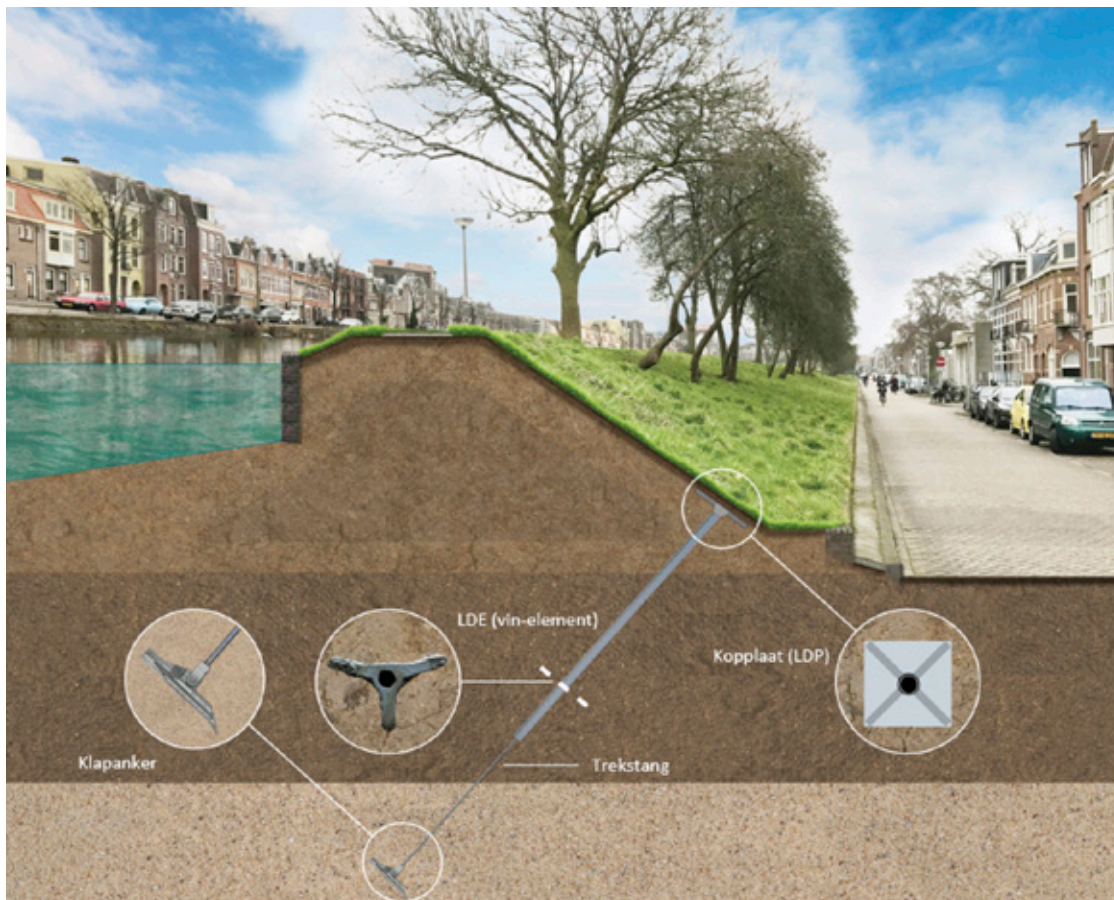
Figuur 2.3 Verankering van de nagels met facing. Toepassing bij spoorbaan Sunderland (UK)

2.2.2 Beschrijving van JLD-Dijkstabilisator

JLD-Dijkstabilisator is een verankerings- en vernagelingssysteem dat de sterkte van de ondergrond kan vergroten en weerstand biedt tegen afschuiven, waardoor de dijk een grotere stabiliteit krijgt.

JLD-Dijkstabilisator is opgebouwd uit vijf onderdelen (zie Figuur 2.4):

1. klapanker;
2. trekstang (verbindt klapanker met kopplaat);
3. LDE (vin-element dat over de trekstang wordt geschoven);
4. LDP (kopplaat waaraan de trekstang nabij maaiveld wordt bevestigd);
5. spanbout (verbindt de trekstang met de kopplaat).



Figuur 2.4 Elementen JLD-Dijkstabilisator

Een klapanker wordt in het binnentalud onder een hoek in de bodem gebracht, en met een drijfslag op diepte. Het anker wordt uitgeklappt en zo verankerd in een diepere (zand)laag. Op deze wijze kan een trekkracht naar de ondergrond worden overgebracht.

Een schroefverbinding verbindt het klapanker aan de trekstang. De drijfslag trekt de trekstang tijdens het aanbrengen van het klapanker mee op diepte. Over de trekstang heen wordt vervolgens het LDE de grond in gedrukt. De uitvoeringswijze is dus grondverdringend. Het LDE-element zal onder laterale belasting gaan aanliggen op de ankerstang.

Aan het maaiveld is de trekstang bevestigd aan de kopplaat door middel van een spanbout en een moer. De stalen spanbout wordt over de trekstang geschroefd en steekt door de kopplaat. De kopplaat sluit

aan op het LDE maar wordt verder niet constructief verbonden. Door met een moer over de spanbout spanning op de kopplaat te zetten, wordt de trekstang aangespannen en kan voorspanning worden aangebracht. Het LDE zal hierbij iets verder de grond in worden gedrukt. Aangezien het LDE vrij over de trekstang kan schuiven zal het niet significant onder voorspanning worden gezet.

Gekozen kan worden voor een continue lifecyclemonitoring op de voorspanning.

Hierna volgt een korte beschrijving van de werking van de verschillende onderdelen van de *JLD-Dijkstabilisator*.

Trekstang en klapanker

De trekstang en het klapanker zorgen voor de verankering van het systeem in een vaste (zand)laag. Samen met de kopplaat kan hiermee ook voorspanning op het systeem worden gezet.

LDE (vin-element)

Het LDE steekt door het verwachte bezwijkvlak. Dit zorgt ervoor dat een deel van de kracht van het afschuifvlak wordt overgebracht naar de trekstang en daarmee naar het klapanker en de kopplaat (LDP). Tevens zorgt het LDE voor een oppervlaktevergroting ten opzichte van de ankerstang. Daardoor kan de grond minder makkelijk langs het element vloeien/snijden en kan het LDE krachten vanuit het afschuivende deel van het bezwijkvlak opnemen. Dit betreft dwarskrachten (deuvelwerking) en trekkrachten (nagelwerking).

LDP (kopplaat)

Nabij het maaiveld wordt de LDP (kopplaat) geplaatst. Deze verhindert dat het afschuivende deel van het bezwijkvlak langs de ankerstang (en/of LDE) kan afschuiven. De kopplaat zet de krachten vanuit de grond om in een normaalkracht op de trekstang en het klapanker. Daarnaast zorgt de kopplaat er samen met de trekstang en het klapanker voor dat er voorspanning op het systeem gezet kan worden. Hierdoor kan de *JLD-Dijkstabilisator* directer reageren op kleine vervormingen in de grond zonder dat de trekstang eerst veel moet rekken voordat deze weerstand gaat bieden. De kopplaat is voorzien van voldoende gaten om uitwisseling van water tussen de toplaag en de onderliggende lagen mogelijk te maken.

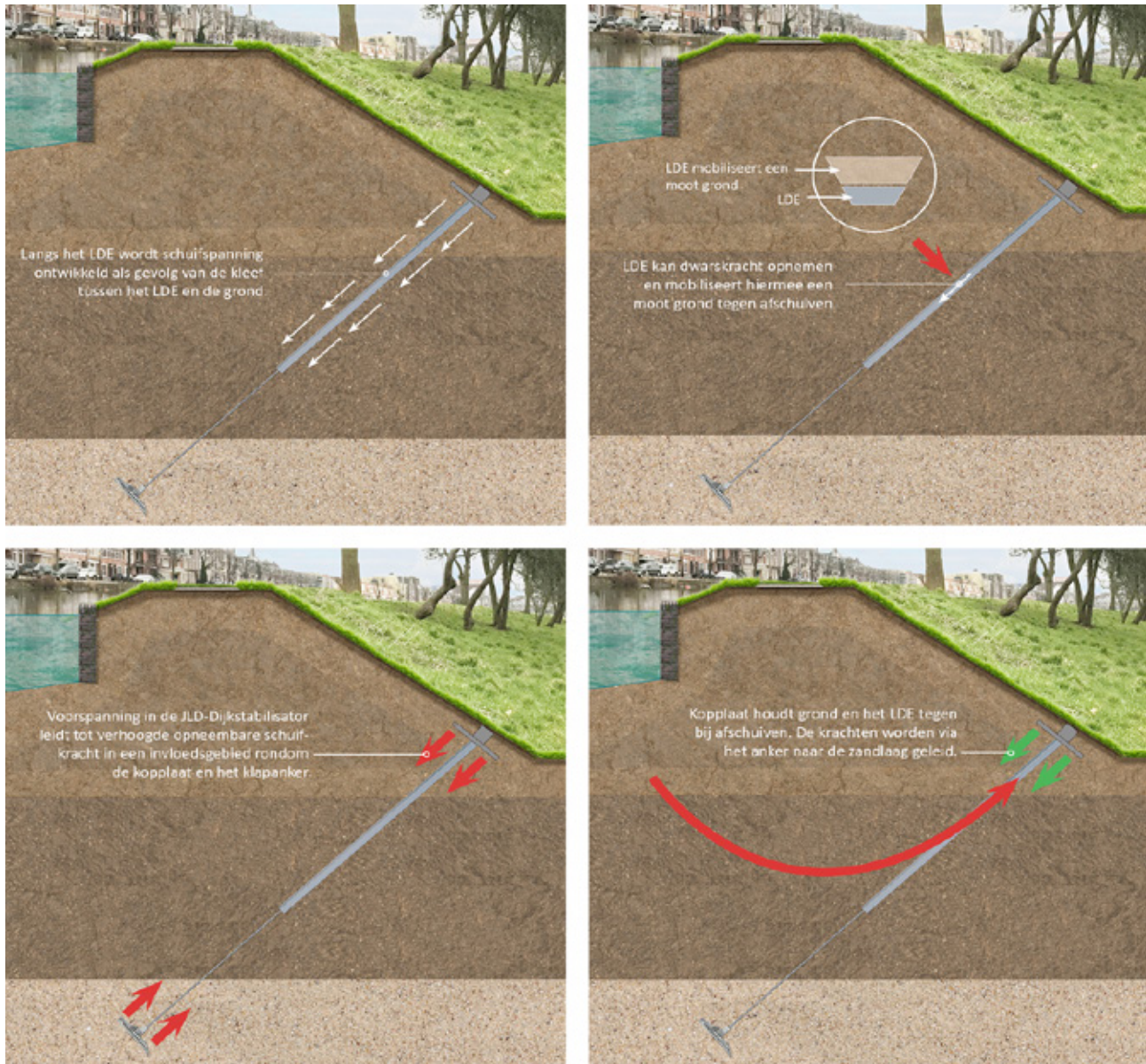
Werking van de *JLD-Dijkstabilisator*

De *JLD-Dijkstabilisator* bestaat uit een lang, smal element dat in de dijk wordt geplaatst. Door de *JLD-Dijkstabilisator* dwars op het potentiële glijvlak te plaatsen wordt een constructief element toegevoegd aan de dijk. Dit element levert krachten die het bezwijken van de dijk tegengaan. Dit is weergegeven in de onderstaande opsomming en in Figuur 2.5.

De *JLD-Dijkstabilisator* verhoogt de weerstand tegen afschuiven op een aantal manieren:

- Bij verplaatsing van de afschuivende grondmoot moet de grond ofwel langs de kopplaat vloeien, of een grotere trekkracht uitoefenen dan (onderdelen van) de *JLD-Dijkstabilisator* kan opnemen. Bij verplaatsing van de afschuivende grondmoot ontwikkelen zich ook schuifspanningen langs het LDE. Deze worden als een trekkracht 'afgevoerd' naar de ondergrond. Beide bijdragen berusten op 'nagelwerking'.
- Het LDE fungeert in de grond als een element dat dwarskrachten kan opnemen. Het LDE zal vervorming van het afschuivende deel van het bezwijkvlak tegen willen gaan. Hierdoor ontwikkelt zich dwarskracht in het LDE. Deze bijdrage berust op 'deuvelwerking'.
- De voorspanning zorgt ervoor dat het systeem directer reageert en er beperktere vervormingen van de ondergrond nodig zijn om de krachtwerking te mobiliseren. Voorspannen van de grond tussen

het klapanker en de kopplaat vergroot de effectieve korrelspanning (na consolidatie). Door dit effect neemt de opneembare schuifkracht in de grond toe.



Figuur 2.5 De werking van de JLD-Dijkstabilisator

2.3 Toepassingscriteria voor beide technieken

2.3.1 Toepasbaarheid en inpasbaarheid *Dijkvernageling*

Op basis van de pilot bij Vianen en diverse haalbaarheidsstudies (zie § 1.3) wordt *Dijkvernageling* toepasbaar geacht op elke dijkvorm en bij dijken bestaande uit zand, stijve en slappe klei. De toepassing bij veenkaden is niet uitgesloten als aan het binnentalud een grotere facing kan worden toegepast en de *Dijkvernageling* kan worden doorgezet in een dieper gelegen meer draagkrachtige laag. Het is op dit moment onvoldoende duidelijk of toepassing van *Dijkvernageling* in alleen organische lagen haalbaar is, voor nadere toelichting zie Bijlage A.

Dijkvernageling is ontwikkeld om dijken te versterken zonder ruimtebeslag op de omgeving van de dijk. In situaties waar aan de binnenzijde van de dijk bebouwing is, kan de dijk worden opgehoogd met een steiler talud dan met een traditionele grondverbetering. Het steilere binnentalud wordt dan stabiel gehouden door de nagels in de dijk. Omdat de nagels trillingsarm kunnen worden ingebracht, is de methode toepasbaar voor locaties met eisen aan trillingen.

Ook voor locaties met beperkte ruimte is de methode toepasbaar, aangezien zoveel mogelijk vanaf de kruin van de waterkering kan worden gewerkt. De nagels kunnen met standaard verankeringsmaterieel over de kop worden geplaatst (overeenkomstig de uitvoering van groutverankering bij damwandconstructies). De vereiste ruimte is dan ten minste gelijk aan de makelaar of de arm van de kraan, in de orde van enkele meters (tot circa 5 m). Uiteraard is dit afhankelijk van de posities van de ankers in het talud en de hoek met de horizontaal.

Wat de inpasbaarheid betreft: het aanzicht van de dijk na de toepassing van *Dijkvernageling* als stabilisatiemethodiek zal niet wijzigen ten opzichte van de situatie ervoor, omdat de *Dijkvernageling* inclusief eventuele facing volledig onder de deklaag van de dijk kan worden afgewerkt. Daarmee is *Dijkvernageling* een 'onzichtbare' wijze van versterken. Vooral voor situaties waarbij het uiterlijk van de dijk in de omgeving bijzondere aandacht verdient en zoveel mogelijk behouden moet blijven, kan dit een belangrijk criterium zijn in de afweging *Dijkvernageling* toe te passen.

De methode is flexibel: afhankelijk van de lokale situatie kunnen de diameter, de lengte, het aantal en het type nagel worden geoptimaliseerd. Verder kunnen bij een latere versterking van de dijk eventueel extra nagels worden aangebracht.

2.3.2 Toepasbaarheid en inpasbaarheid JLD-Dijkstabilisator

De toepasbaarheid en inpasbaarheid van de *JLD-Dijkstabilisator* is grotendeels gelijk aan die van *Dijkvernageling* (zie voor nadere uitwerking § 2.3.1):

- Op basis van de uitgevoerde bezwijkproef te Purmerend en diverse haalbaarheidsstudies wordt de techniek toepasbaar geacht op elke dijkvorm en elke ondergrond. De samendrukbaarheid van de ondergrond en de beschikbaarheid van een draagkrachtige grondlaag voor het klapanker zijn hierbij wel belangrijke aandachtspunten.
- Dijken kunnen worden versterkt zonder extra ruimtebeslag, het steilere talud wordt stabiel gehouden door de *JLD-Dijkstabilisator*.
- De techniek kan trillingsarm worden aangebracht.
- De techniek kan vanaf de kruin worden aangebracht.
- Door het afwerken van de facing onder de deklaag van de dijk is de techniek een 'onzichtbare' wijze van versterken.
- De techniek is flexibel: deze kan op de lokale situatie worden aangepast en geoptimaliseerd, verder kunnen bij een latere dijkversterking eventueel extra stabilisatoren worden aangebracht.

Een belangrijk verschil met de methode *Dijkvernageling*, is dat de *JLD-Dijkstabilisator* de kering actief, dat wil zeggen onder voorspanning, versterkt. Om de benodigde sterkte te halen zijn dan alleen nog kleine additionele vervormingen van de waterkering nodig.

Een aandachtspunt bij toepassing van de *JLD-Dijkstabilisator* is de samendrukbaarheid van de ondergrond. De *JLD-Dijkstabilisator* is door het aanbrengen van voorspanning een actief systeem. De ondergrond gaat onder deze actieve belasting vervormen. Deze vervorming is een tijdsafhankelijk proces.

Daarom is een zekere beheerinspanning nodig om het systeem gedurende de levensduur op spanning te houden. De grootte van deze beheerinspanning is direct afhankelijk van de optredende vervormingen en daarmee dus van de samendrukbaarheid van de ondergrond. De mate van vervorming en de benodigde beheerinspanning is een onderzoeksvraag (zie Bijlage A) die is opgepakt in het pilotproject Watergraafsmeer. Bij dit project bestaat de ondergrond uit samendrukbare klei -en veenlagen. In het pilotproject is een indicatie opgesteld van de benodigde beheerinspanning met betrekking tot de voorspanning, namelijk 2 tot 5 keer naspannen in 100 jaar.

Verder dient rekening te worden gehouden met de maximale lengte van de trekstang van circa 30 m. Deze limiteert momenteel de diepteligging van de zandlaag waarin verankerd wordt. De verankering dient minimaal 2 m in de zandlaag te zijn geplaatst.

De *JLD-Dijkstabilisator* kan worden geplaatst onder verschillende hoeken, van 10° tot 55° met de horizontaal. De plaatsingshoek heeft invloed op de efficiëntie van het systeem. Over het algemeen geldt: hoe flauwer de plaatsingshoek, hoe efficiënter de werking van het systeem. De volgende facetten bepalen de plaatsingshoek:

- aanwezigheid van bestaande constructies in de nabijheid van de dijk (werkruimte);
- aanwezigheid van niet waterkerende objecten in de dijk;
- op te lossen stabiliteitstekort;
- dijkmateriaal en opbouw ondergrond.

2.3.3 Vergelijking vernagelingstechnieken

In Tabel 2.1 staan de belangrijkste eigenschappen van beide beschikbare vernagelingstechnieken. De verschillen en overeenkomsten tussen de beide technieken komen er duidelijk in naar voren. Afhankelijk van de kenmerken van de projectlocatie van een dijkversterking helpt dit overzicht te bepalen welke vernagelingstechniek het meest geschikt is.

Op onderwerpen zoals materieel, geluidsoverlast, etc. zijn de technieken sterk vergelijkbaar.

De voornaamste verschillen:

- *Dijkvernageling* is vooral gericht op een beperkte plaatsingshoek en de toepassing van grout.
- *Dijkvernageling* is een passief systeem, er is vervorming van het dijklichaam nodig om de krachten in de nagels te mobiliseren.
- De *JLD-Dijkstabilisator* richt zich op een groter scala aan plaatsingshoeken en het gebruik van pre-fab-elementen.
- De *JLD-Dijkstabilisator* is een actief systeem, direct na aanbrengen worden de stabilisatoren aangespannen, waardoor minder vervorming nodig is om de benodigde krachten in de stabilisatoren te mobiliseren.

Tabel 2.1 Overzicht bestaande vernagelingstechnieken

Aspect	JLD-Dijkstabilisator	Dijkvernageling
Plaatsingshoek	10° tot 55°	10° tot 30°
Materiaal	Klapanker: staal Overige delen: kunststof Alle onderdelen prefab	Ankerstaaf: staal Omhulling: grout Ankerstaaf prefab, grout in het werk aan te brengen
Maximale lengte	Praktijk ca. 30 m lengte Praktijk ca. 20 m verticaal Het klapanker wordt in de praktijk altijd in de zandlaaggeplaatst. Plaatsing in een kleilaag is in theorie mogelijk maar beperkt sterk de effectiviteit van het systeem.	Praktijk ca. 30 m lengte Praktijk ca. 20 m verticaal
Opneembare krachten	Trekkrachten Dwarskrachten	Trekkrachten Dwarskrachten
Uitvoeringswijze	Licht materieel (30 ton bij uitvoeren vanaf de binnenteen) Grondverdringend Actief systeem: er wordt voorspanning aangebracht.	Licht materieel (30 ton bij uitvoeren vanaf de binnenteen) Grond opspannend (t.g.v. grout- injectie) Passief systeem (geen voorspanning aanbrengen)
Vereiste werkruimte	Afhankelijk van lengte v/h element en de plaatsingshoek Bij werken vanuit de teen van de kering is een minimum werkruimte van circa 8 m benodigd voor de kraan met makelaar. Verder wordt de werkruimte bepaald door de hoogte van bebouwing i.r.t. de afstand uit de teen. Hierbij minimaal 1 m vrijboord houden tot daken of gevels.	Afhankelijk van lengte v/h element en de plaatsingshoek. Bij werken vanuit de teen van de kering is een minimum werkruimte van circa 5 m benodigd voor de kraan met makelaar. Verder wordt de werkruimte bepaald door de hoogte van bebouwing i.r.t. de afstand uit de teen. Hierbij minimaal 1 m vrijboord houden tot daken of gevels.
Omgeving	Trillingsarm Geen verzwakking gedurende realisatie Naar verwachting geen negatieve invloed waterhuishouding (voor verdere toelichting zie Bijlage A)	Trillingsarm Geen verzwakking gedurende realisatie Naar verwachting geen invloed waterhuishouding (voor verdere toelichting zie Bijlage A)

Aspect	JLD-Dijkstabilisator	Dijkvernageling
Beheer en onderhoud	Beheer: monitoring van voorspanning mogelijk door toepassing drukdozen Monitoringsresultaten geven informatie over werking systeem. Onderhoud: op spanning houden van stabilisatoren, inspectie van facings/kopplaten.	Beheer: geen specifieke aandachtspunten Onderhoud: inspectie van de facings/kopplaten
Gebruiks-situatie	Restrictie op grondgebruik rondom nagel Restrictie graafwerkzaamheden rondom de kopplaat.	Restrictie op grondgebruik rondom nagel Restrictie graafwerkzaamheden rondom de kopplaat
Uitbreidbaarheid	Systeem is in principe uitbreidbaar door bijplaatsen stabilisatoren. (voor gedetailleerde beschrijving zie Bijlage A)	Systeem is in principe uitbreidbaar door bijplaatsen nagels. (voor gedetailleerde beschrijving zie Bijlage A)
Modellering	EEM-modellen	TALREN EEM-modellen

2.4 Vergelijking met traditionele grondversterking

Ten opzichte van andere dijkversterkingstechnieken hebben vernagelingstechnieken zowel voor- als nadelen. Om deze beter te kunnen duiden is een vergelijk nuttig. Maar, gezien de sterke afhankelijkheid van de exacte situatie rondom een dijkversterkingsproject is een vergelijking alleen zeer globaal te maken. Om de voor- en nadelen toch beter te kunnen duiden is er in deze publicatie voor gekozen om vernagelingstechnieken te vergelijken met een traditionele versterking in grond.

Toegevoegde sterkte

Beide dijkversterkingstechnieken zijn in staat de sterkte van de dijk te vergroten. In theorie kunnen grondoplossingen oneindig sterk gemaakt worden (de navenante toename in bijvoorbeeld het ruimtebeslag en de kosten daargelaten). De toegevoegde sterkte van vernagelingstechnieken kent daarentegen een bovengrens. Uit de casussen Vianen, Markermeerdijken en Watergraafsmeer blijkt dat vernagelingstechnieken de weerstand tegen afschuiven maximaal met circa 10 tot 30%¹ kunnen verhogen. De toegevoegde sterkte neemt af naarmate de maatgevende bezwijkvlakken dieper zijn, oftewel de toegevoegde sterkte zal bij diepe bezwijkvlakken meer richting de 10% dan richting de 30% gaan.

Kosten

De kosten van vernagelingstechnieken zijn (net als van grondoplossingen) sterk afhankelijk van de lokale situatie. Voor een redelijk toegankelijke dijk met een niet te groot stabiliteitstekort (tot circa 20%) liggen de directe kosten voor een versterking met vernageling in tussen die van een traditionele versterking in grond (directe kosten voor grondaankoop, omgevingsbeïnvloeding etc. niet meegenomen) en de kosten van een damwand.

¹ De sterkte-toename van circa 10 tot 30% dient als volgt te worden geïnterpreteerd: bij een huidige stabiliteitsfactor van bijvoorbeeld 0.9 en een sterkte-toename van 20% wordt een stabiliteitsfactor van $0.9 * 1.2 = 1.08$ na versterking bereikt.

Uitbreidbaarheid

Een traditionele grondversterking kan normaal gesproken eenvoudig worden uitgebreid door het toepassen van meer grond onder bijvoorbeeld een flauwer talud (het grotere ruimtebeslag en de omgevingsbeïnvloeding daargelaten). Op locaties waar vernagelingstechnieken worden toegepast zal echter meestal sprake zijn van bebouwing of objecten die het versterken in grond lastig maken. Bij vernagelingstechnieken is het systeem in principe uitbreidbaar door het bijplaatsen van nagels. In het ontwerp dient hiermee al rekening te worden gehouden. Er is evenwel een grens aan het aantal nagels dat bijgeplaatst kan worden. Als de nagels te dicht opeen komen, dan neemt de toegevoegde stabiliteit per extra nagel sterk af en is verder bijplaatsen op een zeker moment niet zinvol meer.

Toekomstige kruinophogingen moeten in acht genomen worden bij het ontwerp van de vernageling. Aandachtspunt hierbij is de toegankelijkheid van de kopplaat (in verband met inspecties en voor de *JLD-Dijkstabilisator* voor naspannen), die bij aanleg onder het binnentalud wordt afgewerkt.

Ruimtebeslag

Oplossingen in grond vergen een relatief groot ruimtebeslag. Vernagelingstechnieken zijn erop gericht het ruimtebeslag te minimaliseren. Vaak is er in de aanlegfase wel (tijdelijke) werkruimte nodig in de teen van de dijk.

Onderhoud en levensduur

Voordelen van de traditionele versterking in grond zijn de minieme benodigde hoeveelheid onderhoud en de vrijwel oneindige levensduur. In het geval van vernagelingstechnieken dient rekening te worden gehouden met een zekere mate van onderhoud (zie hoofdstuk 8). Ook is de levensduur eindig.

Omgeving

Grondoplossingen kunnen (enigszins afhankelijk van de uitvoeringswijze) trillingsarm aangebracht worden, maar leiden vaak tot zettingen die de omgeving nadelig kunnen beïnvloeden. Vernagelingstechnieken kunnen op het vlak van trillingen en zettingen een beperkte impact op de omgeving hebben.

Het grotere ruimtebeslag van de traditionele grondversterking kan een nadelig effect hebben op de omringende flora en fauna.

Piping

Bij een deugdelijke uitvoering leidt een traditionele grondversterking tot een grotere weerstand tegen piping vergeleken met de situatie van voor de versterking. Bij een deugdelijke uitvoering leidt een vernagelingstechniek naar verwachting niet tot een afname in weerstand tegen piping. De tot heden uitgevoerde proeven en pilotprojecten hebben daarvoor geen aanleiding gegeven. Er zijn nog geen langetermijnervaringen met dit mechanisme bij vernagelingstechnieken (voor nadere toelichting zie Bijlage A, Appendix I: Witte vlekken).

2.5 Toekomstige ontwikkelingen

Innovatieve technieken worden constant doorontwikkeld. Daarnaast zijn er binnen het POVM-cluster Rekentechnieken ook diverse ontwikkelingen aan de orde geweest die raken aan vernagelingstechnieken.

Ontwikkelingen binnen POVM-cluster Rekentechnieken

Vanuit dit cluster werd bezien in welke mate de rekentechnieken beter konden aansluiten bij de praktijk, en of nieuwe invalshoeken gevonden konden worden.

Medio 2019 komt via de POVM een rapportage beschikbaar met daarin de laatste stand van zaken met betrekking tot het gebruik van EEM-technieken: de POVM-publicatie Eindige Elementen Methode (PPE). Hierbij zijn modellen ontwikkeld om in EEM-modellen met CSSM te rekenen (SHANSEP NGI-ADP model). Het PPE bevat ook een rekenvoorbeeld voor zowel *Dijkvernageling* als de *JLD-Dijkstabilisator*.

De tweede ontwikkeling is het toestaan van meer deformatie van constructieve elementen (langsconstructies/vernageling). Een van de voorwaarden hierbij is dat de deformatie geen onacceptabele impact heeft op de hoogte van de kering. Wanneer dit wordt toegestaan, dan leidt dit tot een grotere bijdrage aan de sterkte van een dijk met vernagelingstechnieken. Het precieze ontwerpprotocol op dit vlak is, naar aanleiding van de Eemdijkproef, nog in ontwikkeling.

Ontwikkelingen vanuit *Dijkvernageling*

Binnen *Dijkvernageling* zijn er ontwikkelingen op het gebied van de uitvoering en alternatieve nagelmaterialen. Het gaat bijvoorbeeld om systemen waarbij de benodigde werkruimte nog verder kan worden beperkt door toepassing van koppelstaven of flexibele nagels die vanuit een rol kunnen worden aangeleverd.

Ontwikkelingen vanuit *JLD-Dijkstabilisator*

Binnen *JLD-Dijkstabilisator* zijn er ontwikkelingen op het gebied van de toegepaste materialen en de vorm en afmetingen van de diverse constructieve onderdelen. Daarnaast wordt er op het moment van schrijven een pilotproject uitgevoerd waarin door middel van monitoring veel inzicht ontstaat.



3 Veiligheidsbeschouwing

3.1 Wettelijke kaders

Voor wat betreft het ontwerp en de beoordeling van vernagelingstechnieken geeft de voorliggende publicatie uitsluitend een uitwerking voor de functie 'Waterkeren', met een doelbetrouwbaarheid volgens de Waterwet. Wel wordt voor diverse partiële factoren en constructieve ontwerpaspecten doorverwezen naar de relevante Eurocode-normen.

- In de Waterwet zijn de wettelijk vereiste beschermingsniveaus tegen overstromingen vastgelegd voor de primaire waterkeringen in Nederland. Daaruit komen eisen voort aan de doelbetrouwbaarheid als waterkering. Deze eisen worden uitgewerkt in het WBI [13]. Het WBI verwijst onder andere door naar de SHM [6]. De SHM verwijst door naar handreikingen, technische publicaties en technische richtlijnen, die formeel alleen tot aanbeveling strekken. Ook de toepassing van het 'ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4' [3] strekt formeel alleen tot aanbeveling. Dit ontwerpinstrumentarium is hierna OI genoemd.
- Volgens het Bouwbesluit is ook de Eurocode wettelijk van toepassing voor waterkerende grondconstructies. De voorlopige tekst voor de NEN8707:2018 (voor bestaande geotechnische constructies) verwijst echter weer door naar de Waterwet voor "de (wijze van) betrouwbaarheidsbeoordeling ten aanzien van waterveiligheid van een bouwwerk met (hoofd- of deel)functie 'Waterkeren'".

De Waterwet definieert de doelbetrouwbaarheid van primaire keringen in termen van overstromingskansen. De voorliggende publicatie geeft dus geen uitwerking voor regionale keringen. Daarvoor is de overschrijdingskans-benadering nog vigerend.

3.2 Maximaal toelaatbare faalkans

In de Waterwet en het WBI zijn alleen eisen geformuleerd voor de *Uiterste Grenstoestand* (UGT). Overstroming is daarbij de ongewenste topgebeurtenis. De doelbetrouwbaarheid is per dijktraject geformuleerd als de ondergrenswaarde voor een maximaal toelaatbare overstromingskans per jaar $P_{f,toel;traject}$. Deze eis is vertaald naar een doorsnede-eis $P_{f,toel;dsn}$ voor elk afzonderlijk faalmechanisme dat overstroming inleidt, waaronder binnenwaartse macrostabiliteit.

$$P_{f,toel;dsn} = \frac{P_{f,toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{N} \quad (3.1)$$

De factor ω_{macro} definieert de faalkansruimtefactor voor binnenwaartse macrostabiliteit (de verhouding tussen de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabiliteit en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject). De factor volgt uit een faalkansverdeling. Per traject mag onderbouwd worden afgeweken van de door WBI gegeven basisverdeling. De factor N is de verhouding tussen de faalkans voor een traject en de faalkans in een doorsnede. De factor N is voor macrostabiliteit afhankelijk van de trajectlengte, vanwege het zogenaamde 'lengte-effect'. Beide factoren zijn dimensieloos.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} \quad (3.2)$$

waarin:

a Fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme [-]. Voor macrostabiliteit geldt: $a = 0,033$.

b Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken [m]. Voor macrostabiliteit geldt: $b = 50$ m.

$L_{traject}$ Lengte van het dijktraject waarop de norm van toepassing is [m].

De maximaal toelaatbare faalkans voor buitenwaartse stabiliteit in een doorsnede is in het WBI gelijkgesteld aan 10 keer de toelaatbare faalkans voor binnenwaartse stabiliteit.

In lijn met de PPE [4] en de PPL [5] en in navolging van de CUR 166 [14], is de maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabieliteit binnenwaarts in het geval van een vernageld dijktafsluiting gelijk verdeeld over de volgende drie faaloorzaken, die min of meer onafhankelijk van elkaar zijn:

1. geotechnisch falen (GEO);
2. constructief falen (STR);
3. falen grond-constructie-interactie (SSI).

Dit resulteert in een maximaal toelaatbare faalkans van 33% per deelmechanisme. Zie voor de onderbouwing van deze verdeling het B-EEM [2].

$$P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{geo}} = P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{STR}} = P_{f, \text{toel}; \text{dsn}; \text{ssi}} = \frac{P_{f, \text{toel}; \text{dsn}}}{3} \quad (3.3)$$

Er is geen verdere decompositie over constructiedelen toegepast. Net zoals in de Leidraad Kunstwerken [15] en in de Eurocode gelden daarvoor de volgende twee redenen: (i) de aanzienlijke afhankelijkheid die er bestaat tussen de faalkansen voor deze onderdelen, via de waterstand en de grondsterkte en (ii) de 'redundantie' in de constructie. Met redundantie wordt bedoeld dat de vernageling meervoudig is uitgevoerd, zodat de functie van een of meer falende nagels over de breedte van een heel glijvlak kan worden overgenomen door andere nagels. Eis is daarbij wel dat de nagels voldoende reservecapaciteit hebben en dat deze redundantie in het ontwerp moet worden geborgd. Dat laatste kan door de nagels voldoende dicht bij elkaar te plaatsen en door ze zo te dimensioneren dat ductiel bezwijken van afzonderlijke nagels optreedt (zie het kader hierna). Een ductiel ontwerp wordt afgedwongen door voor de dimensionering van de constructie hogere partiële belastingeffect-factoren toe te passen dan voor het bereiken van de sterkte van de omringende grond.

Bij het bezwijken van een constructie kan onderscheid gemaakt worden tussen ductiel en bros bezwijken. Bij ductiel bezwijken kunnen, in tegenstelling tot bij bros bezwijken, eerst vervormingen optreden waarbij nog herverdeling van krachten en momenten mogelijk is. Om het gewenste ductiele bezwijkgedrag te forceren moeten de constructieve onderdelen die aanleiding tot bros bezwijken kunnen geven, dus worden overgedimensioneerd ten opzichte van de andere onderdelen.

3.3 Faaloorzaken

In § 3.2 is aangegeven dat bij macro-instabiliteit van een vernageld dijktafsluiting drie onafhankelijke faaloorzaken worden onderscheiden:

1. geotechnisch falen (GEO). Dit betreft het optreden van glijvlakken buiten of binnen het vernagelingsgebied;
2. constructief falen (STR);
3. falen grond-constructie-interactie (SSI).

In Tabel 3.1 zijn voor beide vernagelingstechnieken de faalmechanismen onder bovenstaande drie faaloorzaken weergegeven. De techniek-specifieke deelmechanismen zijn met codering weergegeven in Tabel 3.2 voor *Dijkvernageling* en in Tabel 3.3 voor *JLD-Dijkstabilisator* en worden behandeld in respectievelijk § 5.1 (*Dijkvernageling*) en in § 6.1 (*JLD-Dijkstabilisator*).

Tabel 3.1 Faalmechanismen voor beide vernagelingstechnieken

Geotechnisch falen (GEO)	Constructief falen (STR)	Grond-constructie-interactie (SSI)
Geotechnisch bezwijken door de vernagelingstechniek	Constructief bezwijken nagel door dwarskracht, normaalkracht	Bezwijken houdkracht nagels door slip ¹
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek	Constructief bezwijken nagel door buigend moment, normaalkracht	Bezwijken houdkracht klapanker ²
	Constructief bezwijken facing/kopplaat (incl. verbindingen)	Snijden van de grond tussen nagels
	Constructief bezwijken klapanker (incl. verbindingen) ²	Bezwijken grond onder de facing/kopplaat

1 Alleen bij Dijkvernageling

2 Alleen bij JLD-Dijkstabilisator

Tabel 3.2 Deelfaalmechanismen Dijkvernageling

Geotechnisch falen (GEO)	Codering
Geotechnisch bezwijken door de vernagelingstechniek	GEO1
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek	GEO2
Constructief falen (STR)	Codering
Constructief bezwijken nagel door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR1
Constructief bezwijken nagel door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR2
Constructief bezwijken facing/kopplaat (incl. verbinding)	STR3
Grond-constructie-interactie (SSI)	Codering
Bezwijken houdkracht nagels door slip	SSI1
Snijden van de grond tussen de nagels/staven	SSI2
Bezwijken grond onder de facing/kopplaat	SSI3

Tabel 3.3 Deelfaalmecanismen JLD-Dijkstabilisator

Geotechnisch falen (GEO)	Codering
Geotechnisch bezwijken door de vernagelingstechniek	GEO1
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek	GEO2
Constructief falen (STR)	Codering
Constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR1
Constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR2
Constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR3
Constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR4
Constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)	STR5
Constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)	STR6
Grond-constructie-interactie (SSI)	Codering
Snijden van de grond tussen de <i>JLD-Dijkstabilisatoren</i>	SSI1
Bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)	SSI2
Bezwijken grond onder de facing/kopplaat	SSI3

Op alle in Tabel 3.2 en Tabel 3.3 weergegeven deelmechanismen moet in het ontwerp worden gecontroleerd. In § 4.3.5 is ingegaan op de daarbij ook in rekening te brengen groepswerking. In § 3.6 is ingegaan op het in rekening brengen van (onopgemerkte) nageluitval tijdens de beheerperiode, door niet-hoogwatergedreven oorzaken. Verder moet in het ontwerp rekening worden gehouden met een verhoging van de faalkans tijdens de levensduur door tijdsafhankelijke degradatie (§ 4.3.2). Naast bovengenoemde ontwerpcontroles moet de werking van de vernageling ten slotte worden gecontroleerd door het uitvoeren van metingen van de na installatie bereikte sterkte (§ 7.4), en in het geval van de *JLD-Dijkstabilisator* de monitoring van het verloop van de voorspanning in de gebruikersfase (§ 8.4.4).

Naast de aan macro-instabiliteit gerelateerde faaloorzaken moet het vernagelingsontwerp ten slotte ook nog worden gecontroleerd op de volgende mogelijke faaloorzaken.

- Ontoelaatbare bekledingsschade en/of kruindaling die ontstaat tijdens hoogwateromstandigheden door de vervorming die nodig is voor het mobiliseren van de krachten in de nagels.
- Effecten van de aanwezigheid van vernageling op het optreden van andere mechanismen, zie § 4.3.14.4. Concreet gaat het daarbij om het mogelijke effect van een tot in het zand doorlopende *JLD-Dijkstabilisator* op piping en heave en om de invloed van de nagels op de erosiebestendigheid van de binnenbekleding.

3.4 Toe te passen ontwerpmodellen

Voor definitieve ontwerpen dienen de in 2D-eindige-elementensoftware berekende vervormingen, spanningen, krachten en momenten geverifieerd te worden met 3D-eindige-elementensoftware, conform de aanwijzingen in hoofdstuk 4, 5 en 6, met doorverwijzingen naar de PPE [4]. De daarmee berekende resultaten maken een complete controle mogelijk op geotechnisch falen, constructief falen en van grond-constructie-interactie. De voorgeschreven rekenprocedure zorgt ervoor dat er per te controleren deelfaalmechanisme voldoende conservatieve keuzes worden gemaakt. Dit heeft betrekking op de in rekening te brengen stijfheden en sterktes van de grond en van de constructie. De in de PPE voorgeschreven constitutieve modellen zorgen ervoor dat er rekening wordt gehouden met de schuifrekafhankelijke ongedraineerde sterkteopbouw van de grond, waarmee 'strain compatibility' automatisch gewaarborgd is.

Het aanvullend controleren op het negatieve effect van een tot in het zand doorlopende *JLD-Dijkstabilisator* op piping en heave moet plaatsvinden door het toepassen van de standaard WBI-beoordelingsprocedure in het geval van hydraulische kortsluiting.

3.5 Toe te passen controles

De controles worden toegepast tijdens de ontwerpfase en tijdens de uitvoerings- en gebruikersfase.

Verkeersbelasting

In het WBI [16] wordt een verkeersbelasting niet als toetsbelasting in rekening gebracht bij directe mechanismen zoals macrostabiliteit binnenwaarts. Binnen de zorgplicht moet worden geregeld wanneer de dijk moet worden afgesloten voor zwaar verkeer en hoe in het geval van eventuele schade de dijk alsnog bereikbaar is.

In het OI [3] is aangegeven dat de verkeersbelasting één van de variabele belastingen is waaraan een waterkering kan worden blootgesteld. Andere variabele belastingen zijn bijvoorbeeld hoge waterstanden en aardbevingen. De kans dat deze verschillende belastingen gelijktijdig optreden, is klein. Een efficiëntere beoordeling is mogelijk door de semi-probabilistische beoordeling uit te voeren voor verschillende belastingcombinaties.

Bij een werkwijze met belastingcombinaties wordt steeds voor één belastingparameter uitgegaan van een relatief ongunstige waarde (dominante belasting). Voor de overige belastingparameters wordt dan van minder ongunstige waarden uitgegaan (combinatiewaarden). Bij elke belastingcombinatie moet de kering voldoen.

In deze PVV en in de PPE [4] is voor het bepalen van de stabiliteit, van de snedekrachten en voor de toets op vervormingen aangegeven waar in het ontwerp en in de berekeningen rekening gehouden dient te worden met een verkeersbelasting. Door de verkeersbelasting mee te nemen volgens de in deze rapporten aangegeven methode, wordt een conservatief ontwerp verkregen. Op basis van lokale omstandigheden en op basis van een nadere beschouwing van de maatgevende belastingcombinaties kan in lijn met het OI [3] worden afgeweken van de in dit rapport opgenomen werkwijze voor de verkeersbelasting.

3.5.1 Ontwerpfase

Tabel 3.4 geeft een samenvatting van de binnen een vernagelingsontwerp uit te voeren specifieke controles. De controles zijn een aanvulling op de standaard controles die volgens het WBI moeten worden uitgevoerd voor de verschillende hoofdfaalmechanismen.

Tabel 3.4 Samenvatting van de binnen het ontwerp uit te voeren specifieke controles voor vernageling

Controles m.b.v. eindige-elementenberekeningen	Eisen
Controles op basis van krachten en momenten in constructieve elementen bij hoogwater en verkeersbelasting	De krachten en momenten moeten worden bepaald bij WBN (Waterstand bij Norm) en verkeersbelasting, met toepassing van de partiële factoren volgens § 3.6. De daarop volgende unity checks voor verschillende deelmechanismen moeten worden uitgevoerd conform de voorschriften in de hoofdstukken 5 en 6.
Controle op geotechnische stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting	Geen doorgaande vervormingen door verlies van evenwicht (bezwijkvlakken). Ten opzichte van de controle op krachten en momenten te bepalen door aanvullende toepassing van een partiële factor voor de schematiseringsonzekerheid voor geotechnische stabiliteit.
Controle op vervorming door hoogwater en door de daarbij eventueel aan te nemen verkeersbelasting	Maximaal 0,1m kruindaling over een breedte van 3 meter, of over de oorspronkelijke kruinbreedte indien minder dan drie meter. Te bepalen bij WBN en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte en de grondstijfheid. Maximaal 0,1m horizontale verschilverplaatsing tussen binnenteen en buitenteen. Bij een controle op maat mogen grotere vervormingen worden toegestaan (zie daarvoor § 2.3 van de PPE).
Controle op niet aan hoogwatergerelateerde nageluitval	De verhoogde krachten en momenten bij uitval moeten nog kunnen worden opgenomen. De te verhogen krachten en momenten worden bepaald bij WBN (Waterstand bij Norm) en verkeersbelastingen en bij lage karakteristieke waarden voor de grondsterkte en de grondstijfheid, maar zonder model- en schematiseringsfactor. Zie § 3.6.
Controle Piping/Heave	Eisen
Controle effect hydraulische kortsluiting op piping en heave	Langs de nagel mag geen piping of heave optreden of een dusdanige kwel dat dit tot falen van de constructie leidt.
Controle Overslag	Eisen
Controle erosiebestendigheid grasmat in relatie tot ligging kopplaat	De gronddekking van de kopplaat is minimaal 0,3 m incl. de graszode. Zie § 4.4.2.

3.5.2 Uitvoerings- en gebruiksfase

Tabel 3.5 Samenvatting van controles in de uitvoerings- en gebruiksfase

Controles na het ontwerp	Eisen
Werkelijke sterkte bij belastingproeven	Controleproef / bezwijkproef / materiaalproef (zie hoofdstuk 7).
Monitoring voorspankracht	Zie hoofdstuk 8.

3.6 Toe te passen partiële factoren en belastingsituaties

Bij een vernagelingsontwerp volgens de aanwijzingen in het voorliggende document, is op de volgende wijze voldaan aan de doelbetrouwbaarheidseis op doorsnedeniveau enerzijds en aan het daarbij op semi-probabilistische wijze afdekken van onzekerheden anderzijds:

- een waterstand bij norm (WBN) en conservatieve bijbehorende waterspanningen;
- een modelfactor voor stabiliteit en krachten/momenten;
- een modelfactor voor vervormingen;
- rekenen met scenario's en een schematiseringsfactor om onzekerheden af te dekken in de grondopbouw;
- een schadefactor afhankelijk van doelbetrouwbaarheid voor stabiliteit en krachten/momenten, die werkt op de lage karakteristieke 5%-waarde van de 'critical state' grondsterkte.
- Belastingeffect-factoren die werken op de berekende spanningen, krachten en momenten in de constructieve elementen. Deze factoren borgen een 'ductiel ontwerp', waardoor eerst de grond bezwijkt en daarna pas de constructiedelen.

Tabel 3.6 geeft een samenvatting van de toe te passen partiële factoren. De specifieke 'belastingeffect-factoren' voor *Dijkvernageling* en de *JLD-Dijkstabilisator* zijn daarin niet opgenomen. Deze factoren zijn behandeld in § 3.6 en in hoofdstuk 5 en 6. De overige toe te passen factoren zijn gebaseerd op de aanbevelingen uit het B-EEM [2]. Deze factoren zijn gelijk aan de factoren die in de PPL zijn voorgeschreven.

Tabel 3.6 Samenvatting van de toe te passen partiële factoren

Partiële factor	Invulling
Schadefactor voor het in rekening brengen van de doelbetrouwbaarheid	<p>Toe te passen op de karakteristieke 'critical state' grondsterkte bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN. De voor macrostabiliteit maximaal toelaatbare faalkans (conform WBI) in een doorsnede moet bij toepassing van constructies in de dijk nog door 3 worden gedeeld (zie § 3.2). Anno 2018 gelden daarvoor de volgende formules:</p> $\beta_{eis;dsn} = \Phi^{-1} \left(1 - \frac{P_{f;toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{3 \cdot N} \right)$ $\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn} + 0,41$
Materiaalfactor op de grondstijfheid	Factor van 1,5, toe te passen op de verwachtingswaarde van de grondstijfheid bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN.

Partiële factor	Invulling
Modelfactor $\gamma_{d,EEM}$ voor het (zowel in 2D als 3D) in rekening brengen van modelonzekerheid bij het berekenen van stabiliteit en constructief falen	Toe te passen op de karakteristieke 'critical state' grondsterkte bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN. $\gamma_{d,EEM} = 1,06$
Modelfactor $\gamma_{d,vervorming}$ voor het in rekening brengen van modelonzekerheid bij het berekenen van vervormingen	Toe te passen op de verplaatsing door hoogwater (WBN) bij de hierbij aan te nemen verkeersbelasting, berekend bij lage karakteristieke waarden voor 'critical state' grondsterkte en grondstijfheid. $\gamma_{d,vervorming} = 1,3$
Schematiseringsfactor $\gamma_{b,GEO}$ voor stabiliteit	Aanvullend toe te passen op de 'critical state' grondsterkte bij de stabiliteitscontrole. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in het TRGS, gebruik makend van een geactualiseerde POVM-spreadsheet. ¹
Schematiseringsfactor $\gamma_{b,STR}$ voor constructief falen	Toe te passen op de dwarskracht en het moment. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in het TRGS, gebruik makend van voorgenoemde POVM-spreadsheet.
Schematiseringsfactor $\gamma_{b,SSI}$ voor grond-constructie-interactie	Toe te passen op de normaalkracht. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in het TRGS, gebruik makend van voorgenoemde POVM-spreadsheet.
Belastingeffect-factoren voor krachten/momenten	Toe te passen op de krachten en momenten berekend bij toepassing van alle relevante partiële factoren op de lage karakteristieke waarden voor 'critical state' grondsterkte. Afhankelijk van het type vernagelingstechniek. (zie hoofdstuk 5 en hoofdstuk 6)
Speciale belastingeffect-factor voor nageluitval	Toe te passen op de krachten en momenten berekend bij lage karakteristieke waarden voor 'critical state' grondsterkte en grondstijfheid. Bij deze analyse worden geen model- en schematiseringsfactor gebruikt. $\gamma_{add,uitval} = 1,3$
Groepseffect-factor op schachtweerstand en op de bezwijkweerstand van de kopplaat	Toe te passen op de karakteristieke sterkte-waarden bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN. Zie § 4.3.5 voor invulling en toelichting.
3D-factor	Toe te passen op stabiliteit en snedekrachten bij ontwerp met 2D-EEM-berekeningen. Factor ($\gamma_{add,3D}$) bepaald op basis van een vergelijk tussen 2D- en 3D-EEM-berekeningen.

1 Voor het bepalen van de schematiseringsfactoren voor stabiliteit, moment en ankerkracht moet de spreadsheet worden toegepast die daarvoor binnen de POVM is ontwikkeld en gevalideerd (<ftp://povm:bwhu643@ftp.deltares.nl/Rekencluster/Tools/Rekenblokje/Schematiseringsfactor v0.40.xlsm>). Deze spreadsheet maakt gebruik van de WBI-relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor.

Karakteristieke waarden

Voor vernagelingstechnieken is aangesloten bij de huidige vorm van semi-probabilistische WBI-voorschriften, met karakteristieke waarden en veiligheidsfactoren. De karakteristieke waarden betreffen 5% ondergrenswaarden voor de sterkteparameters en stijfheidsparameters, en gemiddelde waarden voor de volumieke gewichten.

Materiaalfactor op de grondsterkte γ_m

In combinatie met de schadefactor hebben alle aanvullende materiaalfactoren op de grondsterkte de waarde 1,0 gekregen in het WBI2017 [17] en het OI2014v4 [18]. De benodigde veiligheid is volledig tot uitdrukking gebracht in de van de betrouwbaarheidsindex afhankelijke schadefactor, die de facto dus fungeert als materiaalfactor op de grondsterkte.

Schadefactor op de grondsterkte γ_n

De maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede ($P_{eis,dsn}$) is via de bijbehorende betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis,dsn}$) gerelateerd aan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische analyse. Formule 3.4 geeft de relatie die door het OI2014v4 [18] is gegeven. De hiertoe benodigde factor γ_n is om historische redenen de *schadefactor* genoemd. Bij de controle van stabiliteit en bij de bepaling van krachten en momenten in de constructie-delen met een eindige-elementenanalyse moet deze factor op de karakteristieke waarden van de grondsterkte worden aangebracht.

$$P_{eis,dsn} = \Phi(-\beta_{eis,dsn}), \quad \gamma_n = 0,15\beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad (3.4)$$

Hierin is:

$\Phi(\cdot)$ de standaard normale kansverdeling

Materiaalfactor op de grondstijfheid

Bij controle op stabiliteit en constructief falen geldt een materiaalfactor van 1,5 op de verwachtingswaarden van stijfheidsparameters.

Modelfactor op de grondsterkte γ_d

De modelfactor γ_d voor EEM is gelijk aan 1,06.

$$\gamma_{d,EEM} = 1,06$$

Voor de EEM-berekeningen wordt deze factor toegepast op de karakteristieke waarden van de grondsterkte, voor zowel geotechnische instabiliteit als voor constructief falen. De factor wordt niet toegepast bij de vervormingscontrole.

Schematiseringsfactoren $\gamma_{b;geo}$, $\gamma_{b;str}$, $\gamma_{b;ssi}$

Voor het in rekening brengen van onzekerheden in laagligging, waterspanning en de effectiviteit van de versterkingsmaatregelen moeten verschillende scenario's worden meegenomen. In een safety-analyse dient getoetst te worden of wordt voldaan aan de schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit. De safety-analyse volgt op de fase waarin de grondsterkte is gereduceerd met een Design Approach. De schematiseringsfactoren voor constructieve sterkte en grond-constructie-interactie werken op de berekende krachten en momenten uit de constructieve toets (Fase 5, zie hoofdstukken 5 en 6). Voor de afleiding van de schematiseringsfactor is een spreadsheet beschikbaar.¹ Voorbeelden van het afleiden van de schematiseringsfactoren voor beide vernagelingstechnieken worden in 2019 opgenomen in de PPE [4].

Belastingeffect-factoren γ_{add}

De belastingeffect-factoren werken op de in de constructieve elementen berekende spanningen, krachten en vervormingen. Deze factoren borgen een 'ductiel ontwerp', waarin eerst de grond bezwijkt en waarin de constructiedelen daarna pas bezwijken, waarbij de verschillende constructiedelen ook weer in de gewenste volgorde bezwijken. De krachten en momenten waarop de factoren moeten worden toegepast worden berekend na voorafgaande toepassing van de relevante partiële factoren op de karakteristieke waarde van de grondsterkte.

Modelfactor vervorming $\gamma_{vervorming}$

Deze modelfactor gelijk aan 1,3 werkt op de berekende verplaatsingen en wordt toegepast bij het controleren of door deze verplaatsingen andere faalmechanismen (overslag/bekleding) kunnen worden geïnduceerd.

Speciale belastingeffect-factor voor nageluitval $\gamma_{add;uitval}$

De speciale belastingeffect-factor voor uitval werkt op de momenten en belastingen die zijn bepaald bij lage karakteristieke grondsterkte. Er wordt geen schematiserings- en modelfactor toegepast. De toe te passen waarde van 1,3 wordt als een veilige waarde beschouwd, vanwege de aangenomen redundantie en het aangenomen ductiele ontwerp. Indien bij uitval van een of meer nagels volledige herverdeling van de krachten zou plaatsvinden over de volledige breedte van het afschuifvlak, dan zou de ondergrens van de factor voor nageluitval bijvoorbeeld 1,05 mogen zijn bij een uitvalpercentage van 5%. Omdat vernagelingstechnieken uit losstaande elementen bestaan, wordt niet uitgegaan van volledige herverdeling maar wordt vooralsnog conservatief een factor 1,3 aangenomen.

'Ritssluiting'-effecten door achtereenvolgens bros bezwijken van verschillende nagels zijn dan uitgesloten. De extra krachten en momenten kunnen uiteindelijk worden herverdeeld over de volle breedte van het afschuifvlak.

3D-factor $\gamma_{add;3D}$

In het eindontwerp dient het ontwerp van de maatgevende dwarsdoorsneden in 2D-EEM geverifieerd te zijn met 3D-EEM-berekeningen. Wanneer blijkt dat het ontwerp met 2D-EEM-berekeningen maatgevend is boven de 3D-EEM-berekeningen, kan het verdere ontwerp worden uitgewerkt op basis van 2D-EEM-berekeningen. Wanneer blijkt dat het ontwerp met 3D-EEM-berekeningen maatgevend is boven de 2D-EEM-berekeningen dan dient één van de onderstaande methoden toegepast te worden voor het verdere ontwerp.

- Voor elke dwarsdoorsnede in het ontwerp wordt het ontwerp op basis van 2D-EEM-berekeningen geverifieerd met 3D-EEM-berekeningen.
- Het vergelijk tussen de 2D-EEM-berekeningen en de 3D-EEM-berekeningen voor de maatgevende dwarsdoorsneden wordt gebruikt voor het afleiden van een 3D-factor voor de stabiliteit, de snedekrachten en de vervormingen. De 3D-factor wordt vervolgens toegepast op het verdere ontwerp van de niet maatgevende dwarsdoorsneden op basis van 2D-EEM-berekeningen.

4 Algemene aanwijzingen voor het ontwerp kader

4.1 Inleiding

Dit hoofdstuk bevat een uitwerking van de algemene rekenmodellen voor en de schematisering van een dijkversterking met een vernagelingstechniek. Daarnaast geeft dit hoofdstuk een overzicht van het effect van een vernagelingstechniek op aspecten anders dan de stabiliteit, zoals het effect op de vervormingen en de erosiebestendigheid. In hoofdstuk 5 en 6 staan de specifieke ontwerpaspecten voor respectievelijk *Dijkvernageling* en de *JLD-Dijkstabilisator*.

De volledige achtergrond met betrekking tot het modelleren van een constructieve dijkversterking in een eindige-elementenmodel is opgenomen in de PPE.

In het vervolg van dit hoofdstuk komen de volgende onderwerpen aan de orde:

- de toe te passen rekenmodellen (§ 4.2);
- de toe te passen schematisering (§ 4.3);
- de te controleren effecten van vernageling op andere mechanismen (§4.4);
- het benodigde grondonderzoek (§ 4.5);
- de voor te schrijven en in rekening te brengen uitvoeringstoleranties (§ 4.6).

4.2 Rekenmodellen

Het ontwerp van de dijkversterking met een vernagelingstechniek is opgebouwd in stappen van grof naar fijn. De specifieke berekeningstappen staan in hoofdstuk 5 en 6 van de voorliggende PPV. Nadere toelichting op het gebruik van een EEM is opgenomen in de PPE.

De eerste stap in het ontwerp is een ontwerp met glijvlakmodellen. In dit ontwerp moet rekening worden gehouden met de bijdrage die de nagels leveren aan de schuifweerstand; zie voor de formules hiervoor hoofdstuk 5 en 6. De modellen moeten daarnaast ook de schuifsterkte van de grond op vergelijkbare wijze in rekening brengen. Conform het WBI en de PPE moet de schuifsterkte van nat cohesief materiaal daarbij ongedraineerd worden beschreven, en de schuifsterkte van zand en onverzadigd cohesief materiaal, gedraineerd. Daarnaast zijn analytische formules (zoals voor het draagvermogen onder een funderingsstrook of kopplaat, of voor buigende balken) geschikt voor eerste indicaties en voor handmatige controles op rekenresultaten.

Als uiteindelijk model voor de definitieve ontwerpberoeeningen moet gebruik worden gemaakt van de eindige-elementensoftware *PLAXIS*. Voor algemene aanwijzingen voor de toepassing van deze software wordt verwezen naar de PPE, met daarin doorverwijzingen naar de SHM en naar diverse technische rapporten en leidraden. Hierna volgen daarom alleen nog enkele specifieke en aanvullende aanwijzingen voor vernagelingstechnieken.

De definitieve ontwerpberoeeningen moeten worden uitgevoerd met 2D- en 3D-eindige-elementenberoeeningen. De 2D-eindige-elementenberoeeningen dienen geverifieerd en aangevuld te worden met 3D-eindige-elementenberoeeningen om ook de groepseffecten en de spanningsspreiding in de richting van de dijk-as in rekening te kunnen brengen.

De 3D-beroeeningen moeten worden uitgevoerd op een strook met een breedte gelijk aan de nagelafstand in dijkrichting, en met de nagels in het midden van de strook. Voor de eindige-elementeschematisering (zowel 2D als 3D) gelden de aanwijzingen in de PPE, geïllustreerd met voorbeelden. De onderdelen van het

vernagelingssysteem (anker, ankerstaaf/nagel, kopplaat) moeten worden gemodelleerd met de speciale constructie-elementen in *PLAXIS*. De PPE biedt inzicht in de nadere uitwerking.

De modelnauwkeurigheid van de 2D- en 3D-modellen dient geverifieerd te worden, conform de aanwijzingen in de PPE. Daarbij moet ook worden aangetoond dat verdere verfijning van het elementennet de rekenresultaten niet meer significant beïnvloedt. Ook moet een lokaal verfijnd elementennet worden vervaardigd in een zone van minimaal drie keer de equivalente diameter ($3D_{eq}$) rondom het constructieve element.

Een vergelijking van de definitieve 3D-eindige-elementenberekeningen met de resultaten van glijvlakmodellen wordt aanbevolen. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de verschillen die er tussen de diverse rekenmodellen zijn in de modellering van de schuifweerstand van de nagels.

4.3 Schematisering

4.3.1 Algemeen

De aanwijzingen voor schematisering en rekengang ten behoeve van eindige-elementenberekeningen zijn eveneens gegeven in de PPE, met daarin doorverwijzingen naar de SHM en naar diverse technische rapporten. In deze paragraaf volgen alleen de specifieke en aanvullende aanwijzingen die gelden voor beide vernagelingstechnieken, zijnde:

- levensduuraspecten
- laterale en axiale grondwrijving langs de nagel
- draagkracht grond onder de kopplaat/facing
- groepseffecten

4.3.2 Levensduuraspecten

De gebruikelijke minimale levensduur van constructieve elementen is 100 jaar. De vernageling moet tijdens deze levensduur de vereiste veiligheid borgen.

Bij het ontwerpen kunnen tijdens de levensduur verschillende situaties maatgevend zijn. Voor het bepalen van de maatgevende situatie gelden de volgende aandachtspunten.

1. In de eerste plaats neemt de sterkte van constructieve delen in de loop van de tijd af. Er moet gerekend worden met de sterktes die gelden voor de betreffende tijdschors. Conventionele constructieve dijkversterkingen worden uitgevoerd in staal. De afname van de sterkte bij staal komt hoofdzakelijk door corrosie. Dit leidt tot een afname van de dikte van een object. Daarmee heeft het impact op het weerstandsmoment en de buigstijfheid. Kunststoffen zijn in de regel niet onderhevig aan corrosie, maar kennen wel een afname van de sterkte in de tijd. Ook deze sterkte-afname moet in het ontwerp worden meegenomen.
2. In de tweede plaats moet op aanwijzing van de keringbeheerder rekening worden gehouden met veranderingen die gedurende de levensduur plaatsvinden. Bijvoorbeeld een ophoging, een rivier-aanpassing of een latere nevenfunctie als wegligchaam. Ook is het mogelijk dat de techniek al tijdens installatie wordt gecombineerd met grondverzet. Deze veranderingen of combinaties kunnen van invloed zijn op het functioneren en de robuustheid van de vernagelingstechniek. Vooral vanwege de door de verandering veroorzaakte zettingen.
3. In de derde plaats zullen gedurende de levensduur ook zonder verdere ingrepen altijd zettingen optreden, die van invloed kunnen zijn op het functioneren en de robuustheid van de vernagelingstechniek.

4.3.3 Laterale en axiale grondwrijving langs de nagel

Het lokaal bezwijken van de grond rondom de constructieve elementen moet in het eindige-elementenmodel worden gemodelleerd als een begrensde schuifsterkte in de *interface* tussen nagel en grond. Deze schuifsterkte moet worden ontleend aan de formules zoals gegeven in § 5.3.3, §5.3.4 en § 6.3.9, waarbij de invloed van groepswerking moet worden meegenomen conform § 4.3.5.2 en § 4.3.5.3. Omdat de interactie tussen de grond en de constructie vervolgens binnen het eindige-elementenmodel wordt getoetst, is een aparte toets op snijden niet nodig. Anno 2018 is het modelleren van een begrensde grondsterkte in de laterale richting van de nagel alleen mogelijk met *PLAXIS 2D*. In *PLAXIS 3D* is het invoeren van een begrensde grondsterkte ($T_{lat;max}$) niet mogelijk. In *PLAXIS 3D* wordt het bezwijken van de grond onder laterale belasting bepaald op basis van het ingevoerd materiaalmodel.

4.3.4 Draagkracht grond onder de kopplaat/facing

Bij vernagelingstechnieken ontstaat een interactiekracht tussen de kopplaat/facing en de ondergrond. Er dient getoetst te worden of deze kracht gedragen kan worden door de ondergrond. Bij de kopplaat/facing gelden de volgende aandachtspunten.

- Talud: de kopplaat/facing staat in het talud van de dijk, dus niet op een horizontaal maaiveld.
- Hoek: de kopplaat/facing staat onder een hoek. Deze hoek kan ongelijk zijn aan het talud.
- Gronddekking: de kopplaat/facing ligt minstens 0,3 m onder het maaiveld.
- Grondwaterstand: de grondwaterstand rondom de kopplaat varieert in de tijd. In extreme belastingsituaties is het zeer waarschijnlijk dat de kopplaat/facing onder water staat.
- Bodemopbouw: de bodemopbouw onder de kopplaat/facing varieert in de diepte.

Aangezien de gangbare methoden voor funderingsberekeningen niet afgeleid zijn voor een fundering op een talud, dient de draagkracht van de grond onder de kopplaat/facing getoetst te worden met zowel de analytische methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19] als met een toetsing in *PLAXIS*. De maatgevende draagkracht van de ondergrond uit beide berekeningen is leidend in het verdere ontwerp.

Beoordeling van de draagkracht conform NEN9997-1

De draagkracht van de grond onder de kopplaat/facing dient analytisch getoetst te worden volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19]. Voor het bezwijkcriterium van de gronddruk onder de kopplaat/facing kan worden uitgegaan van het gedraineerde of ongedraineerde bezwijkcriterium volgens Prandtl, berekend conform hoofdstuk 6 van NEN 9997 1 [19], funderingen op staal.

Voor het toetsen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat/facing volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19] gelden de uitgangspunten.

- draagkracht bij een horizontaal maaiveld;
- een loodrechte belasting: een belasting onder een hoek en de kopplaat/facing die onder een hoek wordt aangebracht, heffen elkaar op. Daarom dient voor deze berekening uitgegaan te worden van een loodrechte belasting;
- materiaalfactoren conform NEN 9997-1 [19].

Voor het ongedraineerde bezwijkcriterium van de grond onder de kopplaat geldt:

$$R_{kopplaat;d} = A \cdot p_{u;kopplaat} \quad (4.1)$$

$$p_{u;kopplaat} = c_{u;d}(\pi + 2) \cdot s_{c;kopplaat} \quad (4.2)$$

$$s_{c;kopplaat} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \quad (4.3)$$

waarin:

$R_{kopplaat;d}$	rekenwaarde draagkracht grond onder de kopplaat [kN]
A	oppervlakte onder de kopplaat [m ²]
$p_{u;kopplaat}$	draagvermogen ondergrond, ongedraineerde situatie [kN/m ²]
$c_{u;d}$	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²]
$s_{c;kopplaat}$	vormfactor voor de kopplaat [-]
B, L	afmetingen kopplaat [m]

Voor het gedraineerde bezwijkcriterium van de grond onder de kopplaat geldt:

$$R_{kopplaat;d} = A \cdot \sigma_{max;d} \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{max;d} = & c'_{gem;d} \cdot N_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c + \sigma_{v;z;d} \cdot N_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot i_q \\ & + 0,5 \cdot \gamma_{gem;d} \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot i_\gamma \end{aligned} \quad (4.5)$$

waarin:

$R_{kopplaat;d}$	rekenwaarde draagkracht grond onder de kopplaat [kN]
A	oppervlakte onder de kopplaat [m ²]
$\sigma_{max;d}$	rekenwaarde van de funderingsdruk op het effectieve funderingsoppervlak [kPa]
$c'_{gem;d}$	rekenwaarde van de gewogen effectieve cohesie [kPa]
N_c	draagkrachtfactor voor de invloed van de cohesie [-]
s_c	vormfactor voor de invloed van de cohesie [-]
b_c	de reductiefactor voor de invloed van de cohesie ten gevolge van de hellende onderkant van de fundering [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $b_c = 1,0$
i_c	de reductiefactor voor de invloed van de cohesie ten gevolge van de helling van de belastingen [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $i_c = 1,0$
$\sigma_{v;z;d}$	de rekenwaarde van de effectieve verticale spanning van de gronddekking op het aanlegniveau [kPa]
N_q	draagkrachtfactor voor de invloed van de gronddekking [-]
s_q	vormfactor voor de invloed van de gronddekking [-]
b_q	de reductiefactor voor de invloed van de gronddekking ten gevolge van de hellende onderkant van de fundering [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $b_q = 1,0$
i_q	de reductiefactor voor de invloed van de gronddekking ten gevolge van de helling van de belastingen [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $i_q = 1,0$
$\gamma_{gem;d}$	de rekenwaarde van het gewogen effectieve volumiek gewicht van de grond onder het aanlegniveau [kN/m ³]
b'	de breedte van het effectieve funderingsoppervlak [m]

N_γ	draagkrachtfactor voor de invloed van het effectieve [-]
s_γ	vormfactor voor de invloed van de gronddekking [-]
b_γ	de reductiefactor voor de invloed van de gronddekking ten gevolge van de hellende onderkant van de fundering [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $b_\gamma = 1,0$
i_γ	de reductiefactor voor de invloed van de gronddekking ten gevolge van de helling van de belastingen [-]. Uitgangspunt is draagkracht bij recht maaiveld en een loodrechte belasting, waardoor geldt: $i_\gamma = 1,0$

Beoordeling van de draagkracht met gebruik van PLAXIS

In *PLAXIS* dient de draagkracht van de grond onder de kopplaat/facing getoetst te worden. Hiervoor worden de spanningen opgebouwd in gedraineerde omstandigheden en wordt de draagkracht van de grond onder de kopplaat getoetst in ofwel gedraineerde ofwel ongedraineerde omstandigheden (afhankelijk van de te toetsen situatie) in lijn met de modelleerwijze volgens de PPE [4].

Rond de kopplaat/facing dient in *PLAXIS* een meshfijnheid gebruikt te worden waarmee de grond-constructie-interactie met voldoende nauwkeurigheid gemodelleerd kan worden. Er dient getoetst te worden of de meshfijnheid van de grond onder de kopplaat voldoende groot is. Dit dient getoetst te worden volgens de methode zoals opgenomen in de PPE [4]. Middels een extra berekening met een fijnere mesh dient getoetst te worden of de resultaten van de berekeningen niet leiden tot significant afwijkende resultaten.

Voor de toetsing in *PLAXIS* dient onder de kopplaat/facing geen interface toegepast te worden. Een interface brengt de wrijving tussen de constructie en de grond in rekening. Bij het toetsen van de draagkracht wordt er een kracht haaks op de kopplaat/facing aangebracht, waardoor wrijving geen rol speelt. Daarnaast leidt het gebruik van een interface onder de kopplaat/facing in combinatie met het materiaalmodel SHANSEP NGI-ADP tot onrealistische resultaten.

Wanneer de kopplaten/facings in langsrichting in een rechte lijn worden aangebracht en de kopplaten/facings (vrijwel) tegen elkaar aanliggen, is het gebruik van *PLAXIS* 2D geoorloofd. Bij een verspringing in het stramien in de langsrichting of wanneer de kopplaten/facings met een tussenafstand worden aangebracht, moet de toetsing uitgevoerd worden in *PLAXIS* 3D.

De maatgevende situaties die beschouwd moeten worden, verschillen per vernagelingstechniek. Bij *Dijkvernageling* wordt de facing niet belast tot het moment dat er een extreme belastingsituatie optreedt. De belasting komt dan in korte tijd op de facing te staan en daarmee op de grond onder de facing. De facing dient dus getoetst te worden met ongedraineerde sterkte en hydraulische omstandigheden voor de extreme belastingsituatie, zowel volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19] als met *PLAXIS*.

Bij de *JLD-Dijkstabilisator* zijn er twee situaties die maatgevend kunnen zijn en waar op getoetst dient te worden:

- Tijdens de uitvoering worden de *JLD-Dijkstabilisatoren* afgespannen tot de bovengrenswaarde van de voorspanning. De belasting komt dan in korte tijd op de kopplaat te staan en daarmee op de grond onder de kopplaat. De kopplaat dient dus getoetst te worden met ongedraineerde sterkte en hydraulische omstandigheden voor de dagelijkse situatie, zowel volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19] als met *PLAXIS*.
- Bij een extreme belastingsituatie neemt de voorspanning toe door het zwellen van de dijk en daarmee neemt ook de kracht op de kopplaat en de grond onder de kopplaat, toe. De toename van de kracht op de kopplaat als gevolg van zwel is klein in verhouding tot de aanwezige voorspanning op de kopplaat. Hierdoor dient de draagkracht van de grond onder de kopplaat gedraineerd te worden getoetst voor

de extreme belastingsituatie, volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19]. In *PLAXIS* kan de draagkracht van de grond onder de kopplaat worden getoetst, waarbij de spanningsopbouw gedraineerd kan worden gemodelleerd en de toename van de kracht op de kopplaat door de extreme belastingsituatie ongedraineerd (middels SHANSEP NGI-ADP). Bij deze toets dienen de hydraulische omstandigheden voor de extreme belastingsituatie gehanteerd te worden.

Binnen het WBI wordt nog onderzocht in hoeverre het gedrag van de bovenste lagen van een dijk gedraineerd of ongedraineerd is. Gerijpte kleilagen in de eerste meters onder het maaiveld vertonen vaak gedraineerd gedrag. Het onderzoek is waarschijnlijk in de loop van 2019 afgerond.

4.3.5 Groepseffecten

4.3.5.1 Inleiding

Wanneer de vernagelingselementen (zowel dijknagels als JLD-elementen) relatief dicht bij elkaar geplaatst worden, zullen de elementen elkaar onderling beïnvloeden. Dit heeft invloed op aspecten zoals de schachtweerstand en de draagkracht onder de kopplaat. Voor het ene mechanisme werkt het groepseffect gunstig voor de weerstand/draagkracht, voor andere mechanismen werkt het ongunstig. In de volgende paragrafen is voor de verschillende mechanismen de invloed van groepseffect beschreven en hoe dit meegenomen moet worden in het ontwerp.

4.3.5.2 Groepseffect axiale schachtweerstand

Het nauwkeurig bepalen van het groepseffect op de axiale schachtweerstand is gemarkeerd als witte vlek (zie Bijlage A Appendix I: Witte vlekken). In het rapport 'Invulling witte vlekken acceptatie *Dijkvernageling*' [11] zijn twee methodes beschreven om het groepseffect in axiale richting voor de schachtweerstand te beschouwen:

- Moderne Funderingstechnieken [20] beschrijft een methode om ankers te ontwerpen. Nadeel van deze methode is dat deze alleen toepasbaar is voor een enkele anker-rij, terwijl er in de praktijk vaak meerdere anker-/nagelrijen worden geplaatst. Bovendien toetst deze methode alleen op het kluitcriterium en niet op het slipcriterium.
- NEN 9997-1 art. 7.6.3.3 (c) geeft een analytische methode om de invloed van groepseffect mee te nemen, zie Figuur 4.1. Er is hierin onderscheid gemaakt in het effect van verdichting (f_1 , werkt positief) en het effect van de afname van korrelspanning (f_2 , werkt negatief). In geval van cohesieve grond zijn beide factoren 1,0, dus is er geen sprake van groepseffect.

(c) Paal in paalgroep
De rekenwaarde van de schachtwrijving van een paal in een paalgroep moet zijn bepaald met:

$$q_{s,z;d} = f_1 \times f_2 \times \alpha_t \times q_{c,z;d}$$

waarin:

f_1 is de factor voor het effect van de verdichting van de paalgroep. De factor f_1 geldt voor zanden bij grondverdringende palen. Voor cohesieve grond moet $f_1 = 1,0$ worden aangehouden.

f_2 is de factor voor de afname van de korrelspanning in de zandlagen waaraan de paal zijn trekweerstand ontleent, door het belasten van de paalgroep. De factor f_2 geldt voor zanden. Voor cohesieve grond moet $f_2 = 1,0$ worden aangehouden.

Figuur 4.1 Groepseffect in axiale richting conform NEN 9997-1

De methode in NEN 9997-1 is een methode om het groepseffect van de schachtweerstand in te schatten. Vernagelingstechnieken zullen meestal in cohesieve ondergrond toegepast worden. In cohesieve gronden zal bezwijken op axiale schachtweerstand altijd vlak naast de nagel (zeg binnen 1 maal de diameter) optreden. Praktisch gezien zullen nagels altijd hart-op-hartafstand van minimaal 1 m hebben. Met een diameter van de nagels variërend van 15-25 cm is het optreden van groepswerking daarmee onwaarschijnlijk. Een exacte methode om het groepseffect voor axiale schachtwrijving te bepalen is niet bekend. Dit is derhalve ook opgenomen als witte vlek in Bijlage A.

Bij toepassing van EEM (2D of 3D) dienen de groepseffect-factoren f_1 en f_2 meegenomen te worden. Dit is omdat de maximale schachtweerstand van een vernagelingselement een invoerparameter in een EEM-model is en dus niet het resultaat van een berekening van de interactie tussen de grond en de constructie.

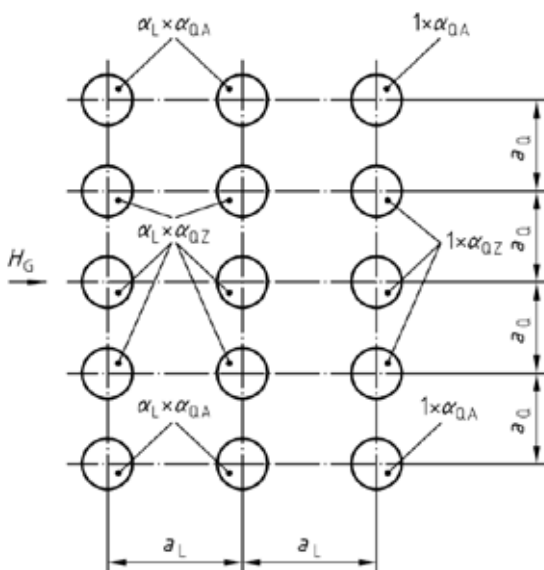
4.3.5.3 Groepseffect laterale schachtweerstand

In het rapport 'Invulling witte vlekken acceptatie *Dijkvernageling*' [11] zijn diverse methodes beschreven om het groepseffect op laterale schachtweerstand mee te nemen. De daarin aanbevolen methode uit DIN 1054 is in het voorliggende document daarom gekozen als de voor een vernagelingsontwerp toe te passen methode.

De reductiefactor om het groepseffect mee te verdisconteren is afhankelijk van de positie van het vernagelingselement in de dijk, zoals weergegeven in Figuur 4.2. De belasting H_G is het afschuiven van een talud. Hierbij is a_Q de hart-op-hartafstand van de vernagelingselementen in lengterichting van de dijk en a_L is de hart-op-hartafstand van het vernagelingselement in dwarsrichting van de dijk, dus boven elkaar.

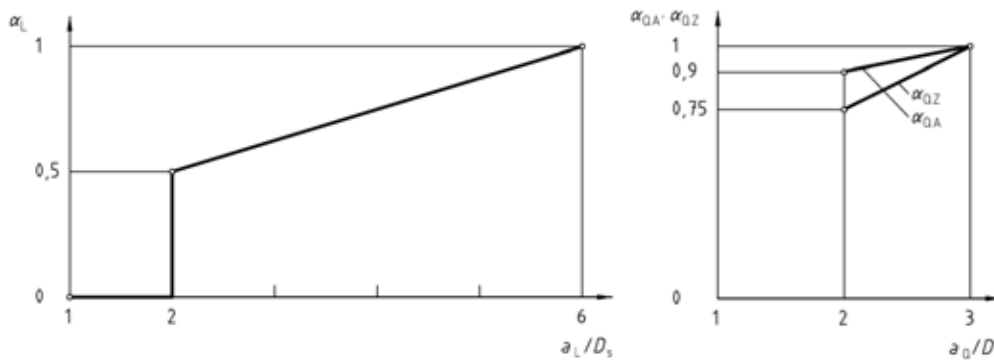
De totale groepseffect-factor in laterale richting α_{groep} is:

$$\alpha_{groep} = \alpha_L \cdot \alpha_{Q,Z} \tag{4.6}$$



Figuur 4.2 Reductiefactoren afhankelijk van de positie van het vernagelingselement [DIN 1054:2005-01, Bild E.3]

Als het ontwerp bestaat uit meerdere rijen vernageling, dan is het groepseffect van de onderste rij ankers anders dan de bovenste rijen. Voor de onderste rij ankers/nagels hoeft alleen $\alpha_{Q;Z}$ toegepast te worden. De reductiefactoren α_L en $\alpha_{Q;Z}$ worden afgelezen uit Figuur 4.3. D_s is hierin de (equivalente) diameter van het vernagelingselement, a_L en a_Q zijn respectievelijk de hart-op-hartafstand in lengterichting en dwarsrichting van de dijk.



Figuur 4.3 Reductiefactoren voor vernagelingselementen evenwijdig aan belastingrichting (links) en loodrecht op belastingrichting (rechts) [DIN 1054:2005-01, Bild E.1 + E.2]

De toepassing van de groepseffect-factor in laterale richting α_{groep} geldt alleen voor analytische berekeningen. Bij toepassing van EEM (2D of 3D) wordt het groepseffect impliciet meegenomen. Bij een 2D-EEM-ontwerp dient wel een verificatie met 3D-EEM plaats te vinden om te controleren of het groepseffect goed wordt meegenomen.

4.3.5.4 Groepseffect verankering in zandlaag

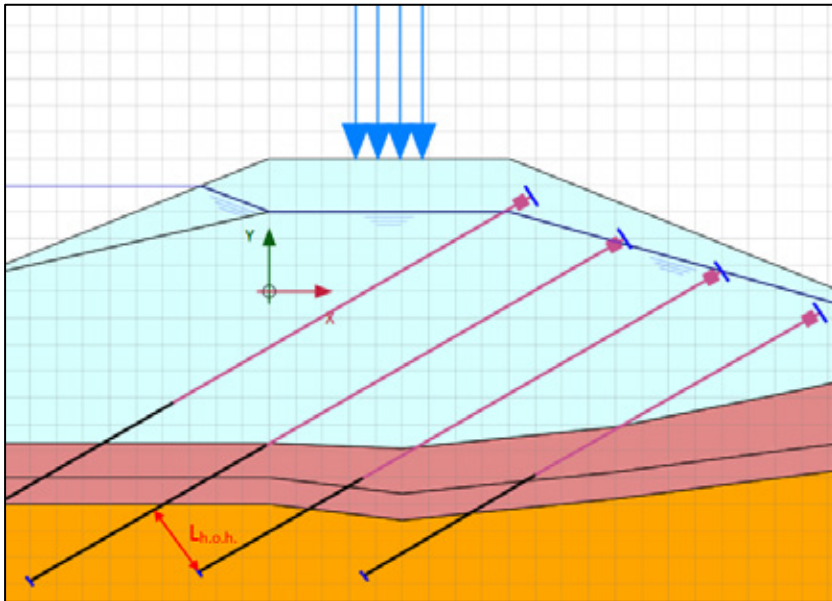
Het groepseffect van de draagkracht van de grond boven het klapanker dient berekend te worden volgens de richtlijn voor schroefankers zonder groutinjectie volgens CUR166 [14].

Onderscheid wordt gemaakt in een reductiefactor voor de draagkracht van de grond boven het klapanker in de dwarsrichting van de dijk, en een reductiefactor in lengterichting van de dijk.

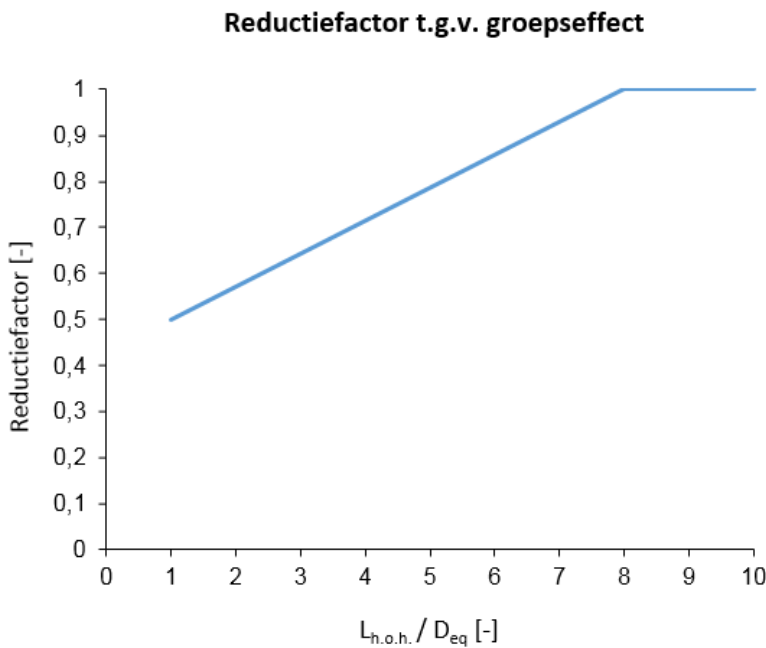
De reductiefactoren zijn afhankelijk van de equivalente diameter van het klapanker $D_{equivalent}$ en van de hart-op-hartafstand (h.o.h.-afstand). De h.o.h.-afstand in de dwarsrichting van de dijk is gelijk aan haakse afstand tussen de nagels, zie Figuur 4.4.

De equivalente diameter van het klapanker is afhankelijk van het toegepaste type klapanker; de specificaties van het klapanker zijn op te vragen bij de leverancier.

De groepseffect-factor dient lineair geïnterpoleerd te worden tussen waarden 0,5 en 1,0 voor afstanden tussen 1 en 8 keer $D_{equivalent}$ (zie Figuur 4.5). De totale groepseffect-factor voor de draagkracht is het product van de groepseffect-factor in de langsrichting en de groepseffect-factor in de dwarsrichting.



Figuur 4.4 Te hanteren h.o.h.-afstand tussen de klapankers in de dwarsrichting van de dijk



Figuur 4.5 Reductiefactor draagkracht grond boven het klapanker afhankelijk van de h.o.h.-afstand

4.3.5.5 Groepseffect kopplaat/facing

De vernageling kan in een of meerdere rijen in de waterkering worden aangebracht. Het groepseffect van de kopplaat/facing binnen 1 rij werkt positief op de draagkracht. Doordat de grond naast elke kopplaat op zijn plaats wordt gehouden door de naastliggende kopplaat, is de draagkracht hoger dan wanneer er geen aangrenzende kopplaten aanwezig zijn. In de analytische berekening wordt dit positieve effect niet meegenomen, in PLAXIS 2D wel.

Het groepseffect van de kopplaten in verschillende rijen is afhankelijk van de afmeting en de configuratie van de kopplaten. Hierin zijn vier verschillende situaties geïdentificeerd. Per situatie is het groepseffect beschreven in Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Groepseffect kopplaat verschillende rijen

	Kopplaten liggen recht boven elkaar	Kopplaten liggen versprongen
Afmeting kopplaat \approx hart-op-hartafstand	Het groepseffect is positief. In de analytische berekening wordt dit positieve effect niet meegenomen. In <i>PLAXIS</i> 2D wordt dit effect wel meegenomen.	Het groepseffect is positief. In de analytische berekening wordt dit positieve effect niet meegenomen. In <i>PLAXIS</i> 2D wordt dit effect wel meegenomen.
Afmeting kopplaat $<$ hart-op-hartafstand	Het groepseffect is positief. In de analytische berekening wordt dit positieve effect niet meegenomen. In <i>PLAXIS</i> 2D wordt dit effect wel meegenomen.	Het groepseffect is neutraal tot positief. In de analytische berekening wordt dit niet meegenomen. In <i>PLAXIS</i> 2D wordt een positief effect meegenomen. De draagkracht dient gecontroleerd te worden met een <i>PLAXIS</i> 3D-berekening.

4.4 Effecten op overige aspecten en mechanismes

4.4.1 Effect van vervormingen op bekleding en overslag

De vervormingen van een waterkering zijn belangrijk voor het ontwerp en het functioneren van de vernagelingstechniek. Door vervormingen wordt de sterkte in het dijklichaam en in de vernageling gemobiliseerd. De vervorming heeft ook nadelige effecten op de waterveiligheid. Door grote vervormingen kan de waterkerende functie van de dijk in gevaar komen.

Indien de dijk en de constructie grote vervormingen moeten ondergaan om de sterkte te mobiliseren, kunnen wellicht andere faalmechanismen optreden dan macrostabieleit. Concreet gaat het dan om overslag (kruinhoogte en beperking van het toelaatbaar overslagdebiet na beschadiging van het binnentalud) en om beschadiging van de buitenbekleding gevolgd door erosie.

Het deformeren van de dijk resulteert dus enerzijds in een verhoging van de waterveiligheid en anderzijds in een verlaging van de waterveiligheid. Het netto-effect is afhankelijk van de mate van vervorming. De toetsing op vervormingen voor met vernagelingstechnieken versterkte waterkeringen onder extreme belastingcondities dient uitgevoerd te worden volgens de methode beschreven in de PPE [4] en zoals gemotiveerd in het achtergronddocument [2]. Conform § 3.5 moet de vervorming worden berekend bij WBN plus verkeersbelasting en bij karakteristieke waarden van de grondsterkte. Op de berekende vervormingen [m] dient een modelfactor van 1,30 toegepast te worden. De rekenwaarde van de vervorming moet in de standaardcontrole voldoen aan de volgende twee voorwaarden.

- Een maximale kruindaling van 0,10 meter over de buitenste 3 meter van de kruin. Is de oorspronkelijke kruin minder dan 3 meter breed dan geldt de eis voor de gehele kruinbreedte.
- Een maximale verschilverplaatsing van 0,10 meter tussen de binnen- en de buitenteen van de waterkering.

De berekende vervorming blijft (inclusief toe te passen modelfactor) doorgaans binnen de eis van 0,1 m. Blijkt dat de vervormingen toch groter zijn dan de gestelde eis, dan is er de mogelijkheid om te toetsen aan minder strenge vervormingseisen of om het ontwerp aan te passen. Om minder strenge vervormingseisen te mogen stellen zijn aanvullende randvoorwaarden nodig voor het vervormingseffect op de relevante faalmechanismen. Dergelijke randvoorwaarden zijn situatieafhankelijk en moeten daarom

projectspecifiek worden gedefinieerd. In de PPE [4] is een voorbeeld opgenomen waarin projectspecifieke vervormingseisen zijn afgeleid voor een verankerde damwand. Deze methode kan eveneens worden gevolgd voor het afleiden van minder strenge vervormingseisen voor een met vernagelingstechniek te versterken waterkering.

4.4.2 Erosiebestendigheid binnenbekleding

Dit beoordelingsspoor richt zicht op de hoogte van de dijk en op de mate waarin de grasmat bestendig is tegen golfoverslag. Het toepassen van vernageling heeft doorgaans geen negatieve invloed op de hoogte van de kering, maar door vervorming onder invloed van hoogwaterbelasting kan wel schade aan de bekleding ontstaan. Zie § 4.4.1 voor de toe te passen vervormingscontroles.

De kwaliteit van grasmat kan ter plaatse van de elementen beïnvloed worden. Onderbrekingen in de grasmat vormen een risico voor de bekleding omdat erosie bij golfoverloop sneller optreedt bij overgangen in de bekleding. Bij overslagdebieten kleiner dan $0,1 \text{ l/s/m}^1$ speelt dit risico niet. Bij toenemende overslagdebieten neemt het risico op erosie en verzadiging van het binnentalud toe. In het ontwerp wordt hier rekening mee gehouden door de kopplaat voldoende diep onder het maaiveld en de graszode af te werken. De diepte van het wortelnet bij een grasbekleding is gemiddeld 0,2 m. De minimale vereiste gemiddelde gronddekking boven de kopplaat bedraagt 0,3 m. Daarmee is er voldoende ruimte voor de beworteling van een egale, erosiebestendige grasmat. Beschadiging van de grasmat door onderhoud aan de kopplaat/voorspanning is wel een aandachtspunt. Daarom dient bij onderhoud aan de kopplaat/voorspanning de plag boven de kopplaat uitgestoken en teruggeplaatst te worden. Onderhoud vindt bij voorkeur plaats na het hoogwaterseizoen en in het begin van het groeiseizoen van de grasmat, zodat deze een heel seizoen heeft om weer aaneen te groeien.

Bij het aanbrengen van meerdere rijen vernageling is het van belang dat de bovenste grondlaag voldoende hechting heeft aan de ondergrond en voldoende steun heeft van het talud beneden de vernageling om afschuiven door verzadiging te voorkomen. Door de nagels onder een hoek te plaatsen die afwijkt van de taludhelling, ontstaat er een zaagtandpatroon van kopplaten in de ondergrond. De grond rust op deze manier op de onderliggende kopplaat, waardoor de weerstand tegen oppervlakkige afschuiving af neemt. Indien nodig kan ook het ondertalud bij de versterking iets aangepast worden om meer steun te leveren aan de grond boven de kopplaten.

4.4.3 Opbarsten, piping en heave

Bij *Dijkvernageling* wordt het pakket met slecht doorlatende lagen vaak niet tot aan de watervoerende (pleistocene) zandlaag doorsneden. Daardoor maakt deze techniek geen contact met de watervoerende lagen, tenzij er een watervoerende tussenzandlaag aanwezig is. Hierdoor kan de invloed van de vernageling op de grondwaterstroming vaak op voorhand worden uitgesloten. De invloed van vernageling op kwel door de dijk heen en eventuele impact op overige faalmechanismen dient in het ontwerp wel beschouwd te worden.

De *JLD-Dijkstabilisator* doorsnijdt het pakket met slecht doorlatende lagen. Daardoor bestaat de mogelijkheid dat tijdens de uitvoering een verbinding tussen de diepe watervoerende lagen en het maaiveld wordt gemaakt. De invloed van de *JLD-Dijkstabilisator* op de onderdelen opbarsten, piping en heave is echter beperkt ingeschat op grond van de onderstaande redenen.

- Praktijkproeven in een gebied met klei op zand in Purmerend met een continue stijghoogte van 0,5 m boven het maaiveld gaven gedurende een periode van 5 maanden geen opbarsten, geen kwel en geen zandmeevoerende wellen.

- De uitvoering geeft een verstoring van de bodem, t.g.v. het grondverdringend inbrengen van het klapanker en de drijfslag. Deze verstoring wordt echter ook weer opgevuld met natuurlijke zwel van de bodem en het grondverdringend inbrengen van het LDE-element. Hierdoor worden er dan ook geen holle ruimtes in een dijklichaam gecreëerd.

Desondanks dient voorsnog wel een analyse op piping en heave te worden uitgevoerd. Voor het controleren op piping en heave kan het volgende toetscriterium worden toegepast.

$$\Delta H - 0,3D < 0$$

Hierbij is:

ΔH Kweldruk / wateroverdruk [m]

D Dikte deklaag [m]

Indien op basis van de analyse piping en heave niet zijn uit te sluiten, kan tijdens de uitvoering preventief een deel van het gat dat gemaakt wordt bij het plaatsten van het klapanker, met bijvoorbeeld bentoniet worden gedicht.

4.4.4 Microstabieleit

Micro-instabiliteit treedt op bij het verzadigen van het binnentalud. Daarbij treden zanddeeltjes uit of wordt een kleidek opgedrukt. Er zijn geen aanwijzingen dat de aanwezigheid van vernageling een ongunstige invloed heeft op dit onderdeel. Het is echter wel plausibel dat de aanwezigheid van een vernagelingstechniek een positieve invloed heeft op de weerstand tegen opdrukken, wanneer de kopplaat op of in de opdrukgevoelige laag zit. Het is conservatief om deze gunstige invloed niet mee te nemen. Wel dient gecontroleerd te worden of de positie van een nagel in het dijklichaam eventueel tot kwel kan leiden. Dit geldt met name indien de nagel dicht bij het buitentalud/de buitenteen ligt of indien een laag met overspannen water doorsneden wordt.

4.4.5 Bijzondere constructies (kunstwerken)

Er zijn geen aanwijzingen dat de aanwezigheid van vernageling een ongunstige invloed heeft op dit onderdeel, of vice versa. Vernageling kan – afhankelijk van de ligging van de nagels ten opzichte van (de fundering van) het kunstwerk – invloed hebben, door een andere spanningsverdeling in de ondergrond dan bij grondophoging. Daarom dient er in het ontwerp nabij kunstwerken een overgang ontworpen te worden (overgangsconstructie).

4.4.6 Overgangsconstructies

Een vernagelingstechniek wordt toegepast op een eindig traject met een stabiliteitstekort. Gedurende de levensduur vervormt een niet-versterkte kering door toedoen van zwel en krimp en door toedoen van variërende waterstanden. De met een vernagelingstechniek versterkte waterkering vertoont een ander vervormingsgedrag dan de onversterkte waterkering (zie PPE [4]). Het is daarom van belang dat de verschilvorming in het raakvlak tussen de twee typen keringen geen schade aan de waterkering veroorzaakt.

Aan weerszijden van het te versterken traject, en rondom kunstwerken, moet een overgangsconstructie worden ontworpen. Om de veiligheid van de dijk te waarborgen is de overgangsconstructie idealiter gepositioneerd in een zone waar de veiligheid van de onversterkte dijk al voldoet aan de norm. De overgangsconstructie heeft hier enkel het doel een geleidelijke overgang te creëren, zodat de verschilvervor-

ming niet zeer lokaal optreedt, maar verspreid over een grotere zone. Door de overgangsconstructie te positioneren in de veilige zone is de dijkveiligheid gewaarborgd.

De overgangsconstructie kan worden vormgegeven door de hart-op-hartafstand stapsgewijs te vergroten in de richting van de veilige dijk. Daardoor neemt de toegevoegde hoeveelheid sterkte per strekkende meter geleidelijk af. De afmetingen van de zone moeten worden bepaald aan de hand van de te verwachten vervormingen. De rekenwijze om de vervorming onder hoogwatercondities te bepalen, is opgenomen in de PPE [4].

4.4.7 Steen- en asfaltbekleding

Er zijn geen aanwijzingen dat de aanwezigheid van vernageling een ongunstige invloed heeft op dit onderdeel of vice versa.

4.4.8 Stabiliteit voorland

Er zijn geen aanwijzingen dat de aanwezigheid van vernageling een ongunstige invloed heeft op dit onderdeel of vice versa.

4.5 Benodigd grondonderzoek

Voor de schematisering van de bodemopbouw en de grondeigenschappen is informatie nodig uit geotechnisch veld- en laboratoriumonderzoek. Dat geldt zowel voor een reguliere dijkversterking in grond als voor een versterking door middel van vernageling. Zoals gebruikelijk wordt daarbij binnen de verschillende projectfasen gewerkt van grof naar fijn. Zie de SHM [6] voor de definitie van het benodigde onderzoek voor een reguliere versterking in grond en zie de PPE [4] voor aanvullende aanwijzingen ter bepaling van specifieke EEM-parameters.

Het grondonderzoek voor een vernagelingsontwerp moet zich aanvullend richten op het kwantificeren van de schuifsterkte langs de nagel (op basis van sondeerweerstand) en van de grondsterkte rondom de kopplaat (op basis van specifiek grondonderzoek ter plaatse van het binnentalud). Hieronder is een nadere uitwerking gegeven.

Sonderingen

Sonderingen hebben twee doelen. In de eerste plaats het verkennen van de bodemopbouw. In de tweede plaats: een indicatie krijgen van de grootte van de wrijving van de grond langs de nagel via correlaties. Ter plaatse van de kruin, berm en de teen van de waterkering gelden andere spanningen, zijn er mogelijk andere grondsoorten aanwezig en verschillen de eigenschappen van de ondergrond. Aangezien een nagel onder al deze drie locaties van de waterkering aanwezig kan zijn, is informatie over al deze drie locaties nodig. De intensiteit van het grondonderzoek wordt iteratief bepaald en dient in lijn te zijn met de SHM en de 'NEN 9997-1 § 3.2.3c' [21] grondkerende constructies' (om de 50 à 100 m) [19]. In verband met het bepalen van de draagkracht van het klapanker moeten voor de *JLD-Dijkstabilisator* de sonderingen voldoende ver (3 à 4 m) in de draagkrachtige zandlaag worden doorgezet.

Handboringen en handsonderingen

Als mechanische boringen/sonderingen niet mogelijk zijn, zijn handboringen en handsonderingen nodig om de ondergrond inzichtelijk te maken. Voor vernagelingstechnieken gebeurt dat voornamelijk in het binnen- of buitentalud. De handboringen en handsonderingen dienen met name ter bepaling van de draagkracht onder de kopplaat. De benodigde intensiteit van het onderzoek voor de fundering van de kopplaten is 1 handboring en/of handsondering per 25 m in de lijn van de kopplaten. Zijn er aanwij-

zingen dat de ondergrond zeer heterogeen of juist zeer homogeen is, dan kan hier onderbouwd vanaf worden geweken.

Peilbuizen

Als uitgangspunt voor de schematisering van waterspanningen wordt de TRWD [8] gehanteerd. In aanvulling op de standaard schematisering is het waardevol om locatiespecifieke informatie in te winnen. Onderstaande aanvullende onderzoeken dienen als richtlijn. De ontwerper dient de specifieke invulling van het onderzoek uit te werken.

Peilbuizen geven een indicatie van de grondwaterstanden (freatisch en stijghoogte) en het waterspanningsverloop in de ondergrond. Daarmee zijn deze van waarde voor de 'standaard' geotechnische schematisering. Peilbuizen hebben een aanvullende waarde bij vernagelingstechnieken. De wrijving van de grond langs de vernageling is namelijk afhankelijk van de waterspanning. Wanneer de correlaties met sonderingen geëxtrapoleerd worden naar maatgevende omstandigheden, is informatie benodigd van de grondwaterstand ten tijde van de sonderingen en onder maatgevende omstandigheden. Om de correlatie te gebruiken in het ontwerp, zijn metingen van de grondwaterstand nodig. Een eerste indicatie van de benodigde metingen is: 2 peilbuizen/waterspanningsmeters per project per watervoerende laag. En een minimum van 1 peilbuis per laag per kilometer dijk. Er geldt een minimum meetperiode van 2 weken wanneer alleen de huidige grondwaterstand passend bepaald dient te worden. Het wordt sterk aanbevolen de waterstanden minimaal gedurende een jaar te meten.

4.6 Uitvoering

4.6.1 Uitvoeringstoleranties

Bij het dimensioneren van een vernagelingstechniek moet niet alleen rekening worden gehouden met de theoretische positie van de nagels, maar ook met de werkelijke positie van de nagels na installatie. Op basis van ervaringsgegevens en uitgevoerde metingen is het mogelijk de plaatsingsnauwkeurigheid van nagels, ingebracht volgens de traditionele methode van spoel- of slagboren, nader te beschrijven. Voor innovatieve methoden, zoals bijvoorbeeld drukken, is dit op dit moment nog niet mogelijk. Vooralsnog kan worden verwacht dat dergelijke methoden, zeker gezien de gewenste inbrenghoeken, een grotere plaatsingsafwijking zullen hebben. Dit aspect moet dan ook een rol spelen bij het ontwikkelen van alternatieve inbrengmethoden.

Uitgaande van traditionele inbrengmethoden, en in combinatie met de ervaringen opgedaan bij de demonstratieproef, zijn de in deze rapportage beschreven ontwerpmethodieken valide binnen de volgende toleranties.

1. Inbrengpositie op het dijklichaam: ± 50 mm in alle richtingen.
2. Afwijking bij het inbrengen van de boorbuis/nagel in verticale richting: $\pm 0,5 - 1,0$ graden. Op een diepte van 10 m onder het maaiveld resulteert dit in een afwijking in verticale zin van circa 130 mm, op 20 m oplopend tot circa 250 mm. De helling wordt op de boorbuis of op de drijfstang met behulp van een waterpas ingesteld.
3. Afwijking bij het inbrengen van de boorbuis/nagel in horizontale richting: $\pm 1,0$ graden. Op een diepte van 10 m onder het maaiveld resulteert dit in een maximale afwijking in horizontale zin van circa 175 mm, op 20 m oplopend tot maximaal circa 350 mm. De helling wordt op de boorbuis/drijfstang met behulp van een kompas ingesteld, waarbij is uitgegaan van een min of meer recht dijklichaam. Bij plaatsing in een gebogen dijklichaam dient per definitie al met een aangepast nagelstramien rekening te worden gehouden.

In het ontwerp moet rekening worden gehouden met nog eventuele aanvullende onzekerheden met betrekking tot het plaatsen van de nagels, zoals afwijkingen in het stramien door toedoen van obstructies in de ondergrond. Daarom wordt geadviseerd om in het DO ook na te gaan binnen welke bandbreedte nagels in de uitvoering op een andere locatie kunnen worden geplaatst indien een nagel vanwege een obstakel niet aangebracht kan worden op de voorgenomen locatie.

4.6.2 Veiligheid tijdens realisatie

Voor de beoordeling van de veiligheid van de kritieke uitvoeringssituatie wordt in eerste instantie verwezen naar Grondslagen voor hoogwaterbescherming [22]. Hierin is aangegeven dat een tijdelijke sterktekort deels is op te vangen met een goede timing van werkzaamheden. Bijvoorbeeld door ervoor te zorgen dat consolidatie plaatsvindt buiten het hoogwaterseizoen. Conform het ENW is een grotere overstromingskans gedurende een periode van maximaal 4 jaar acceptabel als hiermee hoge kosten te voorkomen zijn. Maar de overstromingskans mag gedurende deze periode van 4 jaar in geen enkel jaar groter zijn dan de overstromingskans direct voorafgaand aan de versterking. Met andere woorden, een achteruitgang in de stabiliteit van de bestaande dijk tijdens de realisatie is niet acceptabel.

Dit betekent dat de dijk zijn functie met voldoende veiligheid moet kunnen blijven invullen na de realisatie van een constructief element in een dijk. De realisatie mag dus eigenlijk geen verzwakking van de waterkering veroorzaken (het waterkerend vermogen mag in beginsel niet minder worden).

Voor de invulling van de minimale veiligheidseisen tijdens de bouwfase van de vernagelingstechnieken wordt verwezen naar de eisen voor de gronddijk conform de memo 'Macrostabyliteitseisen Bouwfase en oplevering' [23].



5 Ontwerp Dijkvernageling

In dit hoofdstuk is de ontwerpmethodiek van *Dijkvernageling* uitgewerkt. § 5.1 bevat beschrijvingen van de verschillende deelfaalmechanismen van *Dijkvernageling*. Deze paragraaf vormt de basis van het ontwerp. § 5.2 bevat een overzicht van de toe te passen partiële veiligheidsfactoren. In § 5.3 en § 5.4 zijn vervolgens de rekenmodellen uitgewerkt die aan het ontwerpproces ten grondslag liggen. Daarna worden in § 5.5 per ontwerpfase aandachtspunten voor het ontwerp beschreven. Tot slot geeft § 5.6 ontwerptimalisaties voor *Dijkvernageling*, en § 5.7 de link met andere faalmechanismen.

5.1 Deelfaalmechanismen

Conform de veiligheidsfilosofie uit § 3.2 is voor vernagelingstechnieken onderscheid gemaakt in drie faalcomponenten. Iedere faalcomponent heeft weer een aantal deelmechanismen. De verdeling van de verschillende faalmechanismen is weergegeven in Tabel 5.1.

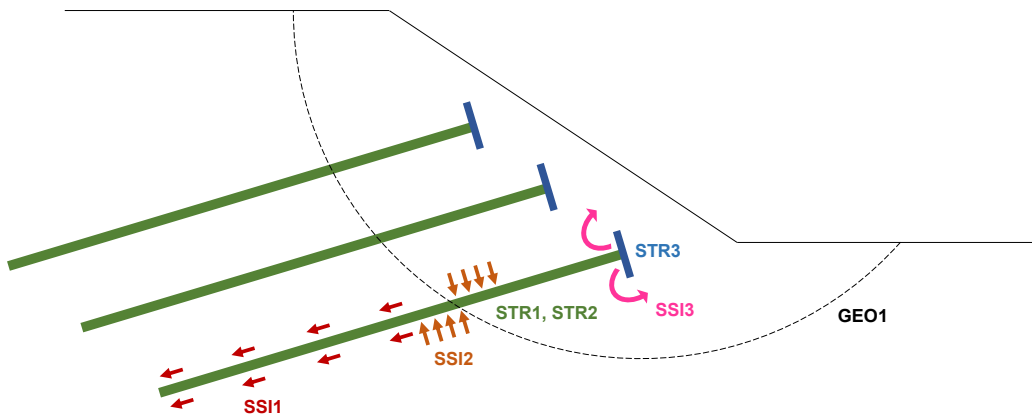
Tabel 5.1 Faalcomponenten met veronderstelde faalkansruimte voor *Dijkvernageling*

Geotechnisch falen (GEO) 33%	Constructief falen (STR) 33%	Grond-constructie-interactie (SSI) 33%
Geotechnisch bezwijken van de vernagelingstechniek	Constructief bezwijken nagel/staaf door dwarskracht en normaalkracht	Bezwijken houdkracht nagels door slip
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek om	Constructief bezwijken nagel door buigend moment en normaalkracht	Snijden van de grond tussen de nagels/staven
	Constructief bezwijken facing/kopplaat (incl. verbindingen)	Bezwijken grond onder de facing/kopplaat

Samenvattend dient voor *Dijkvernageling* op de volgende mechanismen worden getoetst.

- GEO1: macro-instabiliteit met glijvlakken door de vernageling heen;
- GEO2: macro-instabiliteit met glijvlakken buiten de vernageling, onderlangs of bovenlangs;
- SS11: overschrijden axiale schachtweerstand (slip) tussen nagel en grond;
- SS12: overschrijden laterale schachtweerstand (snijden) tussen nagel en grond;
- SS13: overschrijden draagkracht grond onder facing;
- STR1: constructief bezwijken nagel op dwarskracht en normaalkracht;
- STR2: constructief bezwijken nagel op moment en normaalkracht;
- STR3: constructief bezwijken facing (incl. verbinding met nagel).

De verschillende mechanismen zijn in Figuur 5.1 gevisualiseerd. In de praktijk is de slip van de nagel (mechanisme SS11) doorgaans maatgevend. Deze bepaalt namelijk de maximaal in de nagel te mobiliseren trekkracht, die de grootste bijdrage aan het verhogen van de stabiliteit levert. De uvelwerking wordt bepaald door de laterale schachtweerstand (SS12) en geeft een kleinere bijdrage aan de stabiliteit. De kern van de nagel wordt gedimensioneerd op de maximaal berekende krachten (dwarskracht, moment en normaalkracht; STR1 en STR2). De maximaal te mobiliseren trekkracht wordt ook bepaald door de lengte van de nagel in het afschuivende en het niet-afschuivende deel. Om de te mobiliseren trekkracht in het afschuivende deel te vergroten, kan een kopplaat (facing) worden toegepast (STR3 en SS13).



Figuur 5.1 Illustratie van de verschillende bezwijkmechanismen voor Dijkvernageling

5.2 Bepalen partiële factoren

In deze paragraaf zijn per deelfaalmecanisme de van toepassing zijnde partiële factoren voor *Dijkvernageling* nader beschreven. Voor de toepassing van de partiële factoren wordt verwezen naar § 5.3.

De partiële factoren die alleen betrekking hebben op geotechnische falen (GEO1 en GEO2) volgen uit § 3.6 en zijn samengevat in Tabel 5.2. De partiële factoren die betrekking hebben op constructief falen (STR1 t/m 3) en op de interactie tussen grond en nagel (SSI1, SSI2) respectievelijk facing (SSI3), zijn onder te verdelen in belastingeffect-factoren en weerstandsfactoren.

Tabel 5.2 Overzicht partiële factoren voor geotechnisch falen (GEO1 en GEO2)

Factor	Symbol	Waarde
Schadefactor	γ_n	Zie § 3.6 ¹⁾
Schematiseringsfactor	$\gamma_{b;geo}$	zie PPE [4]
Modelfactor	γ_d	1,06 ²⁾ (Uplift Van en EEM) of 1,11 ²⁾ (Bishop)
Materiaalfactor	γ_m	1,00 ²⁾

- 1) In § 3.6 wordt uitgegaan van het CSSM-materiaalmodel. Voor toepassing van Mohr-Coulomb dient een andere formule voor γ_n te worden toegepast, zie OI2014v4 [18]. De formule voor $\beta_{eis;dsn}$ is gelijk voor zowel CSSM als MC.
- 2) Uitgaande van het CSSM-materiaalmodel. Voor toepassing van Mohr-Coulomb dienen andere factoren conform OI2014v4 [18] te worden toegepast.

De belastingfactoren worden toegepast op de berekende snedekrachten en zijn weergegeven in Tabel 5.3. De belastingfactoren bestaan uit belastingeffect-factoren (γ_{add}), schematiseringsfactoren ($\gamma_{b;str}$ en $\gamma_{b;ank}$) en de 3D-factor ($\gamma_{add;3D}$). De weerstandsfactoren worden toegepast op de sterkte van de constructiematerialen of ondergrond en staan weergegeven in Tabel 5.4. De tabellen geven ook aan op welke constructieve en interactie bezwijkmechanismen (STR & SSI) de factoren van toepassing zijn. De toepassing van de factoren is uiteengezet in § 5.3.

Tabel 5.3 Overzicht belastingeffect-factoren voor constructief falen en interactie (STR & SSI)

Symbol	Waarde	Toepassing
$\gamma_{add;grout}$	1,10	SSI1
$\gamma_{add;snijden}$	1,10	SSI2
$\gamma_{add;N;nagel}$	1,25	STR1, STR2
$\gamma_{add;V;nagel}$	1,25	STR1
$\gamma_{add;M;nagel}$	1,25	STR2
$\gamma_{add;facing;str}$	1,25	STR3
$\gamma_{add;facing;geo}$	1,10	SSI3
$\gamma_{b;str}$	zie PPE [4]	STR1, STR2
$\gamma_{b;ank}$	zie PPE [4]	STR1, STR2, STR3, SSI3
$\gamma_{add;3D}$	zie § 3.6	SSI1, SSI2, SSI3, STR1, STR2, STR3
$\gamma_{add;uitval}$	1,30	Toets nageluitval, zie § 6.6.4 en § 5.5.3.

Tabel 5.4 Overzicht weerstandsfactoren voor constructief falen en interactie (STR & SSI)

Symbol	Waarde	Toepassing
ζ	1,00 - 1,39 ¹⁾	SSI1
$\gamma_{s;t}$	1,25 - 1,35 ²⁾	SSI1
$\gamma_{m;cu}$	1,35	SSI2, SSI3
f_1, f_2	1,00 ³⁾	SSI1
α_{groep}	$\leq 1,00$ ⁴⁾	SSI2
$\gamma_{m;nagel}$	afhankelijk van materiaal nagelkern, conform Eurocode	STR1, STR2
$\gamma_{m;facing}$	afhankelijk van materiaal facing, conform Eurocode	STR3

- 1) Afhankelijk van aantal proeven op nagels, zie Tabel 5.5.
- 2) 1,25 voor nagels die zijn proefbelast, 1,35 voor nagels die zijn afgeleid uit proefbelastingen of berekend uit sonderingen.
- 3) Geldt voor nagels in cohesieve grond. Voor niet-cohesieve grond dient de aanpak conform § 4.3.5 gevolgd te worden.
- 4) Factor voor groepseffect conform DIN 1054, zie § 4.3.5. Voor PLAXIS geldt $\alpha_{groep} = 1,00$.

Tabel 5.5 Waarden voor correlatiefactor ξ

m	n						
	1	2	3	4	5	7	≥ 10
1 of 2	1,39	1,32	1,30	1,28	1,28	1,27	1,25
$m \geq 3$	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14

m is het aantal nagels dat mag worden geacht samen te werken bij de overdracht van krachten door de constructie.
 n is het aantal geschiktheidsproeven dat representatief kan worden geacht voor het desbetreffende gebied.

5.3 Toetsen deelfaalmecanismen

In navolgende subparagrafen is per deelfaalmecanisme uit § 5.1 beschreven hoe deze getoetst dienen te worden en hoe de partiële factoren uit § 5.2 toegepast moeten worden.

5.3.1 GEO1: glijvlak door nagels heen

Bij dit deelfaalmecanisme dient getoetst te worden of het maatgevende glijvlak door de nagels heen voldoende stabiel is. In een analytische glijvlakberekening dient de berekende stabiliteitsfactor groter te zijn dan het product van de schadefactor γ_n , modelfactor γ_d en schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$; zie formule 5.1. In de analytische glijvlakberekening zitten rekenwaarden van de sterkteparameters, waarbij de materiaalfactor γ_m reeds is toegepast.

$$SF > \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{b;geo} \quad (5.1)$$

In een eindige-elementenberekening (PLAXIS) dient in lijn met het PPE [4] eerst de grondsterkte gereduceerd te worden met de schadefactor γ_n , modelfactor γ_d en materiaalfactor γ_m (indien het model is opgebouwd met karakteristieke schuifsterkte) middels een Design Approach. Vervolgens dient het resultaat van een Safety-analyse te voldoen aan de schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$.

$$\Sigma M_{sf} > \gamma_{b;geo} \quad (5.2)$$

Voor de toe te passen partiële factoren wordt verwezen naar Tabel 5.2. De materiaalfactor γ_m wordt voor cohesieve lagen toegepast op s_u . Praktisch betekent dit dat de factor wordt toegepast op óf schuifsterkteratio S (D-Geo Stability, S_u calculated DOV) óf α (PLAXIS, Shansep NGI-ADP). Voor niet-cohesieve lagen wordt de materiaalfactor toegepast op c' en $\tan(\varphi')$.

5.3.2 GEO2: glijvlak buiten nagels om

De toets van het glijvlak buiten de nagels om kent dezelfde werkwijze als de toets van het glijvlak door de nagels heen. De toets kan worden uitgevoerd in D-GeoStability of een ander analytisch glijvlakmodel. De nagels dienen als *forbidden line* in het model opgenomen te worden. Volgt uit een PLAXIS-berekening dat wordt voldaan aan GEO1 (glijvlak door de nagels heen), dan wordt impliciet ook voldaan aan deze toets.

5.3.3 SSI1: overschrijden axiale schachtweerstand (slip)

De maximale axiale schachtweerstand van een nagel wordt bepaald op basis van de formules 5.3 en 5.4, in lijn met NEN 9997-1 art. 7.6.3.3.

$$q_{s;z;d} = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_t \cdot q_{c;z;d} \tag{5.3}$$

$$q_{c;z;d} = \frac{q_{c;z;a}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} \tag{5.4}$$

waarin:

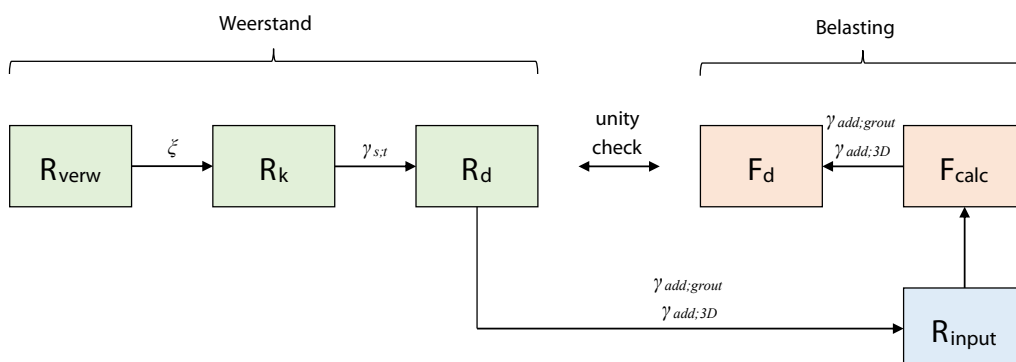
- $q_{s;z;d}$ rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond op diepte z beneden maaiveld [kN/m²]
- f_1 factor voor het effect van verdichting van nagelgroep [-], zie Tabel 5.4
- f_2 factor voor de afname van korrelspanning in zandlagen waaraan de nagel zijn trekweerstand ontleent, door het belasten van de nagelgroep [-], zie Tabel 5.4
- α_t schachtwrijvingsfactor voor trekkrachten [-]
- $q_{c;z;d}$ rekenwaarde van de conusweerstand op diepte z beneden maaiveld [kPa]
- $q_{c;z;a}$ conusweerstand op diepte z beneden maaiveld, gecorrigeerd voor effectieve spanning bij maatgevend hoogwater [kPa]
- $\gamma_{s;t}$ partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand [-], zie Tabel 5.4
- ξ correlatiefactor afhankelijk van het aantal controleproeven [-], zie Tabel 5.5

De maximale axiale schachtweerstand is een invoerwaarde in zowel een analytisch glijvlakmodel als een eindige-elementenmodel. De schachtweerstand zal in beide gevallen volledig gemobiliseerd worden. Om deze reden dienen de belastingeffect-factoren vooraf meegenomen te worden. Als na een berekening de (volledig) gemobiliseerde schachtwrijving wordt vermenigvuldigd met de belastingeffect-factoren, voldoet deze aan de rekenwaarde van de schachtweerstand, zie Figuur 5.2. De schuifweerstand inclusief belastingeffect-factoren $f_{s;d}$ wordt bepaald volgens onderstaande formule, dit is de invoerwaarde voor de maximale axiale schachtweerstand.

$$f_{s;d} = \frac{q_{s;z;d}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;grout}} \tag{5.5}$$

waarin:

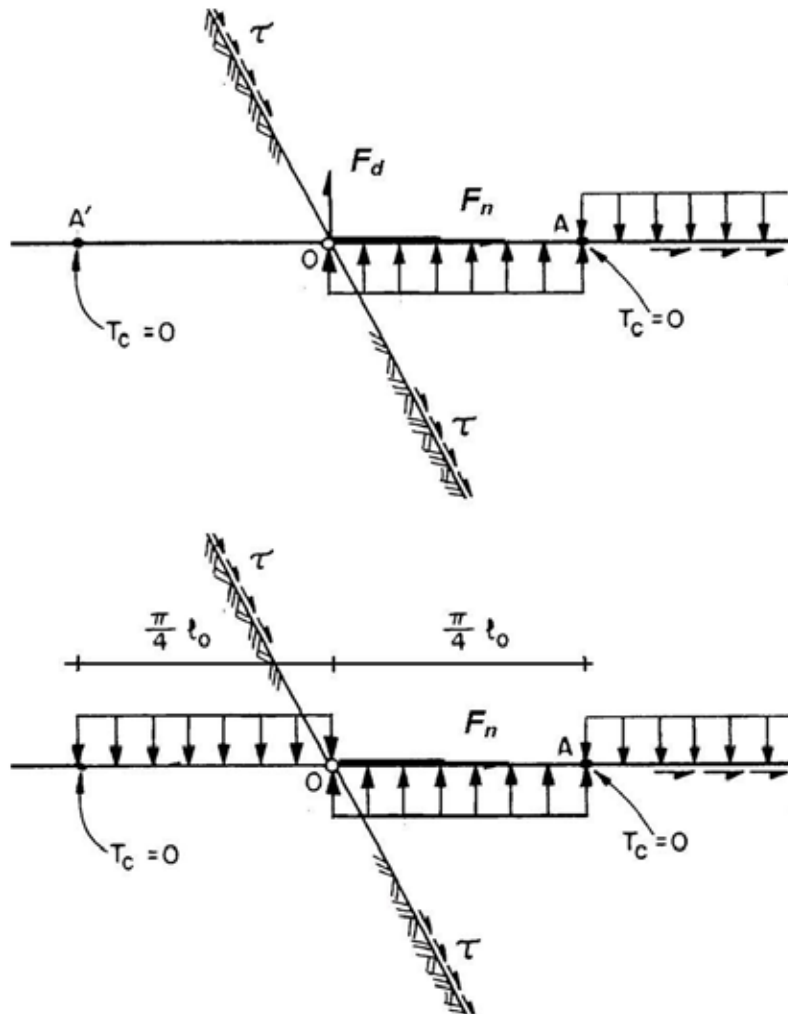
- $f_{s;d}$ rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond inclusief belastingeffect-factoren [kN/m²]
- $q_{s;z;d}$ rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond, zoals bepaald in (5.3) [kN/m²]
- $\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-]
- $\gamma_{add;grout}$ belastingeffect-factor voor schachtwrijving [-], zie Tabel 5.3



Figuur 5.2 Stroomschema t.b.v. bepalen invoerwaarde weerstand

5.3.4 SSI2: overschrijden laterale schachtweerstand (snijden)

De toelaatbare laterale druk van de nagel op de grond wordt bepaald door het bezwijkdraagvermogen van de grond (grondmechanisch bezwijken, grondbreuk/snijden) aan weerszijden van het glijvlak. De grond zal bezwijken als de verdeelde reactiekracht uit de optredende dwarskracht de waarde van p_u overschrijdt. Volgens het verenmodel kan worden aangenomen dat de grond aan weerszijden van het glijvlak kan plastificeren langs de nagel over een totale lengte van $\lambda/4 (= \pi \cdot l_0/2)$ zoals weergegeven in Figuur 5.3.



Figuur 5.3 Verdeling laterale druk op de grond en nagel

De (natuurlijke) golflengte kan worden bepaald op basis van de stijfheidsverhoudingsfactor β welke volgt uit de verend ondersteunde liggertheorie van Winkler. De onderlinge relaties zijn daarbij als volgt:

$$\lambda = 2 \cdot \pi \cdot l_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\beta} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s \cdot D_{grout}}} \quad (5.6)$$

waarin:

- λ natuurlijke golflengte [m]
- l_0 kniklengte [m]

β	verhouding tussen stijfheid nagel en grond [m^{-1}]
EI	buigstijfheid nagel [kNm^2]
k_s	beddingsconstante grond [kN/m^3]
D_{grout}	diameter groutlichaam [m]

De maximaal toelaatbare gronddruk kan worden bepaald aan de hand van de formules uit de tubomechanica, analoog aan de berekening van de ongedraineerde draagkracht bij ondergrondse leidingen conform NEN 3650-1. Voor de ongedraineerde situatie geldt formule 5.7. Deze volgt uit NEN 3650-1 art. C.4.4.2 (c). Doordat de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte wordt gebruikt, geeft dit direct de rekenwaarde van de maximale laterale gronddruk. De ongedraineerde schuifsterkte kan uit sonderingen afgeleid worden volgens de Dijken op Veen-methode [24]. Wel dient de schuifsterkte gecorrigeerd te worden voor de spanningstoestand in de ondergrond bij maatgevende omstandigheden. Voor het gebruik van deze schuifsterkte om de maximale laterale gronddruk te bepalen, dient nog een partiële materiaalfactor $\gamma_{m,cu} = 1,35$ toegepast te worden.

$$p_{u,d} = 0,85 \cdot c_{u,d} \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c) \quad (5.7)$$

$$s_c = 0,4 \cdot \frac{D_{grout}}{\lambda} \quad (5.8)$$

$$d_c = 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{H^*}{D_{grout}}\right) \quad (5.9)$$

waarin:

$p_{u,d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de ondergrond onder de nagel [kN/m^2]
$c_{u,d}$	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte, $c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{m,cu}$ [kN/m^2]
$\gamma_{m,cu}$	partiële materiaalfactor ongedraineerde schuifsterkte [kN/m^2], zie Tabel 5.4
s_c	vormfactor [-]
d_c	dieptefactor [-]
λ	natuurlijke golflengte [m], zoals bepaald in formule 5.6
H^*	diepteligging hart nagel t.o.v. maaiveld recht erboven [m]
D_{grout}	diameter groutlichaam [m]

Net als de maximale axiale schachtweerstand is de maximale laterale schachtweerstand een invoerwaarde voor zowel een analytisch glijvlakmodel als een eindige-elementenmodel. Voor de invoer dienen de belastingeffect-factoren meegenomen te zijn:

$$f_{l,d} = \frac{p_{u,d}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;snijden}} \quad (5.10)$$

waarin:

$f_{l,d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, inclusief belastingeffect-factoren [kN/m^2]
$p_{u,d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, zoals bepaald in formule 5.7 [kN/m^2]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-]
$\gamma_{add;snijden}$	belastingeffect-factor voor snijden [-], zie Tabel 5.3

In een analytisch glijvlakmodel dient rekening te worden gehouden met groepseffect, zie § 4.3.5.3. In een eindige-elementenmodel wordt dit impliciet meegenomen. De reductie als gevolg van groepseffect in laterale richting is als volgt:

$$f_{l;groep;d} = f_{l;d} \cdot \alpha_{groep} \quad (5.11)$$

waarin:

- $f_{l;groep;d}$ rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, inclusief belastingeffect-factoren en groepseffect [kN/m²]
 $f_{l;d}$ rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, inclusief belastingeffect-factoren, zoals bepaald in formule 5.10 [kN/m²]
 α_{groep} reductiefactor voor groepseffect conform DIN1054 $\leq 1,0$ [-]. Voor PLAXIS $\alpha_{groep} = 1,0$. Zie ook § 4.3.5.3.

5.3.5 STR1: constructief bezwijken nagel (dwarskracht en normaalkracht)

De nagelkern dient getoetst te worden op constructief bezwijken op dwarskracht in combinatie met normaalkracht. In een eindige-elementenmodel worden deze snedekrachten interactief bepaald op basis van de grond-constructie-interactie. In een analytisch glijvlakmodel worden de krachten bepaald op basis van de maximale opgegeven waarden voor de axiale en laterale schachtweerstand:

$$N_{calc} = \begin{cases} f_{s;d} \cdot \pi \cdot D_{grout} \cdot L_{min} & \rightarrow \textit{Analytische glijvakberekening} \\ N_{EEM;max} & \rightarrow \textit{EEM-berekening} \end{cases} \quad (5.12)$$

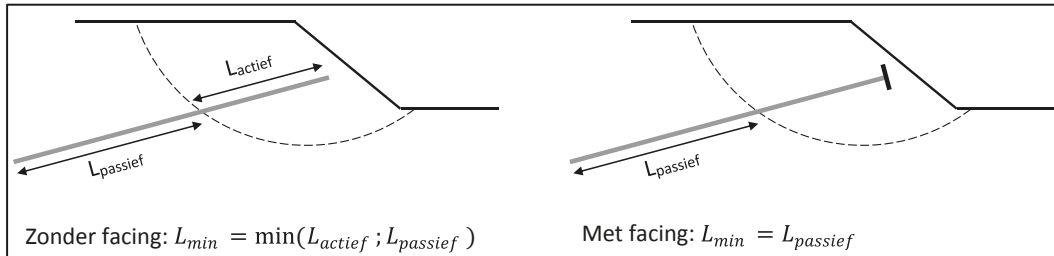
$$V_{calc} = \begin{cases} f_{l;d} \cdot D_{grout} \cdot \frac{\lambda}{4} & \rightarrow \textit{Analytische glijvakberekening} \\ V_{EEM;max} & \rightarrow \textit{EEM-berekening} \end{cases} \quad (5.13)$$

waarin:

- N_{calc} berekende normaalkracht in nagel uit een glijvlak of EEM-berekening [kN]
 V_{calc} berekende dwarskracht in nagel uit een glijvlak of EEM-berekening [kN]
 $N_{EEM;max}$ maximaal berekende normaalkracht in nagel uit EEM-berekening [kN]
 $V_{EEM;max}$ maximaal berekende dwarskracht in nagel uit EEM-berekening [kN]
 $f_{s;d}$ rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond inclusief belastingeffect-factoren, zoals bepaald in formule 5.5 [kN/m²]
 $f_{l;d}$ rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, inclusief belastingeffect-factoren en groepseffect, zoals bepaald in formule [kN/m²]
 D_{grout} diameter groutlichaam [m]
 L_{min} maatgevende lengte nagel (in actief of passief deel), ook afhankelijk van aanwezigheid facing [m]
 λ natuurlijke golflengte, zoals bepaald in formule 5.6 [m]

De lengte L_{min} is afhankelijk van het wel of niet toepassen van een facing, zie Figuur 5.4. Voor het geval met facing is L_{min} gelijk aan de lengte van de nagel buiten het afschuivende deel. Zonder facing is L_{min} gelijk aan de kleinste waarde van $L_{passief}$ en L_{actief} (waarbij $L_{passief} + L_{actief} = L_{totaal}$). Dit geldt overigens alleen als $f_{s;d}$ over de gehele lengte van de nagel gelijk is. Bij variërende schachtweerstand, bijvoorbeeld wanneer de nagel meerdere grondlagen doorkruist, dient N_{calc} bepaald te worden op basis

van de minimale waarde van de op te bouwen normaalkracht in het actieve deel en passieve deel, dus $N_{calc} = \min(N_{actief}; N_{passief})$.



Figuur 5.4 Lengte L_{min} bij toepassing zonder en met facing

In de gelimiteerde krachten $f_{s;d}$ en $f_{l;d}$ zitten alle belastingeffect- en weerstandsfactoren verwerkt. Voor geotechnisch falen is dit correct, maar voor de constructieve toets kan de kracht in de nagel hierdoor onderschat worden. Als ingang voor de constructieve toets dienen de berekende krachten te worden vermenigvuldigd met alle toegepaste factoren op $f_{s;d}$ en $f_{l;d}$.

$$N_{nagel;k} = N_{calc} \cdot (\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;grout} \cdot \gamma_{s;t} \cdot \xi) \quad (5.14)$$

$$V_{nagel;k} = V_{calc} \cdot \left(\frac{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;snijden} \cdot \gamma_{m,cu}}{\alpha_{groep}} \right) \quad (5.15)$$

waarin:

$N_{nagel;k}$ karakteristieke normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN]

$V_{nagel;k}$ karakteristieke dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN]

Bovenstaande aanpak is eenvoudig (en veilig). Het berekenen met een tweede model is hierbij niet nodig. Wanneer constructief falen maatgevend is, kan geoptimaliseerd worden door een eindige-elementenberekening te maken met zeer hoge (of ongelimiteerde) waarden voor $T_{skin,max}$ en $T_{lat,max}$. De berekende krachten $N_{EEM,max}$ en $V_{EEM,max}$ kunnen dan direct gebruikt worden als $N_{nagel;k}$ en $V_{nagel;k}$.

Wanneer in PLAXIS $T_{skin,max}$ wordt verhoogd, wordt na een Design Approach in de meeste gevallen een lagere dwarskracht gevonden. Dit komt doordat in de nagels eerst de axiale kracht wordt gemobiliseerd en daarna de dwarskracht. In dat geval dient de nagel gedimensioneerd te worden op de maatgevende dwarskracht uit de twee PLAXIS-berekeningen.

Deze optimalisatie, dus het uitvoeren van een tweede berekening met verhoogde $f_{s;d}$ en $f_{l;d}$, is niet mogelijk in een analytisch glijvlakmodel. Dit komt doordat dit een *ultimate limit state model* is, waarin alle te mobiliseren kracht ook daadwerkelijk wordt gemobiliseerd. Het resultaat dat wordt gevonden is vergelijkbaar met het resultaat na toepassing van formules 5.14 en 5.15. Overigens kan er een kleine afwijking zijn wanneer een ander maatgevend glijvlak wordt gevonden.

De rekenwaarde van de nagelkracht wordt als volgt bepaald:

$$N_{nagel;d} = N_{nagel;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;N;nagel} \cdot \gamma_{b;ank} \quad (5.16)$$

$$V_{nagel;d} = V_{nagel;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;V;nagel} \cdot \gamma_{b;str} \quad (5.17)$$

waarin:

$N_{nagel;d}$	rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN]
$N_{nagel;k}$	karakteristieke normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], zoals bepaald in formule 5.14 of op basis van EEM-berekeningen (maximum van $N_{EEM;max}$ met $T_{skin;max}$ hoog en laag)
$V_{nagel;d}$	rekenwaarde dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN]
$V_{nagel;k}$	karakteristieke dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], zoals bepaald in formule 5.15 of op basis van EEM-berekeningen (maximum van $V_{EEM;max}$ met $T_{skin;max}$ hoog en laag)
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-]
$\gamma_{add;N;nagel}$	belastingeffect-factor voor normaalkracht in nagel [-], zie Tabel 5.3
$\gamma_{add;V;nagel}$	belastingeffect-factor voor dwarskracht in nagel [-], zie Tabel 5.3
$\gamma_{b;ank, \gamma_{b;str}}$	constructieve schematiseringsfactor [-], zie Tabel 5.3

De combinatie van dwarskracht en normaalkracht wordt getoetst volgens formule 5.18. Dit is de formule van Huber (of ook wel gerefereerd naar Von Mises vloeispanning). Deze formule is geldig voor materiaal waarvan de sterkte richting-onafhankelijk is, bijvoorbeeld staal. Is de materiaalsterkte wel richtingafhankelijk, dan dient de van toepassing zijnde interactiesterkte te worden toegepast.

$$f_{y;d} \geq \sqrt{(\sigma_{n;d})^2 + 3(\tau_d)^2} \quad (5.18)$$

$$\sigma_{n;d} = \frac{N_{nagel;d} \cdot 10^3}{A_{nagelkern}} \quad (5.19)$$

$$\tau_d = \frac{V_{nagel;d} \cdot 10^3}{A_{nagelkern}} \quad (5.20)$$

waarin:

$f_{y;d}$	rekenwaarde vloeisterkte materiaal nagelkern [N/mm ²]
$\sigma_{n;d}$	rekenwaarde normaalspanning in nagelkern [N/mm ²], volgens formule 5.19
τ_d	rekenwaarde schuifspanning in nagelkern [N/mm ²], volgens formule 5.23
$N_{nagel;d}$	rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.16
$V_{nagel;d}$	rekenwaarde dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.17
$A_{nagelkern}$	oppervlakte doorsnede nagelkern, verminderd met corrosie (indien van toepassing) [mm ²]

Een alternatief voor formule 5.18, het Huber / Von Mises-criterium, is het Tresca-criterium. In plaats van een factor 3 wordt dan een factor 4 toegepast op de schuifsterkte. Het Tresca-criterium is dus conservatiever. In het analytisch glijvlakprogramma Talren wordt dit criterium gebruikt.

In het Tresca-criterium is de dwarskrachtcapaciteit V_{Rd} de helft van de normaalkrachtcapaciteit N_{Rd} : $V_{Rd} = N_{Rd} / 2$. Toetsing van de combinatie dwarskracht en normaalkracht gebeurt op basis van formule 5.21. Voor de afleiding hiervan wordt verwezen naar de Talren-manual [25].

$$\left(\frac{N_{nagel;d}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{nagel;d}}{V_{Rd}}\right)^2 = \left(\frac{N_{nagel;d}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{nagel;d}}{N_{Rd}/2}\right)^2 \leq 1 \quad (5.21)$$

waarin:

- $N_{nagel;d}$ rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.16
- N_{Rd} rekenwaarde normaalkrachts capaciteit nagel, waarin materiaalfactor is verwerkt [kN]
- $V_{nagel;d}$ rekenwaarde dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.17
- V_{Rd} rekenwaarde dwarskrachts capaciteit nagel = $N_{Rd} / 2$ [kN]

5.3.6 STR2: constructief bezwijken nagel (buigend moment en normaalkracht)

Als tweede sterktecriterium van de nagelkern wordt de combinatie van maximum moment en normaalkracht getoetst. Het maximum moment treedt op daar waar de dwarskracht gelijk is aan nul.

In een eindige-elementenmodel worden deze snedekrachten interactief bepaald op basis van de grond-constructie-interactie. Net als bij dwarskracht en normaalkracht, dienen $T_{skin,max}$ en $T_{lat,max}$ zo gekozen te worden dat het maatgevende moment in de nagel wordt gevonden, zie vorige paragraaf.

Voor een analytisch glijvlakmodel wordt de liggertheorie van Winkler gevolgd. Hierin treedt het maximum moment op, op een afstand van 1/8 maal de (natuurlijke) golflengte. Het maximum moment kan worden berekend uit de dwarskracht in geval de nagel voldoende ingeklemd is, waarbij de inklemmingslengte L_{min} groter dient te zijn dan $\lambda/2$. Voor het maximum moment volgt dan:

$$M_{nagel;k} \approx 0,322 \cdot V_{nagel;k} \cdot \frac{\lambda}{2 \cdot \pi} \quad \text{op een afstand } \lambda/8 \quad (5.22)$$

waarin:

- $M_{nagel;k}$ karakteristieke waarde maximaal buigend moment t.b.v. constructieve toetsing nagel [kNm], op een afstand $\lambda/8$ t.o.v. het snijpunt van de bezwijkcirkel met de nagel (zie Figuur 5.4), of op basis van PLAXIS-berekeningen (maximum van resultaat met $T_{skin,max}$ hoog en laag)
- $V_{nagel;k}$ karakteristieke dwarskracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], zoals bepaald in formule 5.15 of op basis van EEM-berekeningen (maximum van resultaat met $T_{skin,max}$ hoog en laag)
- λ natuurlijke golflengte [m], zoals bepaald in formule 5.6

De rekenwaarde van het moment wordt als volgt bepaald:

$$M_{nagel;d} = M_{nagel;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;M;nagel} \cdot \gamma_{b;str} \quad (5.23)$$

waarin:

- $M_{nagel;d}$ rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing nagel [kNm]
- $M_{nagel;k}$ karakteristieke waarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing nagel [kNm], zoals bepaald in formule 5.22 of op basis van PLAXIS-berekeningen (maximum van $M_{EEM,max}$ met $T_{skin,max}$ hoog en laag)
- $\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-]
- $\gamma_{add;M;nagel}$ belastingeffect-factor voor buigend moment in nagel [-], zie Tabel 5.3
- $\gamma_{b;str}$ constructieve schematiseringsfactor [-], zie Tabel 5.3

De combinatie van buigend moment en trekkracht wordt getoetst volgens formule 5.24.

N_{Rd} en M_{Rd} dienen afhankelijk van het gekozen materiaal van de nagelkern te worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{N_{nagel;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{nagel;d}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (5.24)$$

waarin:

$N_{nagel;d}$	rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.16
N_{Rd}	rekenwaarde normaalkrachtcapaciteit nagel, waarin materiaalfactor is verwerkt [kN]
$M_{nagel;d}$	rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing nagel [kN], volgens formule 5.23
M_{Rd}	rekenwaarde momentcapaciteit nagel, waarin materiaalfactor is verwerkt [kN]

5.3.7 STR3: constructief bezwijken facing

In het geval dat de nagel aan de taludzijde wordt uitgevoerd met een facing, moet ook de sterkte van de facing worden beschouwd om de facing te kunnen dimensioneren. Als facing kan bijvoorbeeld een stalen of betonnen plaat dienen, waaraan de nagel centrisch is verbonden. De facing en de verbinding dienen de volgende rekenwaarde van de nagelkracht te kunnen opnemen:

$$N_{facing;str;d} = N_{nagel;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;facing;str} \cdot \gamma_{b;ank} \quad (5.25)$$

waarin:

$N_{facing;str;d}$	rekenwaarde normaalkracht op facing t.b.v. constructieve toetsing facing [kN]
$N_{nagel;k}$	karakteristieke normaalkracht in nagel [kN], zoals bepaald in formule 5.14 of op basis van PLAXIS-berekeningen (maximum van resultaat met $T_{skin,max}$ hoog en laag)
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-]
$\gamma_{add;facing;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve toets facing [-], zie Tabel 5.3
$\gamma_{b;ank}$	constructieve schematiseringsfactor [-], zie Tabel 5.3

De rekenwaarde van de normaalkracht die op de facing werkt, dient te worden vertaald naar een moment en dwarskracht in de facing. De facing en de verbinding dienen getoetst te worden op basis van de optredende (gecombineerde) constructieve spanningen in de plaat conform de daarvoor geldende materiaalspecifieke Eurocode-normen.

5.3.8 SSI3: overschrijden draagkracht grond onder facing

Naast de treksterkte van de facing en de verbinding met de nagel, moet ook de grond onder de facing voldoende weerstand kunnen leveren om de normaalkracht te kunnen overdragen. De ondergrond onder de facing dient de volgende rekenwaarde van de nagelkracht te kunnen opnemen:

$$N_{facing;geo;d} = N_{nagel;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;facing;geo} \cdot \gamma_{b;ank} \quad (5.26)$$

waarin:

$N_{facing;str;d}$	rekenwaarde normaalkracht op facing t.b.v. toetsing draagkracht ondergrond [kN]
$N_{nagel;k}$	karakteristieke normaalkracht in nagel [kN], zoals bepaald in formule 5.14 of op basis van PLAXIS-berekeningen (maximum van resultaat met $T_{skin,max}$ hoog en laag)

- $\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-]
- $\gamma_{add;facing;geo}$ belastingeffect-factor voor draagvermogen onder facing [-], zie Tabel 5.3
- $\gamma_{b;ank}$ constructieve schematiseringsfactor [-], zie Tabel 5.3

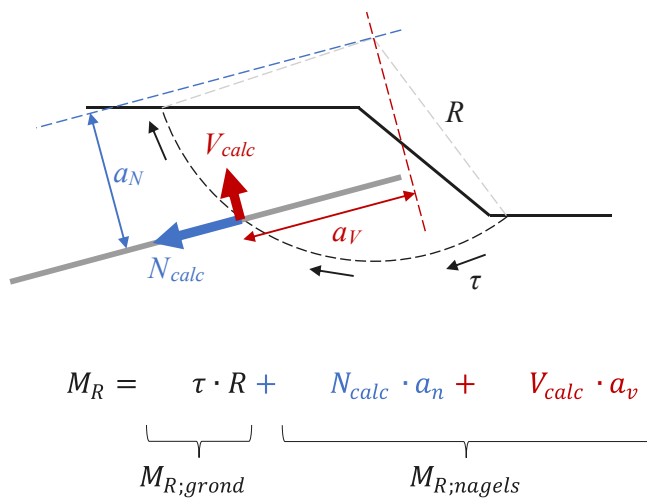
Voor het bezwijkcriterium van de gronddruk onder de facing kan worden uitgegaan van het ongedraaide bezwijkcriterium volgens § 4.3.4.

5.4 Rekenmodellen

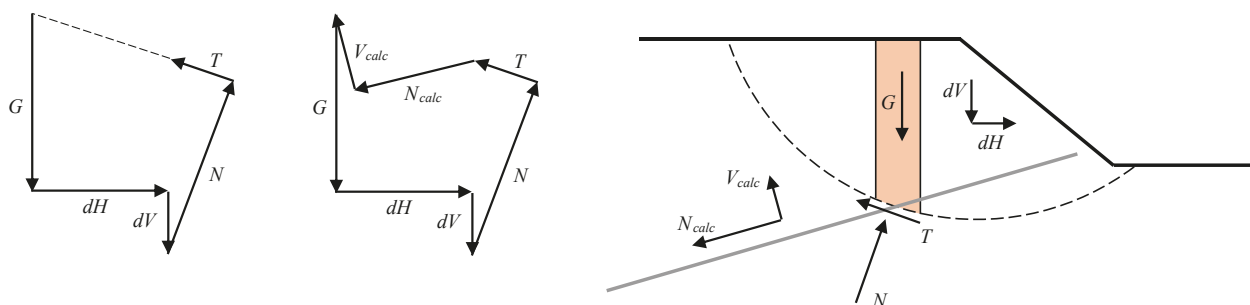
5.4.1 Analytisch glijvlakmodel

Een analytisch glijvlakmodel voor *Dijkvernageling* werkt in beginsel gelijk aan een klassiek glijvlakmodel, zoals Bishop of Uplift Van. Hierin wordt een stabiliteitsfactor bepaald op basis van het weerstandbiedend moment van de grond $M_{R;grond}$ en het aandrijvende moment M_D .

Door het plaatsen van nagels, die de glijcirkels doorkruisen, wordt nagelkracht gemobiliseerd. Dit resulteert in een normaalkracht N_{calc} en dwarskracht V_{calc} . Het extra-weerstandbiedend moment $M_{R;nagels}$ wordt daarbij bepaald uit de werklijnen van deze twee krachten in de richting van de nagel respectievelijk loodrecht daarop, vermenigvuldigd met de bijbehorende afstanden (arm) tot het middelpunt van de glijcirkel. In Figuur 5.5 is deze bijdrage schetsmatig weergegeven, hierbij uitgaande van uitgaande van een Bishop-glijcirkel. De krachtenveelhoek van het theoretisch evenwichtsmodel is weergegeven in Figuur 5.6 in een situatie zonder en met *Dijkvernageling*.



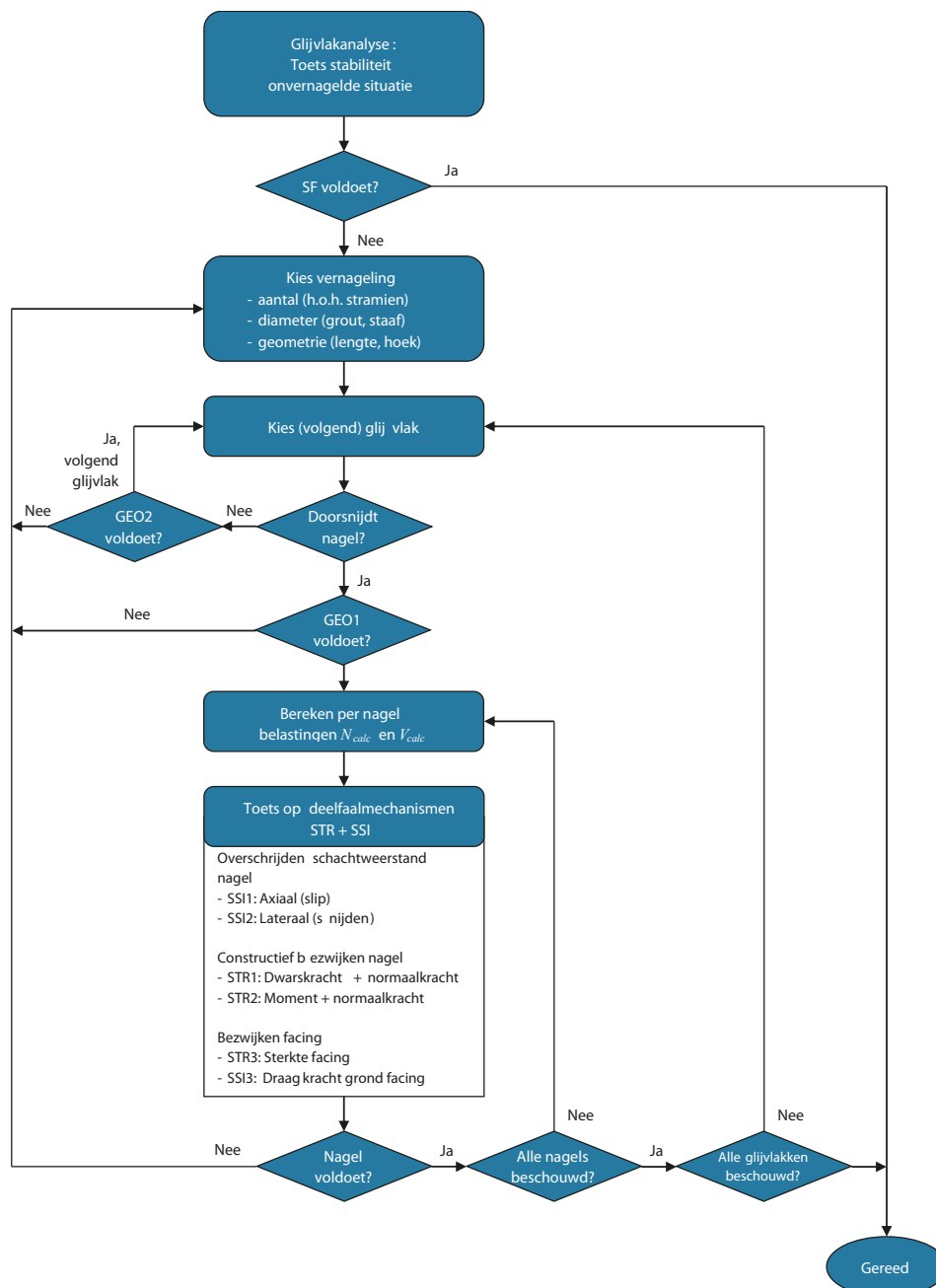
Figuur 5.5 Schetsmatige bijdrage van Dijkvernageling aan weerstandbiedend moment



Figuur 5.6 Krachtenveelhoek theoretisch evenwichtsmodel zonder nagels (links) en met nagels (midden)

Invoer voor een analytisch glijvlakmodel zijn de weerstanden behorend bij de volgende deelmechanismen (incl. toepassing facing):

- SSI1: axiale schachtweerstand langs de nagel, uitgedrukt in $f_{s;d}$ per grondlaag, zie formule 5.5 in § 5.3.3;
- SSI2: laterale schachtweerstand langs de nagel, uitgedrukt in $f_{l;groep;d}$ per grondlaag, zie formule 5.11 in § 5.3.4;
- SSI3: draagkracht ondergrond onder facing $R_{facing;geo;d}$ zoals bepaald in § 5.3.8;
- STR1 + STR2: capaciteit N_{Rd} , V_{Rd} en M_{Rd} van de nagel, bepaald op basis van de geldende normen voor het materiaal van de nagelkern;
- STR3: capaciteit van de facing, uitgedrukt in $R_{facing;str;d}$ de maximale normaalkracht die de facing constructief kan opnemen.



Figuur 5.7 Flowchart Dijkvernageling in analytische glijvlakberekening

Tevens dienen de belastingeffect-factoren en weerstandsfactoren uit respectievelijk Tabel 5.3 en Tabel 5.4 ingevoerd te worden, zodat de rekenwaardes van de krachten op de juiste manier worden bepaald conform formules 5.17, 5.21 en 5.23.

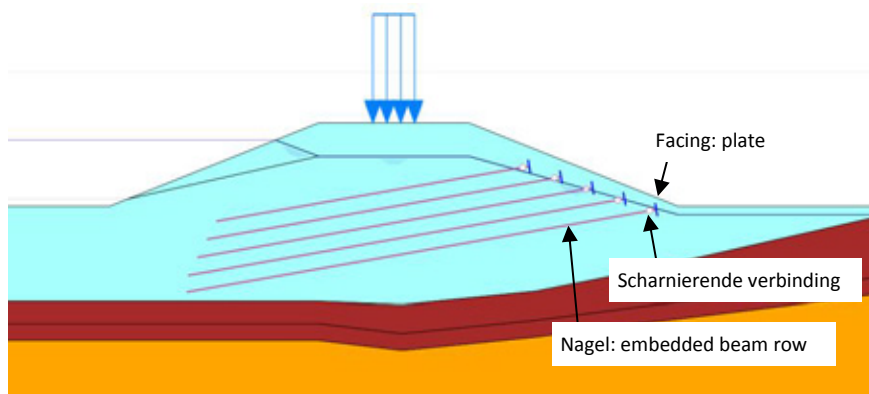
Het ontwerp van *Dijkvernageling* met een analytisch glijvlakmodel volgt het stroomschema uit Figuur 5.7. De toetsing van alle deelfaalmechanismen gebeurt op basis van de formules zoals gegeven in § 5.3. Deze analytische berekeningen zijn geprogrammeerd in bijvoorbeeld Talren en D-GeoStability.

Met een analytische glijvlakberekening kan de dimensionering van het *Dijkvernagelings*ontwerp worden uitgevoerd. Computerprogramma's als Talren of D-GeoStability zijn hiervoor praktisch toepasbaar teneinde de eerste indicatie te krijgen van de vereiste nageldimensies (lengte, diameter, ankerhoek, materiaal), de hoeveelheden (h.o.h.-afstanden, aantal niveaus) en de facing (grootte, materiaal, plaatdikte) voor zowel het voorontwerp als het definitief ontwerp. Voor een definitief of uitvoeringsontwerp is een analytisch glijvlakmodel niet voldoende, omdat 3D-aspecten en aspecten als vervormingen en tijdsafhankelijke effecten niet zijn meegenomen in de analytische methode. Daarom zijn voor een DO en UO altijd 2D- en 3D-EEM-berekeningen nodig.

Glijvlakberekeningen kunnen in een DO of UO wel worden gebruikt om resultaten uit EEM-berekeningen te controleren. Ondanks de beperkingen van een analytisch glijvlakmodel, geeft dit wel een betrouwbare inschatting van het veiligheidstekort dat opgelost wordt. Vergelijking van het analytisch model met een eindige-elementenmodel geeft vertrouwen dat *Dijkvernageling* op de juiste wijze is gemodelleerd. Het wordt aanbevolen om deze vergelijking in iedere ontwerpfase te maken.

5.4.2 PLAXIS 2D

De modellering van *Dijkvernageling* in PLAXIS 2D is weergegeven in Figuur 5.8. De nagels worden gemodelleerd met een embedded beam row. Een eventuele facing wordt gemodelleerd als plate. De verbinding tussen de nagel en facing is scharnierend.



Figuur 5.8 Modellering Dijkvernageling in PLAXIS 2D

Modellering nagel: embedded beam row

Een 'embedded beam row' is een lijnvormig element met constructieve eigenschappen en grond-constructie-interactie. Het element is daarmee uitermate geschikt om de nagels mee te modelleren.

In PLAXIS kan de embedded beam worden opgegeven als predefined pile type. Doordat de nagel een combinatie is van grout en een kern, is een predefined pile type minder geschikt. Daarentegen kan er gekozen worden voor een *user-defined pile type*. Daarbij worden stijfheid E [kN/m³], oppervlakte A [m²]

en traagheidsmoment I [m⁴] handmatig ingevoerd, overeenkomstig met de eigenschappen van een dijknagel. Uitgaande van de standaard modellering van de *Dijkvernageling* omvat deze een gescheurd groutlichaam. Daardoor doet het groutlichaam niet mee in de buigstijfheid of trekstijfheid, en worden alleen de eigenschappen de trekstaaf (kern) meegenomen.

Tevens dient de h.o.h.-afstand van de nagel $L_{spacing}$ [m] en volumieke massa γ [kN/m³] ingevuld te worden. Het eigen gewicht van de nagel wordt bepaald door de volumieke massa te vermenigvuldigen met de oppervlakte. Omdat voor de oppervlakte A uitsluitend de kern wordt ingevuld en het eigen gewicht van het groutlichaam wel meedoet in het gewicht van de nagel, dient een equivalent (hoger) volumiek gewicht γ_{eq} ingevoerd te worden:

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma_{grout} \cdot A_{grout} + \gamma_{nagelkern} \cdot A_{nagelkern}}{A} \quad (5.27)$$

waarin:

γ_{eq}	equivalent volumiek gewicht van embedded beam row in <i>PLAXIS</i> [kN/m ³]
γ_{grout}	volumiek gewicht van groutlichaam [kN/m ³]
A_{grout}	oppervlakte doorsnede van groutlichaam [m ²]
$\gamma_{nagelkern}$	volumiek gewicht van materiaal nagelkern [kN/m ³]
$A_{nagelkern}$	oppervlakte doorsnede van nagelkern [m ²]
A	oppervlakte van embedded beam row in <i>PLAXIS</i> = $A_{nagelkern}$ [m ²]

De grond-constructie-interactie wordt bepaald door een maximale axiale schachtweerstand $T_{skin,max}$ [kN/m], maximale laterale schachtweerstand $T_{lat,max}$ [kN/m] en puntweerstand F_{max} [kN]. De maximale krachten langs de nagel worden analytisch bepaald, zoals bepaald in § 5.3. In *PLAXIS* wordt de schachtweerstand per meter nagel opgegeven. De omtrek c.q. breedte van het groutlichaam is daarin impliciet verwerkt:

$$T_{skin,max} = f_{s;d} \cdot \pi \cdot D_{grout} \quad (5.28)$$

$$T_{lat,max} = f_{l;d} \cdot D_{grout} \quad (5.29)$$

$$F_{max} = 0 \quad (5.30)$$

waarin:

$T_{skin,max}$	maximale schachtweerstand embedded beam row axiale richting in <i>PLAXIS</i> [kN/m]
$T_{lat,max}$	maximale schachtweerstand embedded beam row dwarsrichting in <i>PLAXIS</i> [kN/m]
$f_{s;d}$	rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond inclusief belastingeffect-factoren, zoals bepaald in formule 5.5 [kN/m ²]
$f_{l;d}$	rekenwaarde lateraal draagvermogen van de nagel, inclusief belastingeffect-factoren, zoals bepaald in formule 5.10 [kN/m ²]
D_{grout}	diameter groutlichaam [m]
F_{max}	maximale puntweerstand [kN], van toepassing voor palen met puntdragvermogen, niet voor nagels. Wordt daarom gelijk gesteld aan 0.

Daarnaast zijn voor de grond-constructie-interactie zogenaamde interface-stijfheidsfactoren benodigd; in axiale richting (ISF_{RS}), laterale richting (ISF_{RN}) en bij de punt (ISF_{KF}). De nagels kunnen immers verplaatsen ten opzichte van de onderliggende grond. De hoeveelheid verplaatsing wordt bepaald door de stijfheid van de ondergrond vermenigvuldigd met de ISF. *PLAXIS* geeft default waarden voor deze interface-stijfheidsfactoren:

$$ISF_{RS} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (5.31)$$

$$ISF_{RN} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (5.32)$$

$$ISF_{KF} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (5.33)$$

In bovenstaande formules is $L_{spacing}$ de ingevoerde h.o.h.-afstand van de nagels en D_{eq} de equivalente diameter van de nagels. Deze wordt als volgt door *PLAXIS* berekend:

$$D_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \quad (5.34)$$

De buigstijfheid EI en rekstijfheid EA zijn, zoals hierboven beschreven, handmatig ingevoerd en bepaald op basis van de nagelkern. De equivalente diameter wijkt daardoor af van de werkelijke (grout)diameter. Om de grond-constructie-interactie op de juiste manier te modelleren, dienen de default waarden te worden vervangen. Hiervoor kunnen bovenstaande formules gebruikt worden, waarbij in plaats van equivalente diameter D_{eq} de werkelijke diameter D_{grout} wordt ingevuld. De formules zijn afgeleid voor ronde palen, en daarom goed toepasbaar voor de nagels.

Modellering facing: plate

De facing wordt in *PLAXIS* gemodelleerd worden als een plaat met eigenschappen van de facing (daadwerkelijke EI en EA van facing). De verbinding tussen de nagel (embedded beam row) en facing (plate) is scharnierend en dient dan ook als dusdanig gemodelleerd te worden. Dit wordt bij de embedded beam row opgegeven als 'hinged', zie ook Figuur 5.8.

De breedte van de plaat dient gelijk te worden gekozen aan de werkelijk breedte van de facing. De plaat is in out-of-plane-richting van het model, dus in lengterichting van de dijk, oneindig lang. De gemodelleerde oppervlakte van de plaat is daardoor groter dan de werkelijke oppervlakte. De plaat trekt daardoor meer kracht naar zich toe, wat maatgevend is voor de dimensionering van de facing (deelfaalmechanismen STR3 en SSI3). Het heeft geen invloed op de andere deelfaalmechanismen, aangezien de maximale snedekrachten worden bepaald door het deel van de nagel in het passieve (niet afschuivende) deel.

In tegenstelling tot bijvoorbeeld een damwand, wordt er geen interface rondom de plaat gemodelleerd. De plaat zit hierdoor 'vast' aan de grondelementen. De plaat reageert hierdoor iets stijver, zal daardoor meer kracht naar zich toe trekken, wat maatgevend is voor de dimensionering van de facing. Voor het detailmodel t.b.v. het bepalen de draagkracht van de facing wordt verwezen naar § 4.3.4.

In een analytisch glijvlakmodel wordt er bij toepassing van een facing (conservatief) van uitgegaan dat de nagel in het actieve deel geen schachtwrijving afdraagt. Dat betekent dat de facing de volledige normaalkracht moet afdragen naar de ondergrond. In *PLAXIS* zou dit gemodelleerd kunnen worden door de maximale axiale schachtweerstand $T_{skin,max}$ in het actieve deel van de nagel gelijk te stellen aan 0. Dit zal een iteratief proces zijn, omdat het maatgevende glijvlak vooraf niet bekend is, en daarom ook niet bekend is welk deel van de nagel in het actieve deel valt. Omdat de nagel in werkelijkheid wel kracht zal afdragen langs de schacht in het actieve deel, en dit invloed heeft op de spanningstoestand van de ondergrond, wordt deze modellering niet aanbevolen en dient met *PLAXIS* gerekend te worden met schachtwrijving over de gehele lengte van de nagel.

Rekenfasering

Het model dient opgezet te worden volgens de aanwijzingen uit het PPE [4]. Voor *Dijkvernageling* is de rekenfasering vergelijkbaar met de fasering uit het PPE en staat weergegeven in Figuur 5.9. Een eventuele toekomstige versterking dient gemodelleerd te worden tussen Fase 3 en Fase 4a.

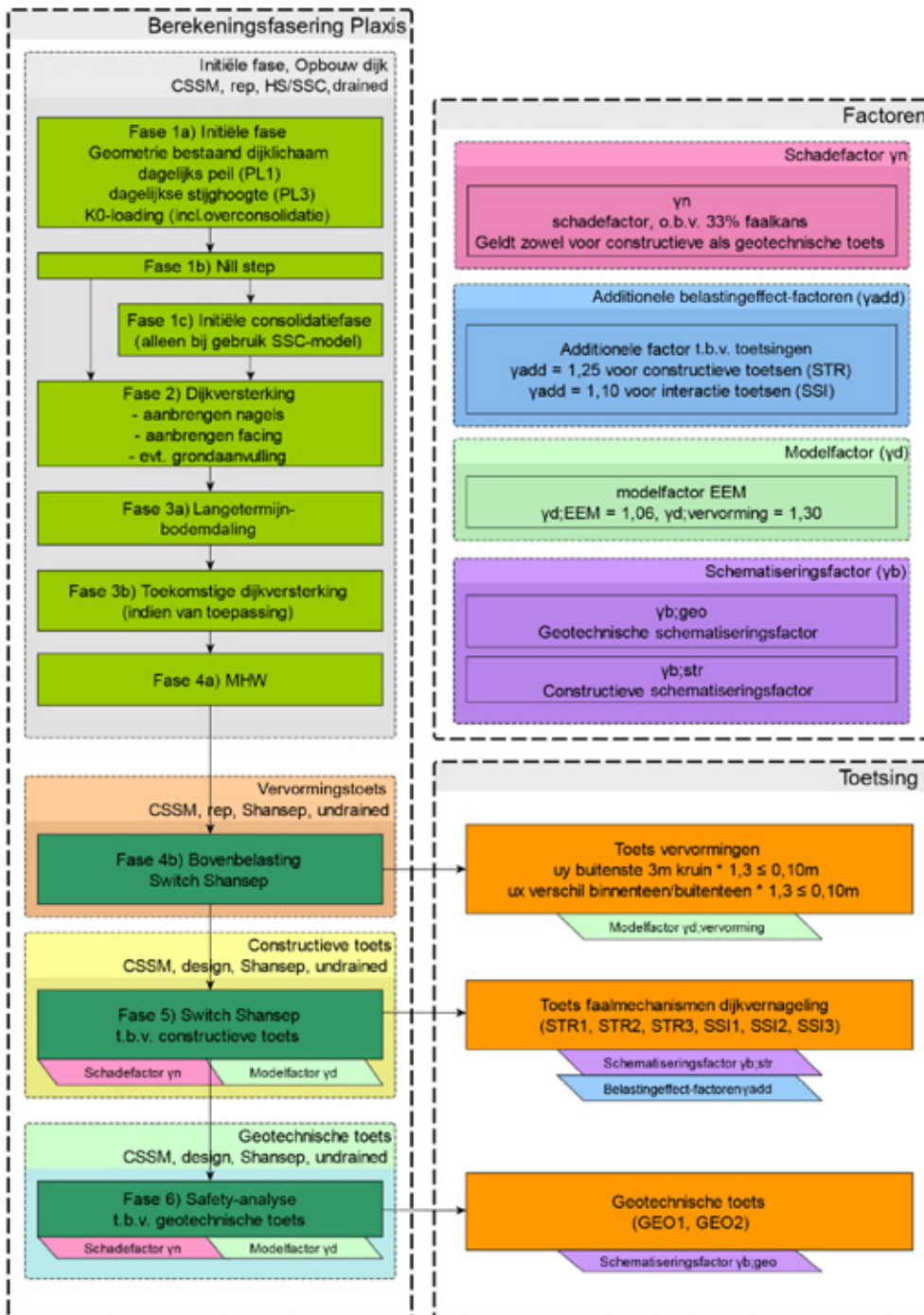
5.4.3 PLAXIS 3D

De modellering van *Dijkvernageling* in *PLAXIS* 3D komt in grote lijnen overeen met de modellering in 2D, zie § 5.4.2. Er kan zowel een full scale model als een slice model gemodelleerd worden. Bij een 3D slice model wordt een dwarsdoorsnede van de dijk gemodelleerd met een dikte gelijk aan de hart-op-hartafstand van de nagels. Het is ook mogelijk om een slice te maken met een dikte van de helft van de h.o.h.-afstand. Daarbij worden de nagels op de modelrand gemodelleerd. Er dient dan wel rekening te worden gehouden dat bij de invoer van de maximale schachtweerstand de helft van de capaciteit in [kN/m] wordt gemodelleerd. Voor de toetsing dienen de berekende snedekrachten weer vermenigvuldigd te worden met een factor twee.

Modellering nagels

De nagels worden gemodelleerd als 'embedded beam', vergelijkbaar met de 'embedded beam row' in *PLAXIS* 2D. De constructieve eigenschappen zijn gelijk aan die in *PLAXIS* 2D, de grond-constructie-interactie is verschillend:

- Er kan een $T_{skin,max}$ worden opgegeven, gelijk aan die bij de embedded beam row in *PLAXIS* 2D. $T_{lat,max}$ is echter ongelimiteerd in *PLAXIS* 3D. Wel kan in *PLAXIS* 3D grond rondom de embedded beam bezwijken, waarmee snijden van de nagels door de grond wordt gesimuleerd. Daarbij moet opgemerkt worden dat het bezwijken van de grond gebeurt op basis van het ingevoerd materiaalmodel, en niet op basis van de analytische vergelijking zoals weergegeven in § 5.3.4. Voor de toets op snijden dient nog wel gecontroleerd te worden of de gemobiliseerde schachtweerstand, in *PLAXIS* 3D uitgedrukt als 'T3', niet de maximale schachtweerstand conform formule 5.29 overschrijdt.
- Verschilverplaatsing tussen de embedded beam en de grond kan niet gemodelleerd worden middels een interface-stijfheidfactor. Daarentegen wordt er een elastische zone rondom de embedded beam gemaakt, gelijk aan de equivalente diameter van de embedded beam, waarin de spanningspunten elastisch blijven en niet plastisch kunnen vervormen. De toepassing van elastische zone zorgt voor een realistisch grond-constructie-gedrag. In het geval van *Dijkvernageling* is het wel een beperking dat de equivalente diameter standaard bepaald wordt op basis van de ingevoerde *EI* en *EA*. Dit kan niet worden overruled. De *EI* en/of *EA* zal dus aangepast moeten worden om op een juiste diameter uit te komen (zie formule 5.34, of er wordt gerekend met een kleinere elastische zone waardoor de bijdrage van de dwarskracht op de stabiliteitstoename beperkt is).
- Om voldoende dwarskracht in de nagel op te kunnen bouwen (deuvelwerking), dient een relatief fijne mesh rondom de embedded beam gegenereerd te worden. Er zijn dan voldoende spanningspunten



Figuur 5.9 Rekenfasering voor Dijkvernageling in PLAXIS

in de elastische zone om de dwarskracht af te dragen naar de ondergrond. Voor de afdracht van axiale schachtwrijving is deze verjijning niet nodig.

Modellering facing

De facing wordt, net als in PLAXIS 2D, gemodelleerd als een plate. De werkelijke dimensies van de facing kunnen worden toegepast. Voor de verdere aanwijzingen voor het modelleren van de plaat wordt verwezen naar § 5.4.2.

5.5 Onderdelen per ontwerpfas

Het ontwerpproces van een *Dijkvernageling* is een cyclisch proces, dat in de verschillende ontwerpfasen wordt uitgevoerd van grof naar fijn. In de volgende paragrafen zijn globaal de verschillende berekeningen per ontwerpfas aangegeven.

5.5.1 Schetsontwerp

In het schetsontwerp zullen gegevens benodigd zijn over de huidige situatie, waarbij tenminste de macrostabieleit (in onvernagelde situatie uiteraard) bekend moet zijn van de afgekeurde dijk. Tevens moet globaal zijn vastgesteld wat de maatgevende (kritische) bezwijkmechanismen zijn van de dijk, uitgaande van een representatieve maatgevende doorsnede.

Teneinde te kunnen bepalen of *Dijkvernageling* kan worden toegepast en om een eerste inschatting van de globale hoeveelheden te kunnen maken zonder dat hier geotechnische berekeningen worden uitgevoerd, dienen in dit ontwerpstadium de volgende gegevens te zijn vastgesteld:

- berekende veiligheid afgekeurde dijk (macrostabieleit);
- vereiste veiligheid, globaal (macrostabieleit), bij een tekort tot 30% kan *Dijkvernageling* als maatregel worden toegepast, eventueel met facing;
- maatgevende bezwijkmechanismen (wel of geen opdrijven);
- materiaal dijk (klei, veen) en diepte (pleistocene) zand, geo(morfo)logische geschiedenis;
- globale dimensies van de dijk, hoogte, breedte basis, taludhellingen;
- lengte dijktraject;
- beschikbare werkruimte voor materieel, zie ook § 7.1.

Dijktrajecten die zijn afgekeurd op macrostabieleit, kunnen worden verbeterd met *Dijkvernageling*. Tevens kan *Dijkvernageling* een hoogtetekort met minder ruimtebeslag oplossen. Is een dijktraject ook op andere faalmechanismen afgekeurd, dan kan een hybride oplossing met *Dijkvernageling* mogelijk oplossing bieden.

Zoals hierboven vermeld kan een veiligheidstekort tot maximaal 30% worden opgelost met *Dijkvernageling*. Dit hangt echter sterk af van de ligging en grootte van het glijvlak. In een schetsontwerpfase kan een indicatieve inschatting gemaakt worden van de benodigde dimensies van de nagels (aantal rijen, lengte en h.o.h.-afstand). Daarbij wordt gebruikgemaakt van de glijvlakberekening van een onvernagelde dijk:

- Uit de berekening van de onvernagelde dijk worden van het maatgevende glijvlak het aandrijvende moment M_D en weerstand biedende moment $M_{R;grond}$ gehaald, alsmede het middelpunt (X, Y) van het Bishop-glijvlak.
- Op basis van de dijkgeometrie en het maatgevende glijvlak wordt een inschatting gemaakt hoeveel axiale nagelkracht ($f_{s;d} \rightarrow N_{calc}$) gemobiliseerd kan worden per nagel. Dit kan op basis van ervaringsgetallen of op basis van de analytische formulering uit § 5.3.3. Het laatste is gedetailleerder, maar daarvoor is wel meer informatie benodigd.
- Per nagel wordt de arm a_n bepaald tussen de nagel en het middelpunt van het Bishop-glijvlak, zie ook Figuur 5.5.
- De kracht N_{calc} maal arm a_n van de nagels levert een extra weerstandbiedend moment $M_{R;nagels}$, dat opgeteld kan worden bij het weerstandbiedend moment uit de onvernagelde berekening $M_{R;grond}$, zie ook Figuur 5.5. Met de verhoogde weerstand kan de stabiliteitsfactor opnieuw berekend en getoetst worden aan de vereiste veiligheid.
- Eventueel kan ook de dwarskracht (deuvelwerking) analytisch bepaald worden, maar aangezien de bijdrage van de dwarskracht aan de totale stabiliteit beperkt is, kan deze voor een schetsontwerp achterwege gelaten worden.

Bovenstaande methode geeft een eerste inschatting, maar dient voorzichtig gebruikt te worden. Door het plaatsen van nagels zal de ligging van het maatgevende glijvlak wijzigen. Zo zal het maatgevende glijvlak waarschijnlijk dieper en groter worden. Een dieper glijvlak zorgt voor een kleinere arm, en daardoor een kleiner weerstandbiedend moment van de nagels. Een groter glijvlak zorgt voor een groter aandrijvend- en weerstandbiedend moment M_D en $M_{R,grond}$, waardoor de relatieve bijdrage van de nagels $M_{R,nagels}$ kleiner is.

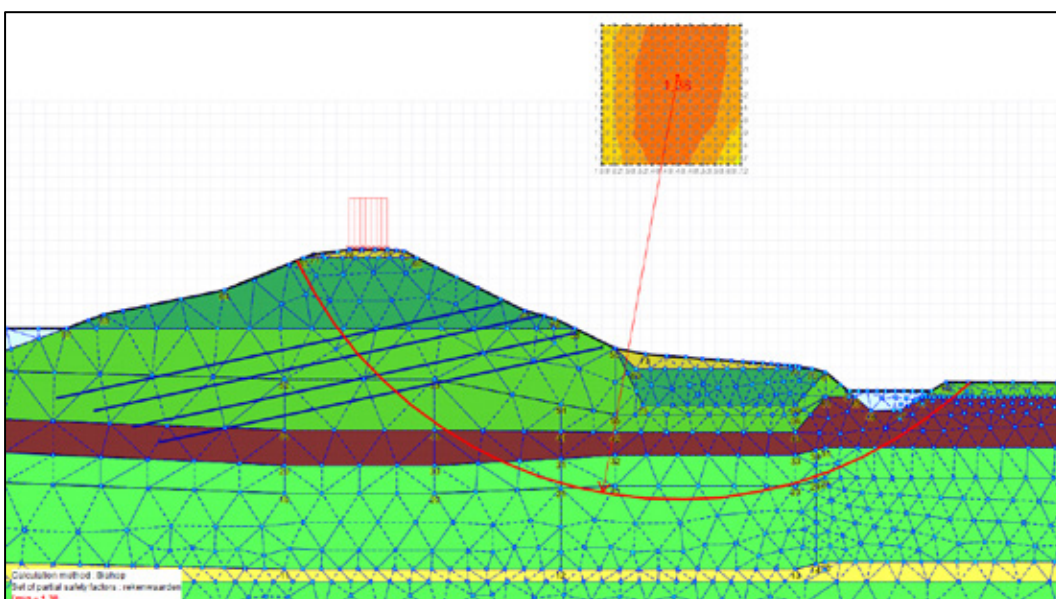
5.5.2 Voorontwerp

Een voorontwerp kan met een analytisch glijvlak model gemaakt worden, omdat daarmee op een snelle manier de nagels gedimensioneerd kunnen worden. Op alle deelfaalmechanismen in relatie tot geotechnisch bezwijken en grond-constructie-interactie uit § 5.3 dient te worden getoetst (GEO1, GEO2, SSI1, SSI2 en SSI3), omdat dit maatgevend is voor het op te lossen veiligheidstekort. De constructieve toetsen (STR1 t/m STR3) kunnen daarin ook worden meegenomen (bijvoorbeeld in Talren) ter bepaling van de vereiste sterkte van het nagelmateriaal, maar meestal zijn deze niet maatgevend en kunnen dan op basis van ervaring worden ingeschat. Voor de modellering wordt verwezen naar § 5.4.1.

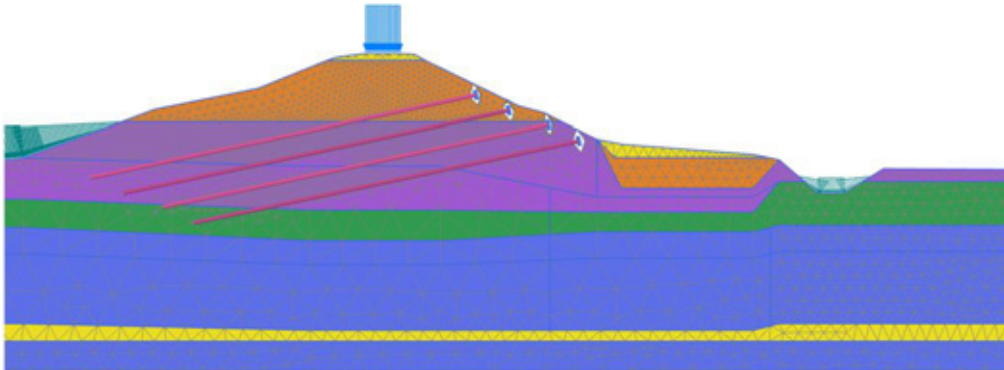
Wanneer het voorontwerp wordt gemaakt op basis van een analytische glijvlak berekening, dient ook een controle met *PLAXIS* plaats te vinden. Daarbij dienen de volgende aspecten te worden beschouwd.

- De vorm van het maatgevende glijvlak van de onvernagelde situatie komt globaal overeen.
- De vorm van het maatgevende glijvlak van de vernagelde situatie komt globaal overeen.
- De procentuele verhoging van de stabiliteitsfactor t.o.v. de onvernagelde situatie komt globaal overeen.
- De berekende nagelkrachten komen globaal overeen.

Het is ook mogelijk om het voorontwerp in *PLAXIS* te maken. Voor de modellering wordt verwezen naar § 5.4.2. Het wordt wel aanbevolen om dan naast de *PLAXIS*-berekening ook een analytische glijvlakberekening te maken. Vergelijking van het analytisch model met een eindige-elementenmodel geeft vertrouwen dat *Dijkvernageling* op de juiste wijze is gemodelleerd.



Figuur 5.10 Voorbeeld van berekening Dijkvernageling met TALREN, glijcirkelanalyse met nagels



Figuur 5.11 Voorbeeld van berekening Dijkvernageling met PLAXIS 2D

5.5.3 Definitief ontwerp

Voor het definitieve ontwerp zullen meerdere doorsnedes zijn vastgesteld waarin de *Dijkvernageling* kan worden gedimensioneerd teneinde de benodigde hoeveelheden preciezer te kunnen bepalen en mogelijk te optimaliseren. In dit ontwerpstadium zal een definitieve keuze voor de constructie van de nagel en facing worden gemaakt en zullen de trekstaaf (staal, carbon of glasvezel) en groutlichaam worden gedetailleerd. De precieze afmetingen van de facing en de constructie van de plaat (staal of (gewapend) beton) worden vastgesteld. Eveneens wordt een keuze gemaakt ten aanzien van de uitvoeringswijze en de te nemen proefbelastingen (controleproeven, bezwijkproeven, omvang) op basis waarvan de correctiefactoren en partiële factoren kunnen worden bijgesteld in de ontwerpberekeningen. Samengevat vinden de volgende werkstappen plaats:

- bepalen strekkingen dijkvakken waarover de dwarsprofielen als representatief zijn vastgesteld;
- eventueel aanvullend grondonderzoek om de dijkvakindeling nader te kunnen optimaliseren;
- in deze fase worden veelal de bezwijkproeven uitgevoerd, zie § 7.4. Op basis van de resultaten wordt de schachtwrijvingsfactor definitief vastgesteld;
- dimensionering *Dijkvernageling* in meerdere dwarsprofielen op basis van toetsing bezwijkmechanismen GEO1, GEO2 en STR1, STR2, SSI1, SSI2 op basis van de definitieve nageldimensies, afstanden, aantallen en posities;
- dimensionering en detaillering facing met faalmechanismen STR3 en SSI3;
- aangeven uitvoeringsaspecten, keuze over aantal te nemen proefbelastingen, indien meer dan de minimaal vereiste hoeveelheid proefbelastingen.

Het definitief ontwerp dient berekend te zijn met *PLAXIS 2D* en *3D*, conform de aanwijzingen in het PPE [4] en de eerdere paragrafen. Vanzelfsprekend kunnen eerst analytische glijvlakberekeningen worden uitgevoerd voor het dimensioneren van het *Dijkvernagelings*ontwerp, als voor het uiteindelijke DO alle toetsingen met *PLAXIS* zijn uitgevoerd.

Naast de toets op alle deelfaalmechanismen dienen in het DO ook de volgende aspecten te worden beschouwd:

- vervormingen van de dijk, conform de aanwijzingen in het PPE [4];
- (verschil)vervormingen van het talud ter plaatse van de facing. Wanneer de facing in de taludbekleding wordt geplaatst, kan bij overslag gedurende maatgevende condities mogelijk erosie optreden rond dit 'harde onderdeel'. Dit is geïdentificeerd als witte vlek en opgenomen in Bijlage A, Appendix I: Witte vlekken;

- effect van kruip/zettingen in de tijd op de krachtswerking in de nagels. Door tijdsafhankelijke vervormingen kunnen al krachten in de nagel deels gemobiliseerd worden. De bijdrage van de nagels tijdens maatgevende omstandigheden is dan minder. Dit wordt in de EEM-berekening meegenomen middels een kruipfase (Fase 3a in Figuur 5.9). Het uitvoeren van gevoeligheidsberekeningen geeft inzicht in dit effect, wat in de beheer- en beoordelingsfase meegenomen kan worden;
- toetsen van de uitbreidbaarheid c.q. versterking na 50 jaar. Mogelijk dient na 50 jaar een extra grondaanvulling toegepast te worden. Dit kan een extra belasting op de nagels geven, waardoor er minder bijdrage is van de nagels. Indien van toepassing wordt dit gemodelleerd in Fase 3b (zie Figuur 5.9). Wanneer de stabiliteit in de toekomst onvoldoende is, kan het aantal nagels uitgebreid worden. In het DO dient daarvoor een stramienmaat van de nagels gekozen te worden zodat er in de toekomst nagels bij en/of tussen geplaatst kunnen worden. Dit wordt ook gemodelleerd in Fase 3b (of 3c, etc.). In de nagels die bijgeplaatst zijn, zullen nog geen schuifweerstand (axiaal en lateraal) gemobiliseerd hebben, terwijl dit bij bestaande nagels door tijdsafhankelijke vervormingen wel het geval is. Het mobilisatiegedrag tijdens maatgevende omstandigheden zal dan verschillen. Hiermee dient tijdens de ontwerpberekeningen rekening te worden gehouden; door het uitvoeren van gevoeligheidsberekeningen verschillen de tijdsafhankelijke vervormingen in de tijd;
- overgangsconstructies en overgang naar de aangrenzende onversterkte dijktrajecten (zie § 4.4.6);
- nageluitval. In het DO dient tot slot te worden getoetst op nageluitval. Er dient een toets uitgevoerd te worden op de deelfaalmechanismen met de snedekrachten die zijn bepaald bij lage karakteristieke waarden van de sterkte en stijfheid van de grond. Er wordt geen schematiserings- en modelfactor toegepast. De snedekrachten kunnen uit Fase 4b van de PLAXIS-modellering worden gehaald (zie Figuur 5.9). De snedekrachten dienen vervolgens vermenigvuldigd te worden met de belastingeffect-factor voor nageluitval ($\gamma_{add;uitval} = 1,30$) en als ingang gebruikt te worden voor de toetsing van de deelfaalmechanismen. Indien de combinatie van de snedekrachten bij karakteristieke waarden van de sterkte en stijfheid van de grond en de belastingeffect-factor voor nageluitval lager is dan de ingangswaarden van de standaard toetsing van de deelfaalmechanismen dan kan worden afgezien van de toetsing op nageluitval.

5.5.4 Uitvoeringsontwerp

In het uitvoeringsontwerp zal de *Dijkvernageling* zoals deze is gedimensioneerd in het definitieve ontwerp, nog nader specifiek kunnen worden vastgesteld. Gedacht kan worden aan obstakels en/of belendingen waardoor lokaal de beschikbare ruimte voor materieel wordt beperkt. Oplossingen kunnen worden verkregen door het nagelstramien daar lokaal aan te passen, door bijvoorbeeld de afstanden tussen de nagels in horizontale of verticale richting bij te stellen of een afwijkende nagelhoek toe te passen (eventueel met een kleine offset-hoek). Indien nodig dienen enkele extra nagels te worden bijgeplaatst.

Het uitvoeringsontwerp zal, naast het definitieve ontwerp met eventuele aanpassingen/optimalisaties ook ingaan op de wijze van uitvoeren en de aspecten die daarbij aan de orde zijn. Voor een verdere beschrijving wordt verwezen naar § 7.1.

5.6 Ontwerptimalisaties

In het ontwerp zijn er optimalisatiemogelijkheden die kunnen worden overwogen alvorens aan te vangen met het definitieve ontwerp of uitvoeringsontwerp. Rekentechnisch en uitvoeringstechnisch kunnen dit zijn:

- Grondwater en stijghoogten in de verschillende grondlagen modelleren met PlaxFlow.
- Uitvoeren van meer dan de vereiste bezwijkproeven om de schachtwrijvingsfactor α_t nader te kunnen vaststellen.

- Vaststellen van het aantal controleproeven in relatie tot de te hanteren partiële factoren. Wanneer wordt gekozen om meer (of alle) nagels te beproeven, kunnen lagere weerstandsfactoren voor axiale schachtweerstand ξ en $\gamma_{s,t}$ worden toegepast. Hierdoor kan rekenkundig met een hogere sterkte worden gerekend, waardoor bijvoorbeeld een grotere h.o.h.-afstand kan worden toegepast. Meer controleproeven betekent wel meer tijd en kosten; dit moet opwegen tegen de winst van de optimalisatie.
- Alternatieve materialen in de nagels.
- Optimalisatie van de posities van de trekelementen binnen het groutlichaam van de nagel ter verhoging van de momentcapaciteit.
- Toepassing van flexibele trekelementen bij het werken in beperkte ruimte.

5.7 Links met andere faalmechanismen

In het ontwerp van een dijkversterking met *Dijkvernageling* dient naast het faalmechanisme macrostabieleit ook aandacht te worden geschonken aan de andere faalmechanismen waarop het toepassen van *Dijkvernageling* van invloed kan zijn:

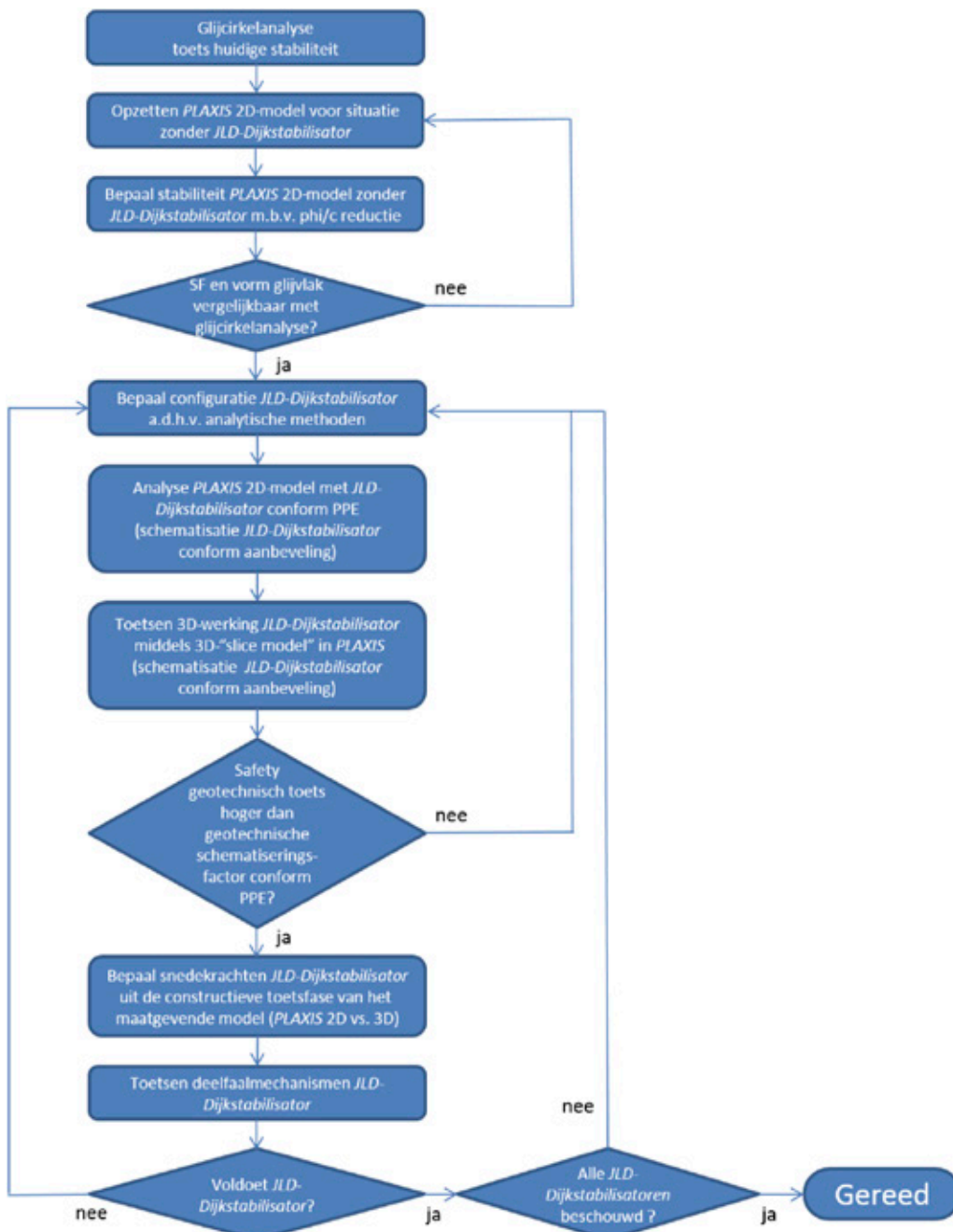
- Kruinhoogte: het aanbrengen van *Dijkvernageling* heeft nagenoeg geen effecten op kruindaling, aangezien *Dijkvernageling* een passief systeem is, dat niet eerst op voorspanning hoeft te worden gebracht.
- Overslag/erosie binnentalud: dit betreft de relatie tussen overslagdebiet en de fundatie van de kopplaat. Indien ontworpen wordt op hogere overslagdebieten, dan dient de kopplaat te worden gefundeerd op stevige klei (óf een grindkoffer).

6 Ontwerp JLD-Dijkstabilisator

In dit hoofdstuk is de ontwerpmethodiek van de *JLD-Dijkstabilisator* uitgewerkt. De verschillende deel-faalmechanismen van de *JLD-Dijkstabilisator* zijn beschreven. Per fase van het ontwerp is aangegeven welke stappen vereist zijn om tot een veilig ontwerp te komen. Tevens zijn per werkstap de aandachtspunten voor het ontwerp beschreven.

Tot slot is beschreven welke ontwerpoptimalisaties er kunnen worden bereikt bij de *JLD-Dijkstabilisator*, wat de relatie bij het ontwerp is tussen de *JLD-Dijkstabilisator* en de overige faalmechanismen en wat de relatie is tussen de realisatie en het ontwerp.

In Figuur 6.1 is het stroomschema van het ontwerp weergegeven.



Figuur 6.1 Stroomschema ontwerp JLD-Dijkstabilisator

6.1 Deelfaalmechanismen

In Tabel 6.1 zijn nogmaals de deelfaalmechanismen van de *JLD-Dijkstabilisator* opgenomen. Figuur 6.2, 6.3 en 6.4 visualiseren de deelfaalmechanismen.

Tabel 6.1 Deelfaalmechanismen *JLD-Dijkstabilisator*

Geotechnisch falen (GEO)	Codering
Geotechnisch bezwijken van de vernagelingstechniek	GEO1
Geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek om	GEO2
Constructief falen (STR)	Codering
Constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR1
Constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR2
Constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht	STR3
Constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht	STR4
Constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)	STR5
Constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)	STR6
Grond-constructie-interactie (SSI)	Codering
Snijden van de grond tussen de <i>JLD-Dijkstabilisatoren</i>	SSI1
Bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)	SSI2
Bezwijken grond onder de kopplaat	SSI3

Op basis van een beperkt aantal cases waarvoor een ontwerp is opgesteld met de *JLD-Dijkstabilisator*, is gebleken dat constructief bezwijken van het LDE door de combinatie buigend moment en normaalkracht (STR2) en bezwijken grond onder de kopplaat (SSI3) doorgaans maatgevend zijn.



Figuur 6.2 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator geotechnisch falen



Figuur 6.3 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator constructief falen



Figuur 6.4 Deelfaalmechanismen JLD-Dijkstabilisator grond-constructie-interactie

6.2 Bepalen veiligheids- en partiële factoren

In deze paragraaf zijn per deelfaalmechanisme de van toepassing zijnde partiële factoren voor de JLD-Dijkstabilisator opgenomen. Voor de toepassing van de partiële factoren wordt verwezen naar § 3.6.

De partiële factoren die alleen betrekking hebben op geotechnische falen (GEO1 en GEO2) volgen uit § 3.6 en zijn samengevat in Tabel 6.2. De partiële factoren met betrekking op constructief falen (STR1 t/m STR6) zijn onder te verdelen in belastingfactoren en weerstandsfactoren.

Tabel 6.2 Overzicht partiële factoren voor geotechnisch falen (GEO1 en GEO2)

Factor	Symbol	Waarde
Schadefactor	γ_n	Zie § 3.6
Schematiseringsfactor	$\gamma_{b;geo}$	zie PPE
Modelfactor	γ_d	1,06 ¹⁾ (Uplift Van en EEM) of 1,11 ¹⁾ (Bishop)
Materiaalfactor	γ_m	1,00 ¹⁾

1) Uitgaande van het CSSM materiaalmodel

De belastingfactoren worden toegepast op de berekende snedekrachten en zijn weergegeven in Tabel 6.3. De belastingfactoren bestaan uit belastingeffect-factoren (γ_{add}), schematiseringsfactoren ($\gamma_{b;str}$ en $\gamma_{b;ssi}$) en de 3D-factor ($\gamma_{add;3D}$). De weerstandsfactoren worden toegepast op de sterkte van de constructiematerialen of ondergrond en zijn weergegeven in Tabel 6.4. De weerstandsfactoren voor de vezelversterkte kunststoffen (van toepassing op het LDE en de trekstang) zijn afkomstig uit de Duitse norm 'Tragende Kunststoffbauteile' [26]. Tevens is in de tabellen aangegeven op welke bezwijkmechanismen

(STR1 t/m STR6 en SSI1 t/m SSI3, zie § 6.1) de factoren van toepassing zijn. De toepassing van de factoren is uiteengezet in § 6.3.

Tabel 6.3 Overzicht belastingfactoren

Symbol	Waarde	Toepassing
$\gamma_{add;str}$	1,25	STR1 t/m STR6
$\gamma_{add;ssi}$	1,10	SSI1 t/m SSI3
$\gamma_{b;str}$	zie PPE	STR1 t/m STR6
$\gamma_{b;ssi}$	zie PPE	SSI1 t/m SSI3
$\gamma_{add;3D}$	zie § 3.6	STR1 t/m STR6 en SSI1 t/m SSI3
$\gamma_{add;uitval}$	1,30	Toets nageluitval, zie § 6.6.4

Tabel 6.4 Overzicht weerstandsfactoren

Symbol	Waarde	Toepassing
$\eta_{c;100;l}^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR1, STR2, STR3, STR4
$\eta_{c;100;p}^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR1, STR2, STR3, STR4
$\gamma_{m;gvk}^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR1, STR2, STR3, STR4
$\gamma_{m;gvk;knik}^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR2
$X^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR2
$\rho^{1)}$	zie CUR 96 [27]	STR2
$\gamma_{m;kopplaat}$	afhankelijk van materiaal kopplaat, conform Eurocode	STR5
$\gamma_{m;vloei}$	1,00 - 1,02 ²⁾	STR6
$\gamma_{m;cu}$	1,35	SSI1, SSI3
γ_a	1,25	SSI2
α_{groep}	zie § 4.3.5	SSI2
ξ	1,14 - 1,39 ³⁾	SSI2, SSI3
$\gamma_{s;t}$	1,25 - 1,35 ⁴⁾	SSI3
f_1, f_2	1,00 ⁵⁾	SSI3

- 1) Conversiefactoren, reductiefactoren en materiaalfactoren voor vezelversterkt kunststof zijn afhankelijk van het productieproces en de opbouw van het kunststof (vezelrichting en -dichtheid). De conversiefactoren zijn opgebouwd uit factoren voor temperatuur-effecten, de invloed van uv-straling en water op de vezelversterkte kunststof en de effecten van kruip (duur van de belasting) [26].
- 2) Materiaalfactor voor de vloeisterkte van staal is 1,00 voor een periode van 50 jaar. Bij een afwijkende ontwerplevensduur dient de materiaalfactor gecorrigeerd te worden met een correctiefactor berekend volgens CUR 166, deel 2, § 2.4.7 [14].
- 3) Afhankelijk van aantal proeven waarop de ontwerpwaarde wordt bepaald, zie Tabel 6.5.
- 4) 1,25 voor LDE's die zijn proefbelast, 1,35 voor LDE's die zijn afgeleid uit proefbelastingen of berekend uit sonderingen.
- 5) Geldt voor LDE's in cohesieve grond. Voor niet-cohesieve grond dient de aanpak conform § 4.3.5.2 gevolgd te worden.

Tabel 6.5 Waarden voor correlatiefactor ζ

m	ζ	n						
		1	2	3	4	5	7	≥ 10
1 of 2	ζ_3	1,39	1,32	1,30	1,28	1,28	1,27	1,25
$m \geq 3$	ζ_3	1,26	1,20	1,18	1,17	1,17	1,15	1,14

m is het aantal nagels dat mag worden geacht samen te werken bij de overdracht van krachten door de constructie
 n is het aantal grondproeven dat wordt gebruikt voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de trekweerstand.

6.3 Toetsen deelfaalmechanismen

In navolgende subparagrafen is per deelfaalmechanisme uit § 6.1 beschreven hoe deze getoetst dienen te worden en hoe de partiële factoren uit § 6.2 toegepast moeten worden.

6.3.1 GEO1: geotechnisch bezwijken van de vernagelingstechniek

Bij dit deelfaalmechanisme dient getoetst te worden of het maatgevende glijvlak door de nagels heen voldoende stabiel is. In een analytische glijvlakberekening dient de berekende stabiliteitsfactor groter te zijn dan het product van de schadefactor γ_n , modelfactor γ_d en schematiseringsfactor $\gamma_{b;geo}$:

$$SF > \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{b;geo} \quad (6.1)$$

In een eindige-elementenberekening (PLAXIS) dient in lijn met het PPE [4] eerst de grondsterkte gereduceerd te worden met de schadefactor γ_n en modelfactor γ_d middels een Design Approach. Vervolgens dient het resultaat van een Safety analyse te voldoen aan de schematiseringsfactor $\gamma_{b;GEO}$:

$$\Sigma M_{sf} > \gamma_{b;geo} \quad (6.2)$$

Voor de toe te passen partiële factoren wordt verwezen naar Tabel 6.2.

6.3.2 GEO2: geotechnisch bezwijken buiten de vernagelingstechniek om

De toets van het glijvlak buiten de *JLD-Dijkstabilisatoren* om kent dezelfde werkwijze als de toets van het glijvlak door de *JLD-Dijkstabilisatoren* heen. De toets dient uitgevoerd in *D-GeoStability* of een ander analytisch model. De *JLD-Dijkstabilisatoren* dienen als *forbidden lines* in het model opgenomen te worden. Hierbij dient voor de lengte van *forbidden lines* uitgegaan te worden van de lengte van het LDE-element. Indien uit een PLAXIS-berekening volgt dat wordt voldaan aan deelfaalmechanisme GEO1 (glijvlak door vernagelingstechniek), wordt impliciet ook voldaan aan deze toets.

6.3.3 STR1: constructief bezwijken LDE door combinatie dwarskracht en normaalkracht

De te toetsen dwarskracht in het LDE is de maximale dwarskracht in de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9).

De maximale normaalkracht die in het LDE kan optreden bestaat uit de sommatie van de bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE en de bovengrens van de schachtwrijving. De maximale normaalkracht dient berekend te worden volgens formules 6.3 t/m 6.9. De maximale normaalkracht

kan echter nooit groter worden dan de maximale voorspanning plus het oplopen van de voorspanning door de maatgevende waterstand en de kruip (inclusief de veiligheidsfactoren) zoals berekend in het PLAXIS-model.

De bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE dient bepaald te worden met behulp van de formules:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_b \quad (6.3)$$

$$q_b = \frac{\frac{1}{2} \cdot \beta \cdot s \cdot \left(\frac{q_{c,I,gem} + q_{c,II,gem}}{2} + q_{c,III,gem} \right) \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi}}{\alpha_p} \quad (6.4)$$

$$s = \frac{1 + \frac{\sin \varphi}{r}}{1 + \sin \varphi} \quad (6.5)$$

$$r = \frac{b}{a} \quad (6.6)$$

waarin:

$R_{b,cal}$	maximum puntdraagkracht [kN]
A_b	oppervlakte van de paalpunt [m ²]
q_b	maximale puntweerstand, met een maximum van 15 MPa [kN/m ²]
α_p	de paalklassefactor [-]. 0,70 voor een profiel dat over de gehele hoogte dezelfde doorsnede heeft. Indien dit niet het geval is, dient deze bepaald te worden conform tabel 7.c van NEN 9997-1 [19]
β	de factor die de invloed van de paalvorm in rekening brengt. 1,0 voor een profiel zonder verbreedde paalpunt. Indien dit niet het geval is, dient deze bepaald te worden conform figuur 7.i van NEN 9997-1 [-]
s	de factor die de invloed van de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet in rekening brengt [-]
$q_{c,I,gem}$	de gemiddelde waarde van de conusweerstand, over het traject I, dat loopt vanaf het paalpuntniveau tot een niveau dat ten minste $0,7 \times D_{eq}$ en ten hoogste $4 \times D_{eq}$ dieper ligt [kPa].
$q_{c,II,gem}$	de gemiddelde waarde van de conusweerstand, over het traject II, dat loopt van het eindpunt van traject I naar het paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde [kPa]
$q_{c,III,gem}$	de gemiddelde waarde van de conusweerstand, over traject III dat van beneden naar boven wordt doorlopen van paalpuntniveau tot een niveau dat $(8 \times D_{eq})$, of in het geval dat $b > 1,5 \times a$, $(8 \times a)$ hoger ligt, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de direct eronder liggende waarde, te beginnen met de laagste in rekening gebrachte waarde van de conusweerstand over traject [kPa]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;ssi}$	belastingeffect-factor voor grond-constructie-interactie [-], zie Tabel 6.3
ϕ	de hoek van inwendige wrijving [°]
r	de verhouding b/a [-]
b	de grootste afmeting van de paalvoet [m]
a	de kleinste afmeting van de paalvoet [m]

De bovengrens van de schuifweerstand dient bepaald te worden met behulp van de formules:

$$R_{t;d} = \int_0^L O_{s;gem} q_{s;d} \quad (6.7)$$

$$q_{s;k} = \alpha_t \cdot q_c \quad (6.8)$$

$$q_{s;d} = q_{s;k} \cdot \gamma_{s;t} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi} \quad (6.9)$$

waarin:

$R_{t;d}$	rekenwaarde van de schuifweerstand langs het LDE [kN]
L	lengte van het LDE [m]
$O_{s;gem}$	de gemiddelde omtrek van het LDE [m]
$q_{s;k}$	karakteristieke waarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond [kN/m ²]
$q_{s;d}$	rekenwaarde schuifweerstand tussen nagel en omhullende grond [kN/m ²]
α_t	schachtwrijvingsfactor [-]
q_c	gemiddelde conusweerstand, gecorrigeerd voor effectieve spanning bij maatgevend hoogwater [kN/m ²]
$\gamma_{s;t}$	partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand [-], zie Tabel 6.4
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;ssi}$	belastingeffect-factor voor schachtwrijving [-], zie Tabel 6.3

Bij de toetsing van het LDE op een combinatie van dwarskracht en normaalkracht dient het element getoetst te worden op de combinatiespanning door het maximale dwarskracht en de maximale drukkracht. De maximale spanning veroorzaakt door de drukkracht in het LDE dient bepaald te worden met:

$$N_{LDE;d} = R_{b;cal} + R_{t;d} \quad (6.10)$$

$$\sigma'_{LDE;nm} = \frac{N_{LDE;d}}{A_{LDE}} \quad (6.11)$$

waarin:

$N_{LDE;d}$	rekenwaarde waarde van de normaalkracht in het LDE [N]
$R_{t;d}$	rekenwaarde van de schuifweerstand langs het LDE [N]
$R_{b;cal}$	maximum puntdraagkracht [N]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\sigma'_{LDE;nm}$	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in het LDE [N/mm ²]
A_{LDE}	oppervlakte van de doorsnede van het LDE [mm ²]

De maximale spanning veroorzaakt door de dwarskracht in het LDE dient bepaald te worden met:

$$V_{LDE;d} = V_{LDE;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.12)$$

$$\tau'_{LDE} = \frac{V_{LDE;d}}{A_{LDE}} \quad (6.13)$$

waarin:

$V_{LDE;k}$	karacteristieke waarde van de dwarskracht in het LDE [N]
$V_{LDE;d}$	rekenwaarde waarde van de dwarskracht in het LDE [N]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\tau'_{LDE;dw}$	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in het LDE [N/mm ²]
A_{LDE}	oppervlakte van de doorsnede van het LDE [mm ²]

De formule van Huber, een afleiding van het Van Mises-criterium, wordt toegepast om dwarskracht en trek-drukspanningen in staal te combineren:

$$\sigma'_{com} = \sqrt{\sigma'^2 + 3 \times \tau'^2} \quad (6.14)$$

De verhouding tussen maximale treksterkte en dwarskracht bij staal is $\sqrt{3}$. Bij vezelversterkt kunststof is de verhouding geen $\sqrt{3}$, maar groter. In plaats van 3 maal de dwarskracht is de formule herschreven tot:

$$\sigma'_{LDE;com} = \sqrt{\sigma'_{LDE}{}^2 + n \times \tau'_{LDE}{}^2} \quad (6.15)$$

$$n = \frac{\sigma'_{LDE;max} \cdot \eta_{c;100;p}}{\tau'_{LDE;max} \cdot \eta_{c;100;l}} \quad (6.16)$$

waarin:

$\sigma'_{LDE;com}$	combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht [N/mm ²]
σ'_{LDE}	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in het LDE [N/mm ²]
τ'_{LDE}	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in het LDE [N/mm ²]
N	verhouding tussen de toelaatbare dwars- en trekspanning [-]
$\sigma'_{LDE;max}$	maximaal opneembare trekspanning LDE [N/mm ²]
$\tau'_{LDE;max}$	maximaal opneembare spanning t.g.v. dwarskracht LDE [N/mm ²]
$\eta_{c;100;l}$	conversiefactor voor afname sterkte loodrecht op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4
$\eta_{c;100;p}$	conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4

De combinatie van dwars- en normaalkracht dient getoetst te worden volgens formule 6.17. $\sigma'_{LDE;Rd}$ dient afhankelijk van het gekozen materiaal van het LDE te worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{\sigma'_{LDE;com}}{\sigma'_{LDE;Rd}} \leq 1 \quad (6.17)$$

waarin:

$\sigma'_{LDE;com}$ combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht in het LDE [N/mm²], volgens formule 6.16

$\sigma'_{LDE;Rd}$ rekenwaarde spanningscapaciteit van het LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [N/mm²]

6.3.4 STR2: constructief bezwijken LDE door combinatie buigend moment en normaalkracht

Het te toetsen moment in het LDE is het maximale moment in de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase 5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9). Het maximum moment treedt op daar waar de dwarskracht gelijk is aan nul.

De maximale normaalkracht die in het LDE kan optreden bestaat uit de sommatie van de bovengrens van de puntweerstand van het uiteinde van het LDE en de bovengrens van de schachtwrijving en dient bepaald te worden volgens de methode beschreven in § 6.3.3. De rekenwaarde van de normaalkracht dient tevens bepaald te worden volgens de formules uit § 6.3.3.

De rekenwaarde van het moment dient als volgt bepaald te worden:

$$M_{LDE;d} = M_{LDE;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.18)$$

waarin:

$M_{LDE;d}$ rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm]

$M_{LDE;k}$ karakteristieke waarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm]

$\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3

$\gamma_{add;str}$ belastingeffect-factor voor buigend moment in het LDE [-], zie Tabel 6.3

$\gamma_{b;str}$ schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3

De combinatie van buigend moment en normaalkracht dient getoetst te worden volgens formule 6.19. N_{Rd} en M_{Rd} dienen afhankelijk van het gekozen materiaal van het LDE te worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{N_{LDE;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{LDE;d}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (6.19)$$

waarin:

$N_{LDE;d}$ rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing LDE [kN], volgens formule 6.10

N_{Rd} rekenwaarde normaalkrachtcapaciteit LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt. Indien de doorsnede knikgevoelig is, dient N_{Rd} vervangen te worden door $N_{b,Rd}$ waarbij $N_{b,Rd}$ bepaald dient te worden conform formule 6.20 [kN]

$M_{LDE;d}$ rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kN], volgens formule 6.18

M_{Rd} rekenwaarde momentcapaciteit LDE, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [kN]

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{\eta_{c;100;p} \cdot A \cdot \rho \cdot \sigma'_{LDE;Rk}}{\gamma_{m;gvk;knik}} \quad (6.20)$$

waarin:

$N_{b,Rd}$	de rekenwaarde van de knikweerstand van de op druk belaste staaf [kN]
χ	de reductiefactor voor de van toepassing zijnde knikvorm [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4
$\eta_{c;100;p}$	conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4
A	oppervlakte de dwarsdoorsnede van het LDE [mm ²]
ρ	de reductiefactor voor het lokaal plooien en lokale imperfecties van op druk belaste delen [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4
$\sigma'_{LDE;Rk}$	karacteristieke spanningscapaciteit van het LDE [N/mm ²]
$\gamma_{m;gvk;knik}$	materiaalfactor knik voor vezelversterkte kunststoffen [-], zie Tabel 6.4

6.3.5 STR3: constructief bezwijken trekstang door combinatie dwarskracht en normaalkracht

Bij de toetsing van de constructieve sterkte van de trekstang dient getoetst te worden op de combinatie van dwars- en normaalkracht. De buigstijfheid van het LDE is veel groter dan de buigstijfheid van de trekstang. De dwarskracht op het LDE wordt daarom door het LDE opgenomen en wordt niet doorgegeven aan de trekstang. Aan de onderkant van het LDE, waar de combinatie LDE en trekstang overgaat in alleen de trekstang, is echter nog een beperkte dwarskracht aanwezig. Deze dwarskracht wordt wel overgedragen op de trekstang. Er dient daarom gecontroleerd te worden of de aan het uiteinde aanwezige dwarskracht opgenomen kan worden door de trekstang in combinatie met de aanwezige normaalkracht.

De te toetsen dwarskracht in de trekstang is de dwarskracht aan de onderzijde van de embedded beam (row) uit de constructieve toets (Fase 5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9).

De te toetsen normaalkracht in de trekstang is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang uit de constructieve toets (Fase 5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9).

Bij de toetsing van de trekstang op een combinatie van dwarskracht en normaalkracht dient het element getoetst te worden op de combinatiespanning door het maximale dwarskracht en de maximale trekkracht.

De maximale spanning veroorzaakt door de trekkracht in de trekstang dient bepaald te worden met:

$$N_{tr;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.21)$$

$$\sigma'_{tr} = \frac{N_{tr;d}}{A_{tr}} \quad (6.22)$$

waarin:

$N_{tr;k}$	karacteristieke waarde van de normaalkracht in de trekstang [N]
$N_{tr;d}$	rekenwaarde waarde van de normaalkracht in de trekstang [N]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3

$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\sigma'_{tr;nm}$	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in de trekstang [N/mm ²]
A_{tr}	oppervlakte van de doorsnede van de trekstang [mm ²]

De maximale spanning veroorzaakt door de dwarskracht in de trekstang dient bepaald te worden met:

$$V_{tr;d} = V_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.23)$$

$$\tau'_{tr} = \frac{V_{tr;d}}{A_{tr}} \quad (6.24)$$

waarin:

$V_{tr;k}$	karakteristieke waarde van de dwarskracht in de trekstang [N]
$V_{tr;d}$	rekenwaarde waarde van de dwarskracht in de trekstang [N]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
$\tau_{tr;dw}$	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in de trekstang [N/mm ²]
A_{tr}	oppervlakte van de doorsnede van de trekstang [mm ²]

Voor de verhouding tussen maximale treksterkte en dwarskracht in de vezelversterkte kunststof van de trekstang dient eveneens de aangepast formule van Huber gehanteerd te worden.

$$\sigma'_{tr;com} = \sqrt{\sigma'_{tr}{}^2 + n \times \tau'_{tr}{}^2} \quad (6.25)$$

$$n = \frac{\sigma'_{tr;max} \cdot \eta_{c;100;p}}{\tau'_{tr;max} \cdot \eta_{c;100;l}} \quad (6.26)$$

waarin:

$\sigma'_{tr;com}$	combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht [N/mm ²]
σ'_{tr}	optredende spanning t.g.v. normaalkracht in de trekstang [N/mm ²]
τ'_{tr}	optredende spanning t.g.v. dwarskracht in de trekstang [N/mm ²]
n	verhouding tussen de toelaatbare dwars- en trekspanning [-]
$\sigma'_{tr;max}$	maximaal opneembare trekspanning trekstang [N/mm ²]
$\tau'_{tr;max}$	maximaal opneembare spanning t.g.v. dwarskracht trekstang [N/mm ²]
$\eta_{c;100;l}$	conversiefactor voor afname sterkte loodrecht op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4
$\eta_{c;100;p}$	conversiefactor voor afname sterkte parallel op de pultrusierichting in de tijd voor 100 jaar [-], bepaald volgens CUR96:2017 [27], zie Tabel 6.4

De combinatie van dwars- en normaalkracht dient getoetst te worden volgens formule 6.27. $\sigma'_{tr;Rd}$ dient afhankelijk van het gekozen materiaal van de trekstang te worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{\sigma'_{tr;com}}{\sigma'_{tr;Rd}} \leq 1 \quad (6.27)$$

waarin:

- $\sigma'_{tr;com}$ combinatiespanning door dwarskracht en normaalkracht in de trekstang [N/mm²], volgens formule 6.25
- $\sigma'_{tr;Rd}$ rekenwaarde spanningscapaciteit in de trekstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [N/mm²]

6.3.6 STR4: constructief bezwijken trekstang door combinatie buigend moment en normaalkracht

Bij de toetsing van de constructieve sterkte van de trekstang dient getoetst te worden op de combinatie van moment en normaalkracht. De buigstijfheid van het LDE is veel groter dan de buigstijfheid van de trekstang. Hierdoor gedraagt het LDE zich als een volledige oplegging voor de trekstang, waardoor er geen dwarskrachten op de trekstang geprojecteerd worden over de lengte van het LDE.

De combinatie van moment en normaalkracht dient getoetst te worden over het gedeelte van de trekstang, tussen het einde van het LDE en het klapanker. De te toetsen normaalkracht is gelijk aan de normaalkracht zoals beschreven in § 6.3.5. De rekenwaarde van de normaalkracht dient berekend te worden volgens formule 6.21. De rekenwaarde van het moment dient bepaald te worden met de volgende formule:

$$M_{tr;d} = M_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.28)$$

$$M_{tr;k} = M_{u;k} + M_{res;k} \quad (6.29)$$

$$M_{u;k} = \frac{3 \cdot E_{tr} \cdot I_{tr} \cdot u_{tr}}{L_{vrij}^2} \quad (6.30)$$

$$M_{res;k} = \left(\frac{q_{tot} \cdot E_{kopplaat} \cdot I_{kopplaat}}{N_{tr;d}} \right) \cdot \frac{1}{1 + \alpha_{factor}} \quad (6.31)$$

$$q_{tot} = \frac{L_{vrij;coh}}{L_{vrij}} \cdot c_u \cdot D_{gem;tr} \cdot (1 + a) + \frac{L_{vrij;nc}}{L_{vrij}} \cdot \sigma_{v;z} \cdot D_{gem;tr} \cdot (1 + \frac{1}{2} \cdot (1 + 2k_0)) \cdot \tan \delta \quad (6.32)$$

$$\frac{1}{1 + \alpha_{factor}} = \frac{u_{tr}}{L_{vrij} \cdot \frac{L_{vrij} \cdot q_{tot}}{N_{tr;d}}} \cdot \frac{1}{\pi^2} \quad (6.33)$$

waarin:

- $M_{tr;d}$ rekenwaarde van met moment in de trekstang [kNm]
- $M_{tr;k}$ karakteristieke waarde van met moment in de trekstang [kNm]
- $\gamma_{add;3D}$ additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
- $\gamma_{add;str}$ belastingeffect-factor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
- $\gamma_{b;str}$ schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3
- $M_{u;k}$ karakteristieke waarde van het moment in de trekstang t.g.v. de vervorming [kNm]
- $M_{res;k}$ karakteristieke waarde van het moment in de trekstang t.g.v. de weerstand van de grond [kNm]

E_{tr}	elasticiteitsmodulus van de trekstang [kPa]
I_{tr}	oppervlaktetraagheidsmoment van de trekstang [m ⁴]
u_{tr}	de vervorming van de trekstang
δ	wandwrijvingshoek, $2/3 \varphi$ [°]
L_{vrij}	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang [m]
q_{tot}	de q-last op de trekstang [kN/m], bepaald volgens CUR166, deel 2, § 4.9.13 [14]
$E_{kopplaat}$	elasticiteitsmodulus van de trekstang [kPa]
$I_{kopplaat}$	oppervlaktetraagheidsmoment van de trekstang [m ⁴]
$N_{tr;d}$	rekenwaarde van de normaalkracht in de trekstang [kN]
α_{factor}	toename van de ankerkracht t.g.v. de vervorming van de ankers [kN]
$L_{vrij;coh}$	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang in de cohesieve laag [m]
c_u	ongedraineerde schuifsterkte [kPa]
$D_{gem;tr}$	gemiddelde diameter van de trekstang [m]
a	is een factor, gelijk aan 5, conform CUR166, deel 2, § 4.9.13 [14]
$L_{vrij;nc}$	lengte van het vrije gedeelte van de trekstang in de niet cohesieve laag [m]
$\sigma_{v;z}$	de verticale korrelspanning [kPa]
k_0	horizontale gronddruk coëfficiënt [-]

De combinatie van buigend moment en trekkraft wordt getoetst volgens formule 6.34.

N_{Rd} en M_{Rd} dienen afhankelijk van het gekozen materiaal van de ankerstang te worden bepaald op basis van de geldende normen voor dat materiaal.

$$\frac{N_{tr;d}}{N_{Rd}} + \frac{M_{tr;d}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (6.34)$$

waarin:

$N_{tr;d}$	rekenwaarde normaalkracht t.b.v. constructieve toetsing ankerstang [kN], volgens formule 6.21
N_{Rd}	rekenwaarde normaalkrachtcapaciteit ankerstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [kN]
$M_{tr;d}$	rekenwaarde buigend moment t.b.v. constructieve toetsing LDE [kNm], volgens formule 5.23
M_{Rd}	rekenwaarde momentcapaciteit trekstang, waarin de materiaal- en conversiefactoren zijn verwerkt [kNm]

6.3.7 STR5: constructief bezwijken kopplaat (incl. verbinding)

De sterkte van de kopplaat dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de optredende normaalkracht. De kopplaat kan bijvoorbeeld worden uitgevoerd als stalen of betonnen plaat of als plaat van vezel versterkt kunststof.

De te toetsen normaalkracht in de trekstang is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang (node-to-node-anker) uit de constructieve toets (Fase 5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9).

De kopplaat en de verbinding tussen de kopplaat en de trekstang dienen de volgende rekenwaarde van normaalkracht uit de trekstang te kunnen opnemen:

$$N_{kopplaat;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.35)$$

waarin:

$N_{kopplaat;d}$	rekenwaarde normaalkracht op kopplaat t.b.v. constructieve toetsing van de kopplaat [kN]
$N_{tr;k}$	karacteristieke normaalkracht in de trekstang [kN]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 6.4
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.4

De rekenwaarde van de normaalkracht die op de kopplaat werkt, dient te worden vertaald naar een moment en dwarskracht in de kopplaat. De kopplaat en de verbinding tussen de kopplaat en de trekstang dienen getoetst te worden conform de geldende normen voor het toegepaste materiaal.

6.3.8 STR6: constructief bezwijken klapanker (incl. verbinding)

Een klapanker bestaat uit een ankerblad en een gaffel waar de trekstang in aangebracht kan worden. De gaffel is aan het ankerblad bevestigd middels een ankerpen. De ankerpen is het zwakste onderdeel van het klapanker. Daarom moet bij de toets op de constructieve sterkte van het klapanker getoetst worden op het vloeien van de ankerpen. De vloeisterkte van het klapanker is afhankelijk van het toegepaste type klapanker, in het bijzonder de dikte van de ankerpen.

De te toetsen normaalkracht in het klapanker is het maximum van de maximale normaalkracht in de embedded beam (row) en de normaalkracht in de trekstang (node-to-node-anker) uit de constructieve toets (Fase 5) van de PLAXIS-berekeningen (zie Figuur 6.9).

De ankerpen dient de volgende rekenwaarde van normaalkracht uit de trekstang te kunnen opnemen:

$$N_{klapanker;d} = N_{tr;k} \cdot \gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;str} \cdot \gamma_{b;str} \quad (6.36)$$

waarin:

$N_{klapanker;d}$	rekenwaarde normaalkracht in het klapanker t.b.v. constructieve toetsing van het klapanker [kN]
$N_{tr;k}$	karacteristieke normaalkracht in de trekstang [kN]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;str}$	belastingeffect-factor voor constructieve toets [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{b;str}$	schematiseringsfactor voor constructieve onderdelen [-], zie Tabel 6.3

De vloeisterkte van het geselecteerde klapanker kan worden opgevraagd bij de leverancier en is een gecertificeerde sterkte. Bij de toets op constructieve sterkte van het klapanker dient een unity check uitgevoerd te worden met de rekenwaarde van de normaalkracht en de rekenwaarde van de sterkte van het klapanker (vloeisterkte met materiaalfactor voor de levensduur van staal voor 100 jaar). Het klapanker wordt in de regel thermisch verzinkt. Bij het thermisch verzinkte klapanker dient gecontroleerd te worden of de thermische verzinking is aangebracht voor een levensduur van 100 jaar. Indien het klapanker niet thermisch verzinkt wordt uitgevoerd, moet rekening worden gehouden met corrosie volgens de daarvoor geldende normen.

6.3.9 SSI1: snijden van de grond tussen de JLD-Dijkstabilisatoren

De toelaatbare laterale druk van de nagel op de grond wordt bepaald door het bezwijkdraagvermogen van de grond (grondmechanisch bezwijken, snijden) aan weerszijden van het glijvlak. De grond zal bezwijken als de verdeelde reactiekracht uit de optredende dwarskracht de waarde van P_{we} overschrijdt.

De maximale toelaatbare gronddruk dient analytisch bepaald te worden met behulp van de onderstaande vergelijking voor de ongedraineerde draagkracht bij ondergrondse leidingen conform NEN 3650-1 [28].

$$P_{we} = 0,85 \cdot C_{u;d} \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + S_c + d_c) \quad (6.37)$$

waarin:

P_{we}	verticaal evenwichtsdragvermogen van grond [kN/m ²]
D_{eq}	equivalente diameter van het LDE [m]
$C_{u;d}$	rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte, $c_{u;d} = c_{u;k} / \gamma_{m,cu}$ [kN/m ²]
S_c	vormfactor (= B/L , 0,02 voor leidingen) [-]
B	aanlegbreedte [m]
L	minimale opleglengte [m]
d_c	dieptefactor (= $\tan^{-1}(Z/B)$) [-]
Z	diepte [m]

De maximale laterale schachtweerstand is een invoerwaarde voor het eindige-elementenmodel (*PLAXIS* 2D). Voor de invoer in het eindige-elementenmodel dient rekening gehouden te worden met de breedte van het element (het LDE) en dienen de belastingfactoren meegenomen te zijn:

$$T_{lat;k} = D_{eq} \cdot P_{we} = D_{eq} \cdot 0,85 \cdot C_{u;d} \cdot (\pi + 2) \cdot (1 + S_c + d_c) \quad (6.38)$$

$$T_{lat;d} = \frac{T_{lat;k}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi}} \quad (6.39)$$

waarin:

$T_{lat;k}$	de karakteristieke laterale schachtweerstand embedded beam row dwarsrichting in <i>PLAXIS</i> [kN/m]
$T_{lat;d}$	de rekenwaarde van de laterale schachtweerstand en invoerparameters voor het eindige-elementenmodel [kN/m]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;ssi}$	belastingeffect-factor voor grond-constructie-interactie [-], zie Tabel 6.3

In *PLAXIS* 3D kan de laterale schachtweerstand niet worden gelimiteerd. De toets op snijden wordt daarom niet in het model uitgevoerd maar dient handmatig uitgevoerd te worden. De laterale schachtweerstand dient berekend te worden volgens formules 6.38 en 6.39. De gronddruk tegen het LDE (T_3) kan rechtstreeks uit de *PLAXIS* 3D-berekening gehaald worden, ware het niet dat het verloop van T_3 met de diepte niet betrouwbaar uit de huidige versie van *PLAXIS* 3D kan worden gehaald. Het diepteverloop van T_3 verloopt namelijk zeer grillig (piekerig), met name ter plaatse van laagovergangen, waardoor er geen eenduidige waarde uit de berekeningen te halen is. De gronddruk T_3 is echter ook uit de grafiek van de dwarskracht Q_{13} af te leiden aangezien het hiervan de eerste afgeleide is. T_3 is dus op elke willekeurige hoogte te bepalen door de raaklijn te bepalen in de grafiek van Q_{13} . Er dient gecontroleerd te worden of de in *PLAXIS* 3D berekende waarde van T_3 kleiner of gelijk is aan de analytisch berekende waarde volgens formule 6.39.

6.3.10 SSI2: bezwijken houdkracht klapanker (draagkracht grond boven klapanker)

De belasting op de grond boven het klapanker is gelijk aan de belasting die gehanteerd dient te worden voor de constructieve toets van het klapanker, zie § 6.3.8.

De draagkracht van de grond boven het klapanker dient berekend te worden volgens de empirische relatie op basis van proeven die zijn uitgevoerd op schroefankers volgens CUR166 [14]:

$$R_{a;\min} = 0,4 \cdot A \cdot q_c \quad (6.40)$$

$$R_{a;k} = \frac{R_{a;\min}}{\xi} \quad (6.41)$$

$$R_{a;d} = \frac{R_{a;k}}{\gamma_a} \cdot \alpha_{groep} \quad (6.42)$$

waarin:

$R_{a;\min}$	een indicatie van de minimum houtkracht [kN]
$R_{a;k}$	karakteristieke houtkracht van het klapanker [kN]
$R_{a;d}$	rekenwaarde houtkracht van het klapanker [kN]
A	oppervlakte van het klapanker [m ²]
q_c	gemiddelde conusweerstand in het invloedsgebied, gecorrigeerd voor effectieve spanning bij maatgevend hoogwater [kN/m ²]
ξ	correlatiefactor afhankelijk van het aantal controleproeven [-], zie Tabel 6.5
γ_a	partiële materiaalfactor [-], zie Tabel 6.4
α_{groep}	groepseffect-factor [-], te bepalen volgens § 4.3.5.5

De toets op draagkracht van de grond boven het klapanker bestaat uit een unity check tussen de belasting en de weerstand:

$$\frac{N_{klapanker;d}}{R_{a;d}} \leq 1 \quad (6.43)$$

6.3.11 SSI3: bezwijken grond onder de kopplaat

De draagkracht onder de kopplaat dient getoetst te worden middels de analytische methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 [19] en middels een toetsing met de eindige-elementenmethode (PLAXIS 2D). De maatgevende draagkracht van de ondergrond is leidend in het verdere ontwerp.

De grond onder de kopplaat van de *JLD-Dijkstabilisator* kent drie belastingsituaties. Van deze drie belastingsituaties zijn de 1^e (uitvoering) en de 3^e (maatgevend hoogwater) situatie maatgevend.

- Net na het aanbrengen van de voorspanning: de grond gedraagt zich ongedraineerd door het snel aanbrengen van een hoge belasting.
- Dagelijkse omstandigheden gedurende de hele levensduur: de wateroverspanning die ontstaat door het aanbrengen van de voorspanning verdwijnt na enige tijd. De grond reageert gedraineerd op de belasting op de kopplaat.

- Maatgevend hoogwater: de belasting op de kopplaat neemt in beperkte mate toe door het zwellen van de dijk bij maatgevende omstandigheden. De grond reageert gedraineerd op de al aanwezige spanning en ongedraineerd op de extra spanning.

De kopplaat wordt tegen het LDE aangelegd. Daarnaast wordt er voorspanning in de *JLD-Dijkstabilisator* aangebracht die er o.a. voor zorgt dat de kopplaat tegen het LDE aangedrukt blijft. Bij het beoordelen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat kan daarom de kracht op de kopplaat gereduceerd worden met de ondergrens van de axiale schachtweerstand langs het LDE. De ondergrens van de axiale schachtweerstand is een invoerwaarde voor zowel de draagkracht berekening volgens NEN 9997-1 [19] als voor het eindige-elementenmodel. De schachtweerstand zal in beide gevallen volledig gemobiliseerd worden. Om deze reden dienen de belastingfactoren vooraf meegenomen te worden. De ondergrens van de axiale schachtweerstand dient berekend te worden met de onderstaande formules:

$$R_{t;d} = \frac{\int_0^L O_{s;gem} q_{s;d}}{\gamma_{add;3D} \cdot \gamma_{add;ssi}} \quad (6.44)$$

$$q_{s;d} = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_t \cdot q_{c;z;d} \quad (6.45)$$

$$q_{c;z;d} = \frac{q_{c;z;a}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} \quad (6.46)$$

waarin:

$R_{t;d}$	rekenwaarde van de schuifweerstand langs het LDE [kN]
L	lengte van het LDE [m]
$O_{s;gem}$	de gemiddelde omtrek van het LDE [m]
$q_{s;d}$	de rekenwaarde van de schachtwrijving [kN/m ²]
$\gamma_{add;3D}$	additionele factor voor 3D-effecten [-], zie Tabel 6.3
$\gamma_{add;ssi}$	Belastingeffect-factor voor grond-constructie-interactie [-], zie Tabel 6.3
f_1	factor voor het effect van verdichting van nagelgroep [-], zie Tabel 6.3
f_2	factor voor de afname van korrelspanning in zandlagen waaraan de nagel zijn trekweerstand ontleent, door het belasten van de nagelgroep [-], zie Tabel 6.4
α_t	schachtwrijvingsfactor [-]
$q_{c;z;d}$	rekenwaarde van de conusweerstand op diepte z [kN/m ²]
$q_{c;z;a}$	de afgesnoten conusweerstand op diepte z beneden maaiveld, gecorrigeerd voor effectieve spanning bij maatgevend hoogwater [kN/m ²]
$\gamma_{s;t}$	partiële weerstandsfactor voor schachtweerstand [-], zie Tabel 6.4
ξ	correlatiefactor afhankelijk van het aantal controleproeven [-], zie Tabel 6.5

Bij het toetsen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat in *PLAXIS* dient in de gedraineerde omstandigheden de bovengrens van de voorspanning gehanteerd te worden. Na de fase met WBN dient de voorspanning verhoogd te worden naar de rekenwaarde van de normaalkracht in de trekstang verkregen volgens de beschrijving in § 6.3.5.

Voor het modelleren van de constructieve elementen dient afgeweken te worden van de standaard modelleerwijze van de *JLD-Dijkstabilisator*, zoals beschreven in § 6.5.2. Voor het toetsen van de draag-

kracht van de grond onder de kopplaat dient enkel de kopplaat (plaatetelement) gemodelleerd te worden in combinatie met het LDE-element (embedded beam row).

6.4 Schetsontwerp

Voordat de meer gedetailleerde ontwerpfases beginnen is het wenselijk om op een relatief snelle manier vast te kunnen stellen of de *JLD-Dijkstabilisator* een haalbare versterkingsmaatregel is voor de betreffende dijkversterking. Aan de hand van de maatgevende faalmechanismen, de bodemopbouw, de (werk-)ruimte aan de binnenzijde en het stabiliteitstekort van het betreffende traject kan worden vastgesteld of de *JLD-Dijkstabilisator* een passende versterkingsmaatregel is.

Faalmechanismen

Dijktrajecten die zijn afgekeurd op macrostabiliteit kunnen worden verbeterd met de *JLD-Dijkstabilisator*. Tevens kan de *JLD-Dijkstabilisator* een hoogtetekort met minder ruimtebeslag oplossen. Indien een dijktraject ook op andere faalmechanismen is afgekeurd, kan een hybride oplossing met de *JLD-Dijkstabilisator* mogelijk oplossing bieden.

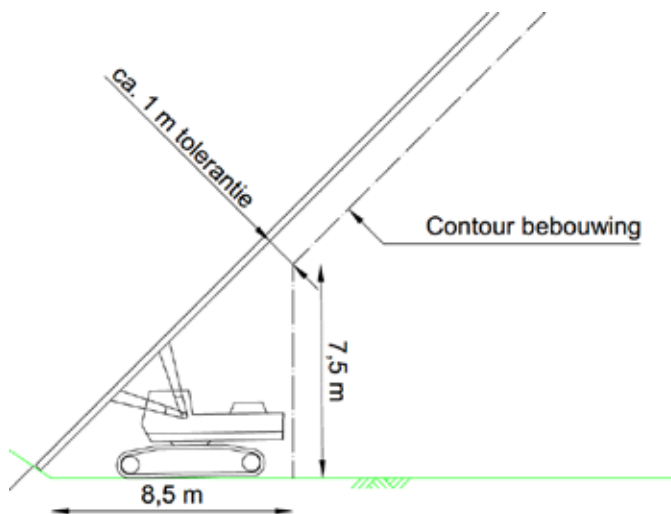
Bodemopbouw

De diepte van de (Pleistocene) zandlaag ten opzichte van de mogelijke plaatsingslocaties van de *JLD-Dijkstabilisator* kan bepalend zijn voor de haalbaarheid van de versterkingsmethode. De afstand tussen de locatie waar de kopplaat van de *JLD-Dijkstabilisator* wordt aangebracht, iets onder het maaiveld van het binnentalud, en de locatie waar het klapanker wordt aangebracht, in een voldoende draagkrachtige zandlaag, mag niet te groot zijn. Het huidige standaard materieel heeft een drijfstang met een lengte van maximaal 30 m. Het klapanker moet daarnaast 2 meter in een vastgepakte (Pleistocene) zandlaag worden verankerd, in verband met het openklappen van het klapanker, en dient daarnaast voldoende dekking te hebben boven het klapanker om voldoende draagkracht te genereren. Bij een te grote diepte van de vastgepakte (Pleistocene) zandlaag volstaat de huidige lengte van de drijfstang niet en dient het materieel aangepast te worden, wat hogere kosten met zich meebrengt.

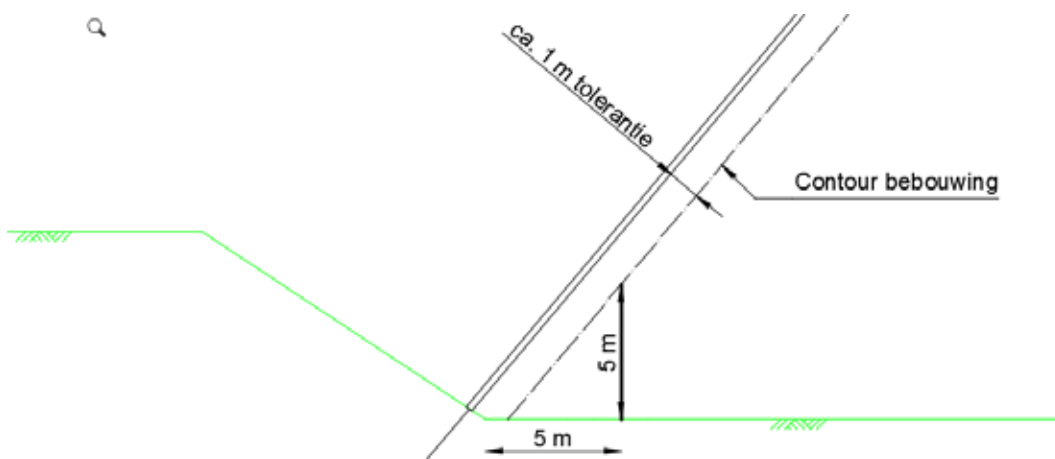
Werkruimte aan de binnenzijde van de dijk

Het materieel waarmee de *JLD-Dijkstabilisator* wordt geplaatst werkt ofwel vanuit de teen van de dijk of vanaf de kruin van de dijk. Het materieel en de plaatsingsmethode vereisen een minimale werkruimte om de *JLD-Dijkstabilisator* op een veilige manier te kunnen plaatsen. In Figuur 6.5 en Figuur 6.6 is het ruimtebeslag van het materieel schematisch weergegeven bij een plaatsingshoek van respectievelijk 45° en 50°. De minimaal benodigde werkruimte is circa 8,5 meter bij een plaatsingshoek van 45°. De hoogte van de bebouwing kan dan 7,5 meter zijn. Bij het plaatsen van de *JLD-Dijkstabilisator* vanuit de teen van de dijk zijn de plaatsingshoek, de werkruimte van het materieel (8,5 meter) en de afstand tot en de hoogte van de bebouwing bepalend.

Wanneer de *JLD-Dijkstabilisator* vanaf de kruin van de dijk wordt geplaatst, is er in de teen geen ruimte benodigd voor het materieel. Dit leidt tot een reductie van het ruimtebeslag. Bij plaatsen van de *JLD-Dijkstabilisator* vanaf de kruin van de dijk is de plaatsingshoek van de *JLD-Dijkstabilisator* bepalend, samen met de afstand tot en de hoogte van de bebouwing.



Figuur 6.5 Ruimtebeslag materieel - werkend vanuit de teen van de dijk, bij een plaatsingshoek van 45 graden



Figuur 6.6 Ruimtebeslag materieel - werkend vanaf de kruin van de dijk, bij een plaatsingshoek van 50 graden

Stabiliteitstekort

Met de *JLD-Dijkstabilisator* kan een stabiliteitstekort tot maximaal 30% (incl. de eventueel te realiseren dijkverhoging) worden opgelost. De grootte van het stabiliteitstekort dat opgelost kan worden, is afhankelijk van de ligging en grootte van het glijvlak. Het oplossen van een stabiliteitstekort met grote en diepe glijvlakken vraagt een grotere toename van het weerstandbiedend moment. Bij grote en diepe glijvlakken neemt het stabiliteitstekort dat kan worden opgelost met de *JLD-Dijkstabilisator*, dus af. Wanneer het stabiliteitstekort te groot is om opgelost te worden met de *JLD-Dijkstabilisator* dan kan de *JLD-Dijkstabilisator* worden gecombineerd met andere dijkversterkingsmaatregelen om tot een ruimtebesparing te komen.

Tot slot dient in het schetsontwerp rekening gehouden te worden met de toegankelijkheid van het binnentalud en de locaties waar de kopplaten worden geplaatst. De voorspanning die in het systeem van de *JLD-Dijkstabilisator* wordt aangebracht, dient gedurende de levensduur enkele malen opnieuw aangebracht te worden tot het initiële niveau. De voorspanning neemt geleidelijk af door kruip van de ondergrond.

6.5 Voorontwerp

In het voorontwerp worden de eerste berekeningen uitgevoerd voor het ontwerp van de dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator*. Bij het ontwerp wordt er gewerkt van grof naar fijn. In deze fase van het ontwerp dienen de zaken bekeken te worden waar de grootste onzekerheid in zit en die bepalend zijn voor het ontwerp. Het voorontwerp van een dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator* bestaat uit de volgende stappen.

- Analytische berekeningen:
 - bepaling voorspanning, plaatsing op het talud en plaatsingshoek *JLD-Dijkstabilisator*;
 - draagkracht grond onder de kopplaat.
- *PLAXIS 2D*-modellen:
 - toetsen constructieve elementen;
 - bepalen geotechnische stabiliteit;
 - draagkracht grond onder de kopplaat.

6.5.1 Analytische berekeningen

De eerste stap van het voorontwerp bestaat uit analytische berekeningen ter bepaling van de benodigde voorspanning in de *JLD-Dijkstabilisator* en van de draagkracht van de grond onder de kopplaat, die wordt aangebracht op het binnentalud van de dijk.

Voorspanning, plaatsing op het talud en plaatsingshoek *JLD-Dijkstabilisator*

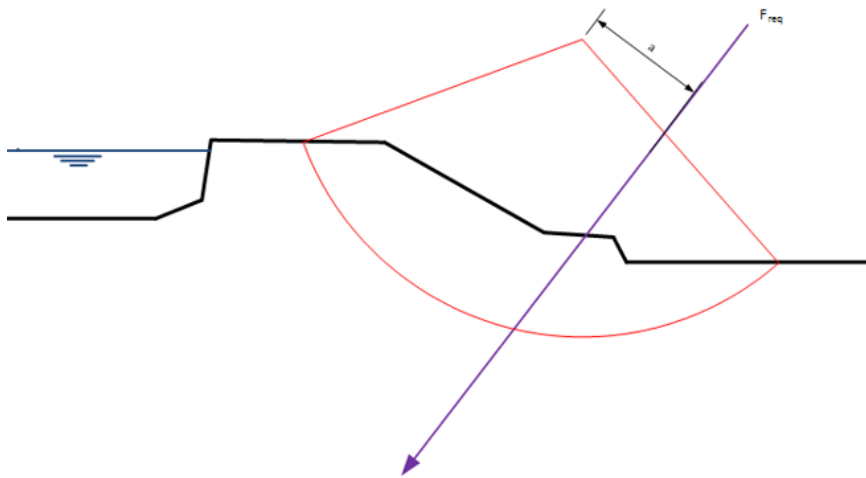
Bij de analytische berekening ter bepaling van de voorspanning, plaatsing op het talud en plaatsingshoek voor de *JLD-Dijkstabilisator* wordt op basis van het momentenevenwicht de benodigde kracht bepaald die de *JLD-Dijkstabilisator* moet leveren om de vereiste stabiliteitsfactor te behalen. Als benadering wordt er hierbij van uitgegaan dat de benodigde kracht om de vereiste stabiliteitsfactor te behalen gelijk is aan de voorspanning die in de *JLD-Dijkstabilisator* aangebracht moet worden. Hierbij wordt alle sterktoename toegekend aan het extra weerstandbiedend moment dat door de voorspankracht wordt geleverd. Deze methode is enerzijds conservatief omdat de sterktoename van de *JLD-Dijkstabilisator* buiten de voorspanning wordt verwaarloosd, en anderzijds optimistisch omdat door het voorspannen van de *JLD-Dijkstabilisator* het glijvlak mogelijk verschuift waardoor de arm van de kracht t.o.v. het middelpunt afneemt, en daarmee de bijdrage aan stabiliteitsfactor. Met een analytische glijvlakberekening kan relatief snel het ontwerp van de *JLD-Dijkstabilisator* worden gedimensioneerd. Deze methode is daarom goed geschikt om een eerste inschatting te geven van de dimensies ten behoeve van het voorontwerp.

De benodigde voorspanning wordt bepaald met behulp van formule 6.1. Figuur 6.7 is een principeschets van de toegepaste methode.

$$(M_{driving} \cdot SF_{req}) - M_{resisting} = F_{req} \cdot a \quad (6.47)$$

waarin:

$M_{driving}$	drijvend moment van de afschuifcirkel [kNm/m]
SF_{req}	minimaal benodigde stabiliteitsfactor met de methode Bishop [-]
$M_{resisting}$	huidig tegenwerkend moment van de afschuifcirkel [kNm/m]
F_{req}	benodigde tegenwerkende axiale kracht [kN/m]
a	arm van kracht t.o.v. het middelpunt van de glijcirkel van methode Bishop [m]



Figuur 6.7 Principeschets benodigde voorspanning JLD-Dijkstabilisator op basis van momentenevenwicht

Indien de berekende kracht die geleverd moet worden door de *JLD-Dijkstabilisator* groter is dan de kracht die geleverd kan worden door één *JLD-Dijkstabilisator* – gelijk aan de ondergrens van de voorspanning i.v.m. teruglopen van de voorspanning – dan kan deze methode eveneens toegepast worden met meerdere *JLD-Dijkstabilisatoren* in een dwarsprofiel.

Draagkracht grond onder de kopplaat

Bij de analytische berekening ter bepaling van de draagkracht van de grond onder de kopplaat wordt op basis van een funderingsberekening volgens NEN 9997-1 [19] voor een fundering op staal bepaald wat de draagkracht van de grond onder de kopplaat is (zie § 4.3.4 voor een nadere beschrijving). In combinatie met de analytische berekening waarmee de benodigde voorspanning is bepaald wordt hiermee het beeld gekregen of de ondergrond onder het binnentalud voldoende sterkte heeft om de benodigde kracht (voorspanning) in de *JLD-Dijkstabilisator* aan te brengen. Voldoet de draagkracht van de grond onder de kopplaat niet aan de vereiste draagkracht dan is dit een eerste indicatie dat er mogelijk versterkende maatregelen benodigd zijn op deze locaties óf dat er met een kleinere maximale voorspankracht toegepast dient te worden. Dit laatste betekent dan het toepassen van meer *JLD-Dijkstabilisatoren* in het dwarsprofiel. Mogelijke manieren om de draagkracht van de ondergrond te vergroten zijn het vergroten van de dimensies van de kopplaat en/of het uitvoeren van een lokale grondverbetering.

Bij het opstellen van de eerste ontwerpen met de *JLD-Dijkstabilisator* is gebleken dat de analytische berekeningen een eerste indicatie bieden voor de benodigde voorspanning in de *JLD-Dijkstabilisator* en van de draagkracht van de grond onder de kopplaat. De analytische methoden hebben echter hun beperkingen en daarom dienen er ook reeds in deze fase van het ontwerp *PLAXIS*-berekeningen uitgevoerd te worden.

6.5.2 PLAXIS 2D-modellen

Het tweede gedeelte van het voorontwerp bestaat uit opstellen van een tweetal *PLAXIS*-modellen. De *PLAXIS*-modellen dienen ter bepaling van de stabiliteitsfactoren en van de draagkracht van de grond onder de kopplaat.

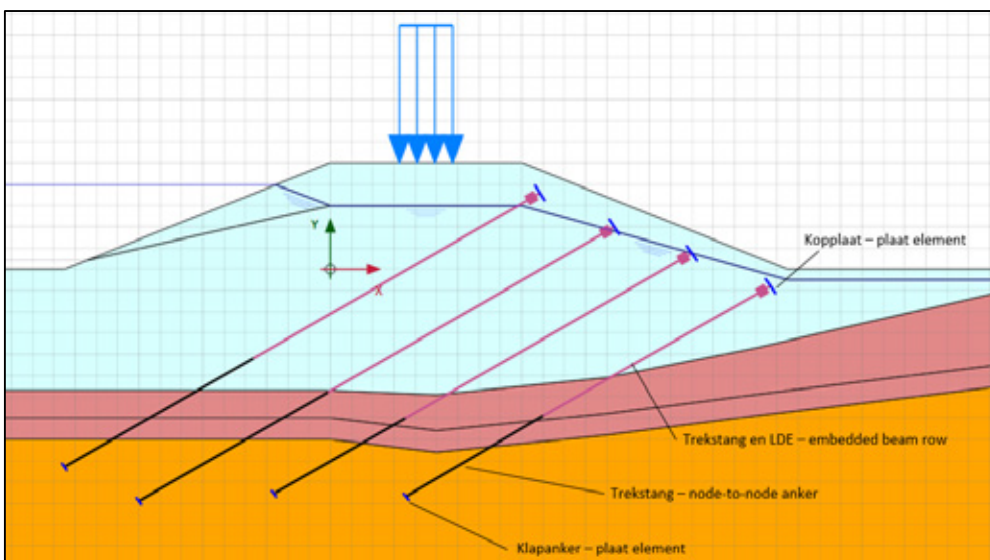
Modellering constructieve elementen PLAXIS 2D

De *JLD-Dijkstabilisator* bestaat uit een aantal verschillende onderdelen: de kopplaat (LDP), de ankerstang met het LDE-element en het klapanker. In *PLAXIS* wordt de *JLD-Dijkstabilisator* daarom ook met verschil-

lende constructieve elementen gemodelleerd (zie Figuur 6.8). Deze verschillende onderdelen zijn hieronder beschreven.

De modellering van de *JLD-Dijkstabilisator* in *PLAXIS* wijkt af van de fysische werkelijkheid. Dit komt doordat in werkelijkheid de trekstang door het LDE loopt en het klapanker verbindt met de kopplaat. In *PLAXIS* wordt het stuk waar het LDE over de trekstang zit, gemodelleerd met één element (embedded beam). Bij de modellering van de *JLD-Dijkstabilisator* in *PLAXIS* en bij het toetsen van de deelfaalmechanismen zijn conservatieve benaderingen gekozen. Daardoor worden veilige waarden van de stabiliteit en snedekrachten gebruikt in het ontwerp. De wijze van modelleren heeft op de volgende manieren invloed op het ontwerp.

- Doordat het LDE-element in *PLAXIS* niet vrij kan bewegen over de trekstang, waar dit in werkelijkheid wel kan, is de normaalkracht in de embedded beam row in *PLAXIS* qua orde van grootte gelijk aan de normaalkracht in de trekstang. In werkelijkheid is de normaalkracht in het LDE-element gelimiteerd door de bovengrens van de schachtwrijving plus de bovengrens van de puntweerstand van het LDE-element. Voor de constructieve toets van het LDE dient dus een andere normaalkracht gehanteerd te worden. Dit is beschreven in § 6.3.3.
- Door gebruik van een embedded beam row in *PLAXIS*, voor het schematiseren van de trekstang en het LDE-element, zit de onderkant van het LDE in de modellering vast aan de trekstang. Hierdoor worden normaalkrachten vanuit het LDE direct doorgegeven aan de trekstang. In werkelijkheid worden de normaalkrachten via de kopplaat doorgegeven aan de trekstang. Dit heeft geen invloed op de stabiliteit en snedekrachten (buiten de toetsing van de constructieve sterkte van het LDE-element zoals hierboven benoemd) maar heeft wel invloed op de toetsing van de draagkracht van de grond onder de kopplaat. Het toetsen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat in *PLAXIS* dient daarom uitgevoerd te worden met een aangepaste schematisering van de *JLD-Dijkstabilisator*. Dit is beschreven in § 4.3.4.



Figuur 6.8 Modellerwijze *JLD-Dijkstabilisator* in *PLAXIS*, opbouw van constructieve elementen

Kopplaat (LDP) – plaalement

De kopplaat (LDP) van de *JLD-Dijkstabilisator* is gemodelleerd met een plaalement. Het plaalement dient een buigstijfheid te hebben gelijk aan de buigstijfheid van de kopplaat (afhankelijk van de materiaalkeuze en eigenschappen van de kopplaat). Bij het bepalen van de breedte van het plaalement dient

rekening gehouden te worden met de te hanteren h.o.h.-afstand in de *PLAXIS* 2D-berekening. De breedte moet zo gekozen worden dat het oppervlak van de kopplaat gelijk is aan het oppervlak van het plaalement in *PLAXIS*.

De verbinding tussen de kopplaat (LDP) en het LDE zit in werkelijkheid tussen een vaste en scharnierende verbinding in. Tot nu toe is gebleken dat de schematisering in *PLAXIS* met een vaste verbinding tussen de kopplaat en het LDE, maatgevend is. Omdat het aantal ontwerpen met de *JLD-Dijkstabilisator* nog beperkt is, dient voorlopig gecontroleerd te worden of een scharnierende verbinding niet leidt tot een lagere veiligheid of hogere snedekrachten.

Trekstang en LDE – embedded beam row

De trekstang verbindt het klapanker met de kopplaat. De ankerstang brengt voornamelijk normaalspanning over en heeft gezien zijn geringe diameter (circa 25 mm) ook een geringe interactie met de grond. Om de interactie met de grond te vergroten is het LDE-element toegevoegd. Dit LDE-element is een profiel dat over de trekstang heen kan worden geschoven en een grotere uitwendige afmeting heeft (breedte 245 mm).

Met de embedded beam row wordt zowel de trekstang als het LDE-element geschematiseerd. De embedded beam row is een rij van balkelementen met een buigstijfheid en axiale stijfheid, door middel van veren verbonden met de omliggende grondelementen. Aan deze veren kan een axiale en laterale schuifsterkte worden toegekend.

Het gecombineerde element dient de rekstijfheid (EA) te hebben van de trekstang en de buigstijfheid (EI) van het LDE. Indien de elasticiteitsmoduli van de trekstang en het LDE niet gelijk zijn, moet gebruik gemaakt worden van een aangepaste oppervlakte en een aangepast oppervlaktetraagheidsmoment, zodat aan deze eis kan worden voldaan.

De lengte van de embedded beam row is afhankelijk van het maatgevende glijvlak. Deze lengte moet zo gekozen worden dat de embedded beam row voldoende ver in het niet-afschuivende deel van de dijk zit, zodat het LDE-element voldoende inbedding heeft en de dwarskracht op de overgang van trekstang op het LDE voldoende klein is. De dwarskracht aan de onderkant van de embedded beam row wordt meegenomen in de constructieve toets van de trekstang. In werkelijkheid zal de dwarskracht worden opgenomen door het LDE, omdat de buigstijfheid van het LDE veel groter is dan de buigstijfheid van de trekstang. Daarom is dit een veilige methode om te toetsen of het LDE voldoende inbedding heeft in het niet afschuivende gedeelte van de dijk.

De grond-constructie-interactie van de embedded beam row wordt bepaald door een op te geven maximale axiale schachtweerstand $T_{skin,max}$ [kN/m], een maximale laterale schachtweerstand $T_{lat,max}$ [kN/m] en een maximale puntweerstand F_{max} [kN]. De maximale axiale schachtweerstand dient bepaald te worden op basis van bezwijkproeven die zijn uitgevoerd op het LDE. Op basis van de bezwijkproeven kan een correlatie worden vastgesteld tussen de conusweerstand uit een sondering en de axiale schachtweerstand. De correlatie kan vervolgens worden gebruikt om de lokale schachtweerstand te bepalen. De ondergrens van de axiale schachtweerstand is maatgevend voor zowel de stabiliteit als de snedekrachten. De axiale schachtweerstand dient berekend te worden volgens de formules 6.44 t/m 6.46 uit § 6.3.11. Hierbij dient voor het bepalen van $T_{skin,max}$ de rekenwaarde van de axiale schachtweerstand ($R_{t,d}$) gedeeld te worden door de lengte van het LDE ($T_{skin,max} = R_{t,d} / l_{LDE}$).

Voor de puntweerstand F_{max} moet de standaard waarde van 0 kN worden gebruikt.

De maximale laterale schachtweerstand ($T_{lat,max}$) dient analytisch bepaald te worden met behulp van formules 6.37 t/m 6.39 uit § 6.3.9.

Daarnaast zijn voor de interactie tussen de grond en de constructie zogenaamde interfacestijfheid-factoren benodigd; in axiale richting (I_{SFRS}), laterale richting (I_{SFRN}) en bij de punt (I_{SFKF}). De nagels kunnen immers verplaatsen ten opzichte van de onderliggende grond. De hoeveelheid verplaatsing wordt bepaald door de stijfheid van de ondergrond vermenigvuldigd met de ISF. *PLAXIS* geeft default waarden voor deze interfacestijfheid-factoren:

$$ISF_{RS} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.48)$$

$$ISF_{RN} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.49)$$

$$ISF_{KF} = 2,5 \cdot \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.50)$$

In bovenstaande formules is $L_{spacing}$ de ingevoerde h.o.h.-afstand van de nagels en D_{eq} de equivalente diameter van de nagels. Deze wordt als volgt door *PLAXIS* berekend:

$$D_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \quad (6.51)$$

De buigstijfheid EI en rekstijfheid EA zijn, zoals hierboven beschreven, handmatig ingevoerd en bepaald op basis van de combinatie van de trekstang en het LDE-element. De door *PLAXIS* berekende equivalente diameter, die wordt gebruikt voor het bepalen van de interfacestijfheden, wijkt daardoor af van de equivalente diameter van het LDE-element (gelijk aan de bovenbreedte van het LDE). Om de grond-constructie-interactie op de juiste manier te modelleren, moeten de default waarden overruled worden. Hiertoe kunnen bovenstaande formules gebruikt worden, waarbij in plaats van de door *PLAXIS* bepaalde equivalente diameter D_{eq} de breedte van het LDE B_{LDE} wordt ingevuld.

Trekstang – node-to-node-anker

In het node-to-node-anker kan de voorspanning uit de *JLD-Dijkstabilisator* aangebracht worden. Het node-to-node-anker dient aangebracht te worden tussen de onderzijde van de embedded beam row en het klapanker.

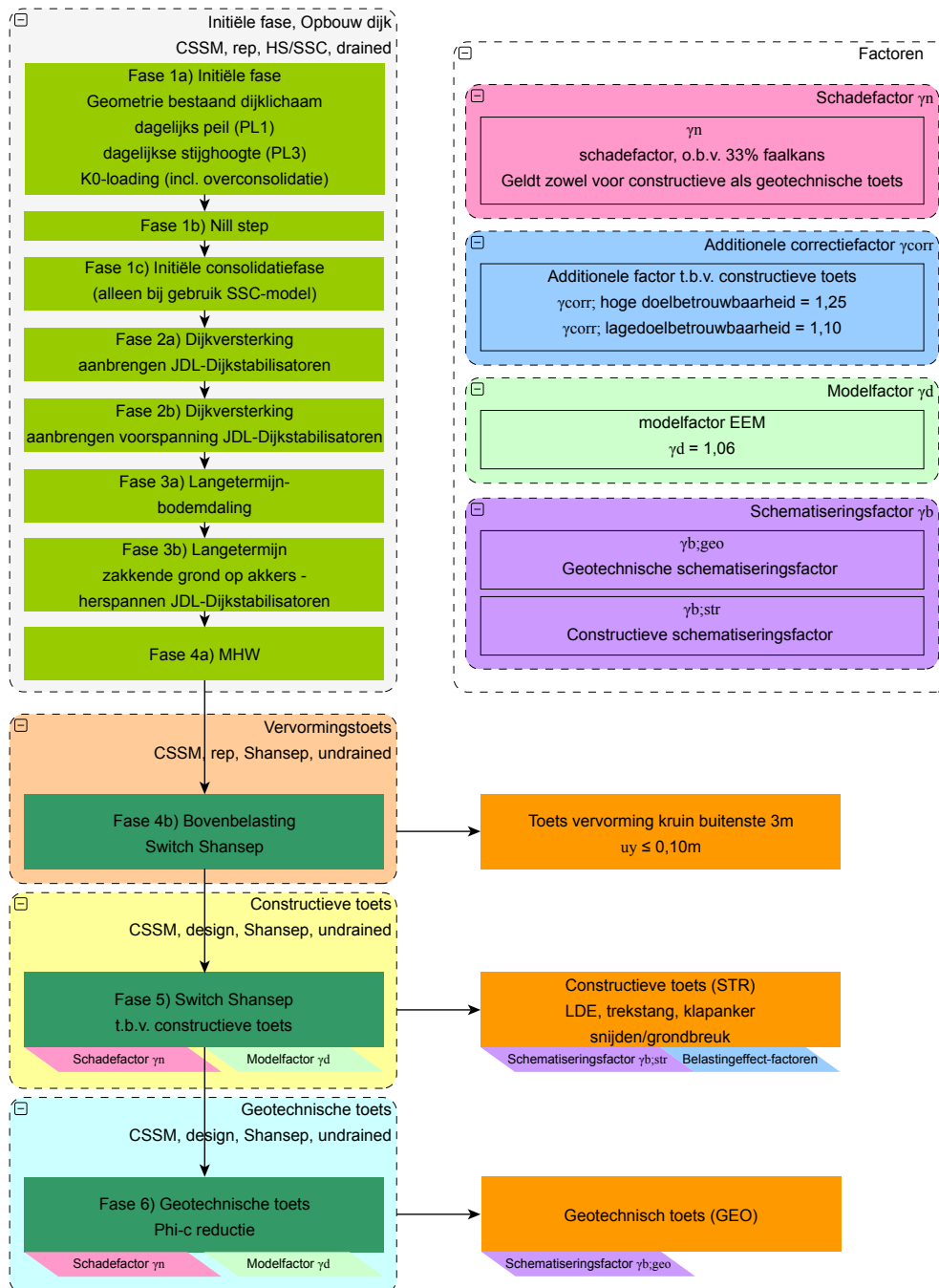
Klapanker – plaalement

Het klapanker aan de onderzijde van de *JLD-Dijkstabilisator* is gemodelleerd met een plaalement. Het plaalement dient een buigstijfheid te hebben die gelijk is aan de buigstijfheid van het klapanker. Afhankelijk van de benodigde sterkte van het klapanker en draagkracht van de ondergrond, dient het geschikte type klapanker geselecteerd te worden. Het oppervlak van het plaalement in *PLAXIS* dient gelijk te zijn aan het oppervlak van het geselecteerde klapanker, waarbij rekening gehouden wordt met de toegepaste h.o.h.-afstand in *PLAXIS* 2D.

PLAXIS 2D-model stabiliteitsfactor en snedekrachten

In het *PLAXIS* 2D-model t.b.v. de stabiliteitsfactor en snedekrachten worden in het VO, afhankelijk van de lengte van het te verbeteren traject, één of enkele maatgevende dwarsprofielen van de dijk gemodelleerd in combinatie met de *JLD-Dijkstabilisator*. Het model dient opgezet te worden volgens de aanwijzingen

gen uit het PPE [4]. In het PPE [4] is tevens een rekenvoorbeeld opgenomen waarin het *PLAXIS* 2D-model voor de stabiliteitsfactor en snedekrachten voor een met *JLD-Dijkstabilisator* versterkte kering is uitgewerkt. In dit model dient de fasering aangehouden te worden uit Figuur 6.9.



Figuur 6.9 Rekenfasering model stabiliteitsfactor en snedekrachten

Er zijn vier *PLAXIS*-berekeningen benodigd volgens de fasering uit Figuur 6.9. De varianten dienen berekend te worden.

1. Berekening met de ondergrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een vaste verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatelment). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de geotechnische stabiliteit en voor het toetsen van de vervormingen.

Bij het toetsen van de vervormingen dient tevens rekening gehouden te worden met een reductie van de buigstijfheid van de vezel versterkte kunststoffen door degradatie gedurende de levensduur. De buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen moet worden gereduceerd met de conversiefactor uit Tabel 6.4.

2. Berekening met de ondergrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een scharnierende verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatetelement). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de geotechnische stabiliteit en voor het toetsen van de vervormingen. Bij het toetsen van de vervormingen dient tevens rekening gehouden te worden met een reductie van de buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen door degradatie gedurende de levensduur. De buigstijfheid van de vezelversterkte kunststoffen moet worden gereduceerd met de conversiefactor uit Tabel 6.4.
3. Berekening met de bovengrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een vaste verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatetelement). Deze berekening wordt gebruikt voor het toetsen van de constructieve sterkte van de elementen.
4. Berekening met de bovengrenswaarde van de voorspankracht in combinatie met een scharnierende verbinding tussen het LDE (de embedded beam row) en de kopplaat (plaatetelement). Deze berekening wordt eveneens gebruikt voor het toetsen van de constructieve sterkte van de elementen. De maatgevende snedekrachten van berekeningen 1 t/m 4 dienen gehanteerd te worden als ingang voor de constructieve toetsen.

PLAXIS 2D-model draagkracht grond onder de kopplaat

In het *PLAXIS 2D*-model ter bepaling van de draagkracht van de grond onder de kopplaat wordt de analytisch berekende draagkracht van de grond onder de kopplaat getoetst in *PLAXIS*. De richtlijnen voor dit model zijn opgenomen in § 4.3.4.

De laagste draagkracht van de grond onder de kopplaat uit de analytische berekening en de *PLAXIS 2D*-berekening is maatgevend voor het voorontwerp.

6.6 Definitief ontwerp

In het definitief ontwerp dienen alle details te zijn bepaald en alle aspecten van het ontwerp van de dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator* te zijn doorlopen.

Het definitief ontwerp van een dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator* bestaat uit de volgende stappen:

- ontwerpstappen uit het VO met een update van eventuele aanvullende (grond)onderzoeken;
- *PLAXIS 2D*-model vervormingen/tijdseffecten;
- *PLAXIS 3D*-modellen:
 - 3D slice model
 - 3D detailmodel kopplaat
- toetsen deelfaalmechanismen;
- uitvoeringstoleranties;
- nageluitval;
- overgangsconstructies (zie § 4.4.6).

6.6.1 *PLAXIS 2D*-model vervormingen/tijdseffecten

Vervormingen (zettingen en kruip) beïnvloeden de werking van de *JLD-Dijkstabilisator* en voorspanning in het systeem. Om de vervormingen beter te kunnen kwantificeren, dient er een apart model opgesteld te worden. In dit model dient de interactie beschouwd te worden tussen (kruin)ophogingen en het naspannen van de voorspanning gedurende de levensduur van de constructie. De vervormingen dienen

beschouwd te worden in *PLAXIS 2D* met het materiaalmodel Soft Soil Creep. Het doel van dit model is inzicht te krijgen in de vervormingen rond de kopplaat, in de afname van de voorspanning in de tijd en in het afspanschema van de voorspanning dat nodig is.

De vervormingen dienen berekend te worden in de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De BGT is de toestand van de waterkering tijdens gemiddelde omstandigheden gedurende de levensduur van de constructie. In het vervormingsmodel dient gebruik gemaakt te worden van verwachtingswaarden van de sterkte- en stijfheidsparameters in combinatie met waterspanningen zoals deze onder dagelijkse omstandigheden aanwezig zijn in de waterkering. Hiermee wordt een zo realistisch mogelijk beeld verkregen van de vervormingen die zullen optreden. Er worden geen veiligheidsfactoren gebruikt, zoals bij het bepalen van de stabiliteitsfactoren en de snedekrachten, omdat de berekende vervormingen dan een onrealistisch beeld geven ten opzichte van de werkelijk optredende vervormingen. Naast het rekenen met verwachtingswaarden van de sterkte- en stijfheid dienen er tevens gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd te worden waarbij er wordt gevarieerd met de parameters met de grootste onzekerheid. Hiermee wordt een bandbreedte verkregen rond de berekende vervormingen en het benodigde afspanschema. De variatie moet worden beschouwd rond de volgende parameters:

- kruip
- karakteristieke stijfheidsparameters
- OCR

Na aanbrengen van de voorspanning loopt de voorspanning in het systeem geleidelijk terug door zetting en kruip. De ondergrens van de voorspanning is de voorspanning die gedurende de gehele levensduur minimaal in de *JLD-Dijkstabilisator* aanwezig moet zijn om een bepaalde veiligheid van de waterkering te halen. De bovengrens van de voorspanning is de voorspanning die wordt aangebracht bij het aan- en naspannen van de *JLD-Dijkstabilisator*. De hoogte van de bovengrens bepaalt de duur tot het volgende afspanmoment evenals het aantal keer afspannen gedurende de levensduur, en dus de vereiste beheerinspanning. De hoogte van de bovengrens heeft daarnaast invloed op de vervorming rond de kopplaat.

Om tot een optimale bovengrens van de voorspanning te komen dienen enkele varianten beschouwd te worden met verschillende bovengrenzen van de voorspanning. Op basis van de resultaten kan de bovengrens van de voorspanning gekozen worden. Bij het bepalen van deze bovengrens moet niet alleen gelet worden op de beheerinspanning en de vervormingen onder de kopplaat, maar moet ook getoetst worden op de draagkracht van de grond onder de kopplaat. Ook zijn de constructieve toetsen van de elementen vereist. De vastgestelde bovengrens van de voorspanning dient vervolgens gebruikt te worden in de gevoeligheidsberekeningen op de stijfheidsparameters.

6.6.2 *PLAXIS 3D*-model

De *JLD-Dijkstabilisator* is een constructie die niet continu is in de lengterichting van de dijk en daardoor een sterke driedimensionale werking heeft. Het is daarom van belang dat het definitief ontwerp wordt geverifieerd in *PLAXIS 3D*. De volgende *PLAXIS 3D*-modellen dienen opgesteld te worden als onderdeel van het definitief ontwerp:

- 3D slice model
- 3D detailmodel kopplaten

Modellering constructieve elementen *PLAXIS 3D*

Het modelleren van het klapanker (*plate element*) en de trekstang (*node-to-node-anker*) kan in *PLAXIS 3D* hetzelfde worden gemodelleerd als in 2D.

Trekstang en LDE – embedded beam

De combinatie van de trekstang en het LDE wordt in *PLAXIS 3D*, net als in *PLAXIS 2D* gemodelleerd met een embedded beam. De constructieve eigenschappen zijn hetzelfde als in *PLAXIS 2D*, de grond-constructie-interactie verschilt echter:

- Er kan een $T_{skin,max}$ worden opgegeven, $T_{lat,max}$ is echter ongelimiteerd in 3D. Wel kan in *PLAXIS 3D* grond rondom de embedded beam bezwijken, waarmee snijden van het LDE door de grond wordt gesimuleerd. Het bezwijken van de grond gebeurt dus op basis van het ingevoerd materiaalmodel, en niet op basis van de analytische vergelijking met ongedraineerde schuifsterkte c_u .
- Verschilverplaatsing tussen de embedded beam en de grond kan niet gemodelleerd worden middels een interfacetijfheid-factor. Daarentegen wordt er een elastische zone rondom de embedded beam gemaakt, gelijk aan de equivalente diameter van de embedded beam, waarin de spanningspunten elastisch blijven en niet plastisch kunnen vervormen. De toepassing van de elastische zone zorgt voor een realistische grond-constructie-interactie. In het geval van de *JLD-Dijkstabilisator* is het wel een beperking dat de equivalente diameter standaard bepaald wordt op basis van de ingevoerde *EI* en *EA*. Dit kan niet worden overruled. De *EI* en/of *EA* zal dus aangepast moeten worden om op een juiste diameter uit te komen, of er wordt gerekend met een grotere elastische zone waardoor de bijdrage van de dwarskracht op de stabiliteitstoename wordt overschat.
- Om realistische snedekrachten te berekenen in *PLAXIS 3D* dient een relatief fijne mesh rondom de embedded beam gegenereerd te worden. Er zijn dan voldoende spanningspunten in de elastische zone om de dwarskracht af te dragen naar de ondergrond.

Kopplaat (LDP) – volume element

In *PLAXIS 3D* wordt de kopplaat gemodelleerd als 'volume element'. De werkelijke dimensies van de kopplaat kunnen worden toegepast.

Bij voorkeur wordt de kopplaat in *PLAXIS 3D*, net zoals in *PLAXIS 2D*, gemodelleerd met een plate element. In *PLAXIS 3D* is op dit moment (2018) echter een bug aanwezig die ervoor zorgt dat het plate element niet goed vastgemaakt kan worden aan de embedded beam. Zodra de voorspanning in het node-to-node-anker boven de opgegeven wrijving van de embedded beam uitkomt, komt de kopplaat los van de embedded beam. Het modelleren van de kopplaat met een volume element in *PLAXIS 3D* geeft vergelijkbare resultaten aan *PLAXIS 2D*. *PLAXIS* is echter voornemens om deze bug op te lossen, waardoor in de toekomst weer overgeschakeld kan worden naar een plate element en de kopplaat in *PLAXIS 2D* en *3D* gelijk geschematiseerd kan worden.

3D slice model

In het 3D slice model dient met een *PLAXIS 3D*-model het *PLAXIS 2D*-model geverifieerd te worden. De breedte van het 3D slice model wordt hierom gelijk gesteld aan de h.o.h.-afstand van de *JLD-Dijkstabilisatoren*. Met het 3D slice model wordt geverifieerd of de 2D-schematisering voldoende veilig is, of de snedekrachten in 3D overeenkomen met 2D en of er geen 3-dimensionale mechanismen over het hoofd worden gezien in 2D. Hiertoe dient het mesh in de 3D slice-berekening voldoende fijn gekozen te worden om 3D-effecten te kunnen onderscheiden.

3D detailmodel kopplaten

Indien de *JLD-Dijkstabilisatoren*, en dus de kopplaten, in lengterichting van de dijk niet naast elkaar geplaatst worden (de kopplaten verspringen in de lengterichting) is het niet goed mogelijk de 3-dimensionale effecten en groepeffecten van de kopplaten te modelleren. De draagkracht van de grond onder de kopplaten dient daarom, bij deze omstandigheden, bepaald te worden met *PLAXIS 3D*.

In het *PLAXIS* 3D-model dient getoetst te worden of de rekenwaarde van de normaalkracht uit de trekstang kan worden opgenomen door de grond onder de kopplaat.

De laagste draagkracht van de grond onder de kopplaat uit de analytische berekening en de *PLAXIS* 3D-berekening is maatgevend voor het definitief ontwerp.

6.6.3 Uitvoeringstoleranties

In het DO dient gecontroleerd te worden welke uitvoeringstoleranties kunnen worden toegestaan zonder dat deze leiden tot een hogere faalkans van de met *JLD-Dijkstabilisatoren* versterkte waterkering. Het gaat hierbij niet om uitvoeringstoleranties die tot stand komen door plaatsingsonzekerheden veroorzaakt door het materieel (beschreven in § 4.6.1) maar om afwijkingen van het ontwerp en stramien door afwijkingen in de lokale omstandigheden (bijvoorbeeld de aanwezigheid van puin). Bij de controle van toegestane uitvoeringstoleranties kan worden gedacht aan de plaatsingshoek van de *JLD-Dijkstabilisatoren* of variaties in de h.o.h.-afstand.

Indien afwijkingen bij de uitvoering buiten de vastgestelde toleranties vallen, bijvoorbeeld doordat er veelvuldig puin is verwerkt in het binnentalud van de kering, dan dient het ontwerp hierop te worden aangepast. De uitvoeringstoleranties kunnen niet universeel worden afgeleid voor een met *JLD-Dijkstabilisator* versterkte waterkering, omdat deze aanpak vraagt om maatwerkoplossingen en projectspecifiek is.

6.6.4 Nageluitval

In het DO dient tot slot te worden getoetst op nageluitval. Er dient een toets uitgevoerd te worden op de deelfaalmechanismen met de snedekrachten die zijn bepaald bij lage karakteristieke waarden van de sterkte en stijfheid van de grond. Er wordt geen schematiserings- en modelfactor toegepast.

De snedekrachten kunnen uit Fase4b van de *PLAXIS*-modellering worden gehaald (zie Figuur 6.9). De snedekrachten dienen vervolgens vermenigvuldigd te worden met de belastingeffect-factor voor nageluitval ($\gamma_{add;uitval} = 1,30$) en als ingang gebruikt te worden voor de toetsing van de deelfaalmechanismen. Indien de combinatie van de snedekrachten bij karakteristieke waarden van de sterkte en stijfheid van de grond en de belastingeffect-factor voor nageluitval lager is dan de ingangswaarden van de standaard toetsing van de deelfaalmechanismen, kan worden afgezien van de toetsing op nageluitval.

6.7 Uitvoeringsontwerp

In het uitvoeringsontwerp zal het definitief ontwerp van de *JLD-Dijkstabilisator* op enkele locaties nog verder gedetailleerd en specifiek gemaakt moeten worden. Gedacht kan worden aan obstakels en/of belendingen waardoor lokaal de beschikbare ruimte voor het materieel of voor de constructie wordt beperkt. Oplossingen kunnen worden verkregen door het stramien daar lokaal aan te passen door bijvoorbeeld de afstanden tussen de *JLD-Dijkstabilisatoren* in horizontale of verticale richting bij te stellen of door een afwijkende plaatsingshoek toe te passen. Indien nodig dienen lokaal enkele extra *JLD-Dijkstabilisatoren* geplaatst te worden.

Het uitvoeringsontwerp zal, naast het definitieve ontwerp met eventuele aanpassingen/optimalisaties, ook ingaan op de wijze van uitvoeren en de aspecten die daarbij aan de orde zijn. Voor een verdere beschrijving wordt verwezen naar § 4.6.2.

6.8 Ontwerptimalisaties

Er zijn in het ontwerp enkele mogelijkheden tot optimalisatie, die in de toekomst kunnen worden toegepast om de *JLD-Dijkstabilisator* efficiënter te maken als versterkingsmaatregel. De volgende ontwerptimalisaties kunnen worden toegepast voor de *JLD-Dijkstabilisator*.

- Vaststellen van het aantal controleproeven in relatie tot de te hanteren partiële factoren. Wanneer ervoor wordt gekozen om op meer (of alle) LDE-elementen of klapankers een controleproef uit te voeren, kunnen lagere weerstandsfactoren voor axiale schachtweerstand ζ en $\gamma_{s;t}$ en draagkracht van de grond boven het klapanker ζ worden toegepast. Hierdoor kan met een hogere sterke worden gerekend in het ontwerp, waardoor bijvoorbeeld een grotere h.o.h.-afstand kan worden toegepast. Meer controleproeven betekent wel meer tijd en kosten, wat op moet wegen tegen de winst van de optimalisatie.
- Aanpassen van het LDE om de werking van het element efficiënter te maken (waardoor grotere sneedkrachten toelaatbaar zijn). Op basis van opgedane ontwerpervaring kan de vorm van het element aangepast worden om de werking te optimaliseren.
- Toepassen van een gesegmenteerde LDE. De lengte van het LDE kan bepalend zijn voor de benodigde werkruimte aan de binnenzijde van de dijk. Wanneer de werkruimte zeer beperkt is, kan een gesegmenteerd LDE (LDE wordt in stukken van bijvoorbeeld 1 meter per segment geplaatst en onderling met elkaar verbonden) uitkomst bieden.
- Het toepassen van een grondverbetering onder de kopplaat. Wanneer de draagkracht van de grond onder de kopplaat onvoldoende is, kan lokaal een grondverbetering worden toegepast om de draagkracht te vergroten.
- Het optimaliseren van de modellering van de *JLD-Dijkstabilisator* in EEM. De huidige modelleerwijze in *PLAXIS* komt niet geheel overeen met het fysische gedrag van het systeem. Er zijn daardoor extra handelingen en berekeningen benodigd in het ontwerp. Het modelleren van de *JLD-Dijkstabilisator* in EEM waarbij de trekstang door het LDE element loopt leidt tot een optimalisatie van het ontwerpproces.

6.9 Link met andere faalmechanismen

In het ontwerp van een dijkversterking met de *JLD-Dijkstabilisator* dient naast het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts eveneens aandacht te worden geschonken aan de andere faalmechanismen waar het toepassen van de *JLD-Dijkstabilisator* invloed op kan hebben. De volgende faalmechanismen dienen gecontroleerd te worden bij het ontwerp van de dijkversterking.

- Kruinhoogte: het aanbrengen en afspannen van de *JLD-Dijkstabilisator* heeft een lichte kruindaling tot gevolg. Op de lange termijn kan de *JLD-Dijkstabilisator* tot een afname van de zetting leiden bij de kruin. In het ontwerp dient gecontroleerd te worden of aan het einde van de levensduur wordt voldaan aan de hoogte-eis.
- Overslag/erosie binnentalud: de relatie tussen het overslagdebiet en de fundatie van de kopplaat dient gecontroleerd te worden. Indien ontworpen wordt op hogere overslagdebieten dan 0,1 l/m/s dan dient hier bij het ontwerp van de kopplaat rekening mee gehouden te worden. Bij onvoldoende draagkracht in verband met mogelijke erosie door grote overslagdebieten kan de kopplaat worden gefundeerd op stevige klei (óf in combinatie met een grindkoffer).
- Bekleding: het aanbrengen van een voorspanning en het naspannen van de voorspanning leidt tot vervormingen van de grond onder de kopplaat. De vervormingen rond de kopplaat zorgen voor verschil verplaatsingen op het binnentalud en daardoor in de bekleding. Indien ontworpen wordt op hogere overslagdebieten dan 0,1 l/m/s dan dient hier bij het ontwerp en onderhoud van de bekleding rekening mee gehouden te worden.
- Piping: toepassen van de *JLD-Dijkstabilisator* kan invloed hebben op het risico op piping en kwel. Zie hiervoor ook § 4.4.3. Dit mechanisme is voor de *JLD-Dijkstabilisator* aangemerkt als een witte vlek, zie hiervoor § 4.4.

Het toepassen van de *JLD-Dijkstabilisator* in een dijkversterking heeft geen (negatieve) invloed op de overige faalmechanismen (zie ook § 4.4). Op de overige faalmechanismen kan het ontwerp dan ook eenvoudig goedgekeurd worden middels § 4.4.



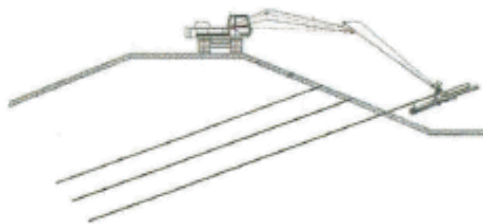
7 Realisatie

7.1 Werkwijze vernagelingstechnieken

7.1.1 Werkwijze Dijkvernageling

De methode van *Dijkvernageling* kan worden uitgevoerd met bestaand materieel, waarmee al veel ervaring is opgedaan.

De uitvoering geschiedt met behulp van een ankerboormachine met losse makelaar en een meng- en pompinstallatie voor het aanbrengen van het grout (een mengsel van water en cement). De ankerboormachine wordt in de praktijk al geruime tijd gebruikt voor het aanbrengen van groutankers en is dus een bewezen techniek. De kraan met aanhanger staat opgesteld op de kruin van de dijk (zie Figuur 7.1) of naast de dijk. De kraan is voorzien van een relatief lange arm, die tot bijna in de teen van de dijk kan reiken.



Figuur 7.1 Boven- en ondergrondse uitvoering

Installatieproces

Het installatieproces begint met het inbrengen van een boorbuis. Het boorgat kan gemaakt worden door middel van schroeven, slagboren of spoelboren. In de demonstratieproef zijn het slagboren en het spoelboren beproefd. In de boorbuis wordt de kern van de nagel neergelaten, waarna de buis wordt gevuld met grout onder druk. Tijdens het vullen wordt de boorbuis stapsgewijs uit het gat getrokken. De ruimte die daardoor ontstaat, wordt gevuld met grout.

Dijkvernageling geeft een beperkte hinder voor de omgeving en kan worden uitgevoerd met bewezen standaardtechnieken. De methode is volledig trillingsvrij.

Aanbrengen van de nagels

Bij het aanbrengen van de nagels wordt gebruikgemaakt van een meng- en pompinstallatie. Het boorproces begint met het boren van een gat met een diameter van circa 100 tot 180 mm. Dit gebeurt met een holle stalen buis. De buis wordt schoongespoeld, daarna volgt het inbrengen van het wapenings-element. Dit bestaat veelal uit staven met een diameter van 15 tot 65 mm. Geribde staven zijn het meest geschikt om de aanhechting tussen het element en het grout te verbeteren. Het boorgat kan gemaakt worden door middel van schroeven, slagboren of spoelboren.

Een andere methode om groutnagels te maken, is de methode waarbij de stang direct het wapeningselement vormt. De boorstang bestaat uit een holle stalen buis waarop een boorkop bevestigd kan worden.

In de demonstratieproef INSIDE zijn twee uitvoeringsmethoden beproefd, te weten slagboren en spoelboren. De weerstand bij het inboren bleek zeer beperkt. Bij de uitvoeringsmethode 'slagboren' was het daarom niet nodig daadwerkelijk gebruik te maken van de slaghamer. Feitelijk zijn de nagels dan ook ingebracht door 'droog' te boren. Een anker is met opzet geïnstalleerd door middel van spoelboren. Bij deze nagel is tijdens het volgrouten van het gat een circa 10% hoger cementverbruik geconstateerd. Dit zou kunnen duiden op een grotere diameter van het groutlichaam.



Figuur 7.2 Materieel Dijkvernageling en nagels (staal)

Alle nagels worden tot vlak onder het maaiveld afgevuld met grout. Het onder druk afpersen van de groutprop is in de samendrukbare kleilagen niet mogelijk. De druk kan enigszins worden verhoogd, maar neemt vervolgens direct weer af. Bij het vormen van groutproppen in zand kan de druk op het grout gehandhaafd blijven, doordat het water uit het cement in de omringende holle ruimten in het zandpakket wordt geperst. In klei is dit niet mogelijk.

Het toepassen van gegroute nagels heeft als voordeel dat de keuze van het trekelement losstaat van de methode van boren. Hierdoor is het mogelijk het boorgat van een trekelement te voorzien van staal, hoogwaardige kunststof of koolstofvezel.

Overeenkomsten en verschillen met het aanbrengen van groutankers

De techniek voor het aanbrengen van nagels is gelijk aan die voor het aanbrengen van groutankers. Het aanbrengen van groutankers in dijklichamen, bij dijkversterkingen met damwanden of bij het realiseren van bouwwerken in het invloedgebied van de dijk, is een algemeen aanvaarde techniek.

In principe worden groutankers toegepast om grond- en waterkerende constructies te verankeren. Een groutanker bestaat uit een groutprop, gevormd in draagkrachtige zandlagen, en een ankerstang die de verbinding vormt tussen de groutprop en de constructie. Na het aanbrengen en uitharden van de groutprop wordt het anker normaliter afgespannen, zodat de constructie slechts minimale vervormingen ondergaat. Het afspannen van het anker maakt het anker actief – dat wil zeggen: het anker is al op spanning gezet voordat de kracht vanuit de constructie gevraagd wordt. Het laatste punt in de werking van het anker vormt ook meteen het voornaamste verschil met de werking van grondvernagelingsconstruc-

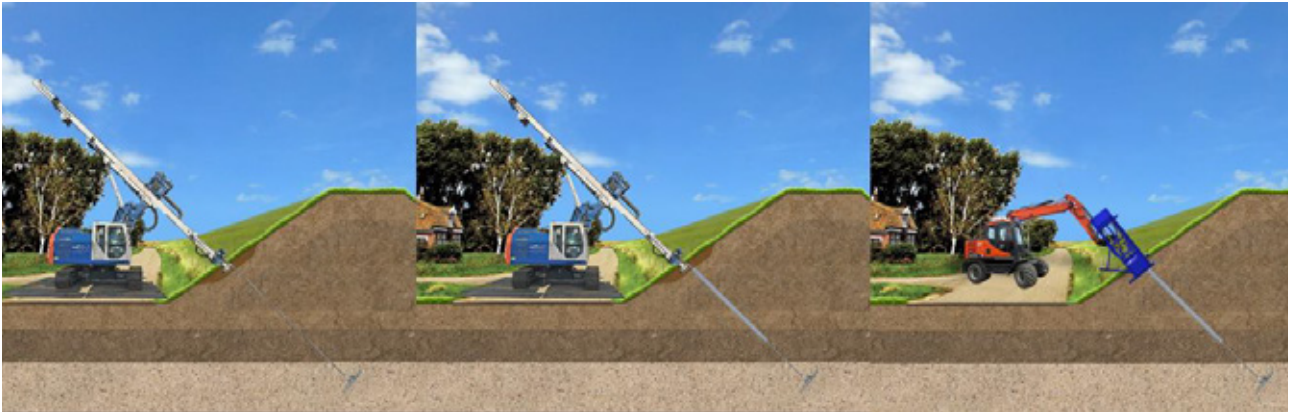
ties. Een constructie met grondvernageling reageert in principe passief: enige vervorming van de grond is onvermijdelijk om de nagels op spanning te kunnen brengen. Verder zijn de samenstelling en diameter van een dijknagel over de gehele lengte constant, dit in tegenstelling tot groutankers, waarbij dus sprake is van een groutprop en een vrije ankerlengte.

7.2 Werkwijze JLD-Dijkstabilisator

Het plaatsen van de *JLD-Dijkstabilisator* gebeurt door middel van een rupskraan (circa 30 ton) met een hiervoor speciaal ontwikkelde JLD-makelaar (ankermachine). Daarnaast is nog een kleine kraan nodig om de LDE's in de ankermachine in te lichten. Voor het aanbrengen van de voorspanning is een afspanunit ontwikkeld die aan een normale kraan kan worden gehangen.

Anno 2018 is een machine in ontwikkeling waarmee de *JLD-Dijkstabilisator* ook aangebracht kan worden vanaf de kruin van de dijk. De wijze van plaatsing is hieronder stapsgewijs beschreven.

1. Voorbereidende werkzaamheden: voor het aanbrengen van de *JLD-Dijkstabilisatoren* zijn voorbereidende werkzaamheden nodig. Deze bestaan uit het maaien van de grasmat en het verwijderen van eventuele obstakels.
2. Ontgraving: een klein deel van de bovengrond wordt ontgraven. Deze ontgraving biedt in stap 8 ruimte om de kopplaat onder maaiveld aan te brengen.
3. Plaatsen JLD-anker met trekstang: deze worden met de rupskraan met JLD-makelaar middels een drijfstang geplaatst op de juiste diepte. Hierna wordt het klapanker geklapt door aan de stang te trekken met de ankermachine.
4. Plaatsen LDE-elementen en naspanbouten: het LDE wordt over de trekstang geschoven en op de juiste diepte gebracht. Hierna wordt een naspanbout over de trekstang geschroefd. Daarna zal de ankermachine worden verplaatst om nieuwe ankers te gaan plaatsen.
5. Plaatsen LDP kopplaten: met de mobiele kraan wordt de kopplaat (LDP) aangebracht. Handmatig worden een beschermende pot, een afsluitring, een druksensor met zendkastje en een moer aangebracht (meetapparatuur in verband met monitoring en registratie van voorspanning). Vervolgens wordt de trekstang op spanning gebracht met een afspanunit.
6. Anker op spanning brengen: het anker wordt op spanning gebracht volgens het spanprotocol. In het spanprotocol zijn controle- en geschiktheidsproeven opgenomen.
7. Afslippen trekstang: na het op spanning brengen van het anker wordt de trekstang op maat afgeslepen (tijdens het afslippen wordt het slijpsel afgezogen). Na installatie van de *JLD-Dijkstabilisator* wordt deze geregistreerd op het standaard registratieformulier JLD. (SRF-JLD). De inbrenghoek, het aantal elementen, lengte van de elementen, afmetingen van het klapanker en de lengte van het LDE worden hierop genoteerd.
8. Plaatsen van afdekkap: als de werkcyclus is voltooid wordt de bovengrond teruggeplaatst. Tevens worden de tijdelijk opgenomen obstakels zoals trappen, lantarenpalen, containers en fietsenrekken teruggeplaatst.
9. Naspannen: gedurende de levensduur van 100 jaar is het nodig om enkele malen na te spannen. Dit gebeurt door lokaal de grond boven de beschermende pot weg te steken met een steekbus (Φ 30 cm) en met een speciaal ontworpen naspanunit de spanning in de *JLD-Dijkstabilisator* te verhogen.



Figuur 7.3 Achtereenvolgens: plaatsen klapanker en trekstang, plaatsen LDE, plaatsen kopplaat en afspannen

7.3 Invloed en omgeving

7.3.1 Effecten op de omgeving bij uitvoering Dijkvernageling

Tijdens het gehele proces van het inboren en verwijderen van de boorbuis is de ankermachine in bedrijf en produceert geluid. De geluidshinder daarvan is gelijk aan die bij een traditionele uitvoering van dijkversterking met grondverzetmachines. Indien harde lagen in het dijklichaam moeten worden gepenetreerd, bijvoorbeeld oude verhardingen, dan kan de inzet van de slaghamer nodig zijn. Op basis van de demonstratieproef is geconcludeerd dat de inzet van de slaghamer in dat geval beperkt kan worden tot het penetreren van de harde laag zodat de geluidshinder beperkt blijft. Afhankelijk van de breedte van de kruin van de dijk kan het bij de uitvoering van de werkzaamheden nodig zijn om de dijk volledig of gedeeltelijk af te sluiten voor doorgaand verkeer. De hinder voor aanwonenden blijft beperkt.

Bij het trekken van de boorbuizen en het vullen (afpersen) van de boorgaten is sprake van een zekere 'mors' van opgeboorde grond met werkwater en cementwater. Voor het opvangen en verwerken van deze afvalstoffen zijn aanvullende voorzieningen vereist. In het proefproject is de mors na verharding van het maaiveld geschept en afgevoerd.

7.3.2 Effecten op de omgeving bij uitvoering JLD-Dijkstabilisator

In de uitvoeringsfase zijn de ankermachine en een normale kraan in bedrijf. Deze produceren geluid. Bij het inbrengen van het klapanker wordt dat gedrukt tot aan een zandlaag. Volgens wordt bij het inbrengen in de zandlaag getrild met een hoogfrequent blok. Dit brengt trillingen en geluid met zich mee. Het intrillen van het klapanker is van korte duur (< 5 min per anker). Ook het LDE wordt drukkend ingebracht. Er wordt alleen getrild wanneer het LDE een harde tussenlaag tegenkomt. In de Watergraafsmeer is ervaring opgedaan met de uitvoering. Hierbij zijn JLD-Dijkstabilisatoren geplaatst op 8 à 9 m afstand van woningen. Hierbij zijn de trillingen gemeten. Deze bleven onder de grenswaarden en er zijn geen schades geconstateerd.

Afhankelijk van lokale situatie zal het verkeer, met uitzondering van voetgangers, tijdens de uitvoering moeten worden omgeleid. Als een volledige afsluiting nodig is, moet een tijdelijke omleidingsroute worden ingesteld, zoals dat ook bij traditionele dijkversterkingsprojecten gebeurt.

7.4 Monitoring en geschiktheids- en controle proeven

7.4.1 Algemeen

Om aan te tonen dat de vernagelingstechniek voldoet aan de eisen ten aanzien van de treksterkte en axiale schachtweerstand, moeten de nagels worden beproefd door middel van proefbelastingen. Met deze proefbelastingen kan de onzekerheid met betrekking tot de lokale ondergrondeigenschappen en uitvoeringsgevoeligheden worden beperkt. Het uitvoeren van proefbelastingen wordt in het ontwerp beloond met een reductie van de partiële factoren die de onzekerheid van de axiale schachtweerstand tussen de nagel en de grond in rekening brengen en de factor die betrekking heeft op het aantal beproefde nagels en uitgevoerde sonderingen op basis waarvan de axiale schachtweerstand berekend dient te worden. Voor de proefbelastingen zijn conform methode 1 uit ISO 22477-5 [29] de volgende typen te onderscheiden:

- bezwijkproef
- geschiktheidsproef (wordt hier niet behandeld)
- controleproef

Hieronder worden de verschillende termen kort toegelicht.

Bezwijkproeven

Bezwijkproeven zijn destructieve proeven op basis waarvan een correlatie wordt afgeleid tussen de axiale schachtweerstand van de nagel en de grond, en de conusweerstand uit sonderingen. Deze proeven worden uitgevoerd op nagels die in het ontwerp geen constructieve bijdrage hebben, in dit hoofdstuk aangeduid met 'dummynagels'.

Controleproeven

Controleproeven vinden plaats op nagels die een constructieve bijdrage hebben in het ontwerp. Het zijn geen destructieve proeven.

Voor een nadere omschrijving van de bovenstaande typen proeven en proefbelastingsprotocollen wordt verwezen naar CUR 166 [14] en ISO 22477-5 [30]. Het systeem voor kwaliteitsborging van de sterkte is op basis van NEN-EN 14490 [31] vastgelegd. Er zijn volgens deze norm twee categorieën voor het testen van de nagels, namelijk:

1. grondnagel belastingtest (bezwijkproeven en controleproeven);
2. grondnagel materiaaltest (controle van de gebruikte materialen);

Grondnagel belastingtest

Conform NEN-EN 14490 [31] zijn er twee verschillende belastingtesten, bezwijkproeven, op dummynagels om de daadwerkelijk grond-nagel-interactie te bepalen en controleproeven op productienagels. De controleproeven zijn ter validatie van de ontwerpwaarde van de uittrekkkrachten. In deze paragraaf is een korte toelichting geven op deze proeven. Daarbij wordt verwezen naar de van toepassing zijnde Nederlandse Normen (NEN).

Grondnagel materiaaltest

De elementen waaruit de nagel is opgebouwd dienen te zijn voorzien van keuringscertificaten waarin staat aangegeven wat de constructieve eigenschappen zijn van het betreffende element (sterkte, stijfheid en duurzaamheid in termen van materiaaldegeneratie in de tijd). Dit geldt in niet limiterende zin voor:

- de facing en kopplaat;
- nagelkern/trekstang;

- groutomhulling;
- verankering (klapanker).

Wanneer het om samengestelde elementen van nieuwe constructieve materialen gaat waarvan deze gegevens nog niet bekend zijn, dienen de sterkte, stijfheid en duurzaamheidseigenschappen met behulp van proeven te worden aangetoond en vastgesteld.

7.4.1.1 Aanvullende eisen bezwijk- en controleproeven

Buiten de eisen uit de hiervoor genoemde normen en richtlijnen worden de volgende eisen gesteld aan de voor vernageling uit te voeren bezwijk- en controleproeven.

- De grondnagel belastingtest moet voldoen aan de procedures beschreven in NEN-EN 1990 [32] en NEN-EN 1997-1 [19]. Doel van deze proeven is het verifiëren van de grond-nagel-interactie.
- De testopstelling mag geen positief effect hebben op de werking van de nagel, de opstelling mag niet leiden tot een grondspanningsverhoging boven of rondom de nagel.
- De controleproeven dienen doorgezet te worden tot een belasting van 100% van de ontwerpbelasting¹ (inclusief veiligheidsfactoren).
- Bij de controleproeven op de productienagels dienen naast korteduurproeven ook langeduurcontroleproeven uitgevoerd te worden. Hierbij dient voor cohesieve grond uitgegaan te worden van een testbelasting van 100% van de ontwerpbelasting² (inclusief veiligheidsfactoren) gedurende 180 minuten. Daarmee wordt het kruipgedrag beter inzichtelijk gemaakt en kan de kruipmaat met een hogere betrouwbaarheid worden vastgesteld.
- In verband met het grillige verloop van de kruipmaat tijdens eerder uitgevoerde proeven, dient de kruipmaat vastgesteld te worden op basis van minimaal de drie laatste waarnemingen van de laatste belastingtrap van 180 min. Concreet betekent dit dat in de laatste belastingtrap de kruipmaat bepaald wordt tussen $t=0$ en $t=45$ min, tussen $t=45$ en $t=90$ min en tussen $t=90$ en $t=180$ min. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd, omdat de verwachting is, dat als de kruipmaat voldoet uitgaande van de laatste drie waarnemingen, de kans betrekkelijk klein is, dat de kruipmaat alsnog veel zal toenemen.
- Voor alle dijkversterkingsprojecten met vernagelingstechnieken dienen voorlopig bezwijkproeven uitgevoerd te worden. Op den duur, nadat er ruime ervaring is opgedaan met de correlatie tussen de sondeerweerstand en de aanwezige axiale schachtweerstand, kan worden volstaan met controleproeven.
- De minimale capaciteit van de vijzel moet 10% groter zijn dan de maximum testbelasting. De slag van de vijzel moet voldoende groot zijn om herpositionering van de vijzel te voorkomen. De belasting dient direct gemeten te worden middels een drukdoos tussen de vijzel en de nagel. De drukdoos moet gekalibreerd zijn tot +/- 2% van de maximale belasting van de test.
- De nauwkeurigheid bij het meten van de verplaatsingen moet minimaal +/- 0,1 mm bedragen. Bij het meten van de verplaatsingen dient gecorrigeerd te worden voor de doorbuiging van het testframe, de rek van de trekstang en de eventuele vervorming van de grond onder het testframe. De meting mag niet worden beïnvloed door klimaateffecten of vibraties vanuit de achtergrond. Er moet continu worden gemeten, zonder het meetinstrument te herpositioneren.
- De voorbelasting mag niet meer dan 10% van de te verwachten testbelasting zijn. De voorbelasting is voor het minimaliseren van de verplaatsingen bij het aanbrengen van de belasting.
- De controleproeven dienen, in lijn met de gedachtegang uit CUR 166 [14], uitgevoerd te worden op de locaties waar volgens het beschikbare onderzoek de zwakste ondergrond aanwezig is.

¹ De ontwerpbelasting voor de controleproeven van *Dijkvernageling* dient afgeleid te worden conform § 7.4.2.3.

- Bij het uitvoeren van controleproeven op de kopplaat dient rekening te worden gehouden met het groepseffect. Bij het bepalen van de ontwerpdraagkracht is impliciet rekening gehouden met het gunstig werkende groepseffect. Controleproeven worden daarentegen plaat voor plaat uitgevoerd. Daarbij is groepswerking nog niet van toepassing. Om representatieve testresultaten te verkrijgen, moet de testbelasting lager zijn dan de ontwerpbelasting. De testbelasting kan op basis van *PLAXIS 3D* worden bepaald.

7.4.1.2 Algemene eisen aan het ontwerp op basis van resultaten van bezwijk- en controleproeven

De volgende algemene eisen worden gesteld aan het ontwerp op basis van resultaten van de voor vernageling uitgevoerde bezwijk- en controleproeven.

- Voor het bepalen van de ontwerpwaarde van de te beproeven trekweerstand gelden de bepalingen conform § 7.6.3.3 van NEN 9997-1 [19]. De in rekening te brengen partiële factoren ($\gamma_{s;t}$) voor de schachtweerstand van de vernageling dient te geschieden conform tabel A.8 van NEN 9997-1 [19]. Voor de in rekening te brengen partiële weerstandsfactor (ξ_a) gelden de bepalingen uit § 7.6.3.3 en tabel A.10 uit NEN 9997-1 [19].
- Bij het beoordelen van de resultaten moet rekening worden gehouden met het feit dat de proeven onder dagelijkse omstandigheden worden uitgevoerd, bij de gemiddelde sterkte van de grond. Onder extreme omstandigheden zal de sterkte van de grond iets afnemen omdat de effectieve spanning afneemt.
- Bij de vernagelingstechnieken worden de nagels zowel lateraal (zijdelings) en axiaal belast. Door deze belasting is de draagkracht van een nagel in een groep minder dan de draagkracht van een enkele nagel. Hier dient in het ontwerp rekening mee gehouden te worden. In § 4.3.5 zijn de groepseffecten per type belasting en per onderdeel van de vernagelingstechnieken uitgewerkt.
- Op basis van de bezwijkproef wordt een correlatie gelegd tussen de conusweerstand en de axiale schachtweerstand. Omdat de conusweerstand reeds wordt gecorrigeerd voor een afwijkende belastingssituatie ten opzichte van de belastingssituatie ten tijde van de bezwijkproef, hoeft er in de bezwijkproef niet meer apart te worden gecorrigeerd.

7.4.2 Monitoring en beproeving *Dijkvernageling*

Deze paragraaf gaat specifiek in op de voor *Dijkvernageling* vereiste bezwijk- en controleproeven.

7.4.2.1 Bezwijkproeven op dummynagels

De bezwijkproeven dienen voor het bepalen van de axiale schachtweerstand van een nagel.

De ontwerper specificeert de wrijvingslengte van de nagel. Bij het ontwerp van de nagel moet met de volgende aspecten rekening worden gehouden.

- De positie van de potentiële glijvlakken met specificatie van de actieve zone (afschuivende grondmoot) en het restprofiel van de dijk. De totale verankeringslengte of gemiddelde verankeringslengte van nagels in de afschuivende grondmoot (actieve deel) en in het restprofiel van de dijk (passieve deel). Hiervoor dienen voor de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel testen te worden uitgevoerd. Wanneer in de ontwerpberoevingen de actieve zone niet wordt meegeerekend (in dat geval neemt de facing de actieve axiale schachtweerstand van de nagel volledig over), kan worden volstaan met bezwijkproeven voor het restprofiel van de dijk en voor de volledige lengte van de nagel. Hiervoor dienen de proeven te worden verdeeld over het restprofiel van de dijk en de volledige lengte van de nagel.
- De bezwijkproeven op als verloren te beschouwen (dummy)nagels dienen voor *Dijkvernageling* uitgevoerd te worden op een combinatie van grout en een ankerstaaf, waarbij de ankerstaaf dusdanig rekstijf moet zijn dat de rek van de ankerstaaf verwaarloosbaar is ten opzichte van de kruip van de grond.

7.4.2.2 Aantallen bezwijkproeven

In totaal dienen conform NEN-EN 1997-1 [19] veiligheidsklasse 3, minimaal 5 maal 2 (5 maal 3 wanneer de trekkracht langs de actieve zone van de nagel ook wordt meegenomen in het ontwerp) = 10 bezwijkproeven te worden uitgevoerd per 500 m. Dit betreft dus 5 trekproeven op het passieve deel van de nagel en 5 trekproeven op een hele nagel. Hierbij moet erop worden gelet dat elke in het project voorkomende grondsoort in ieder geval met ten minste 2 proeven is afgedekt. Deze bezwijkproeven dienen bij voorkeur steeds te worden uitgevoerd per set, met de verschillende proeven vlak naast elkaar. Met deze werkwijze kan een goede inschatting worden gemaakt van de wandwrijvingsfactoren ten behoeve van het ontwerp. Tegelijkertijd wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven op de productienagels.

7.4.2.3 Controleproeven op productienagels

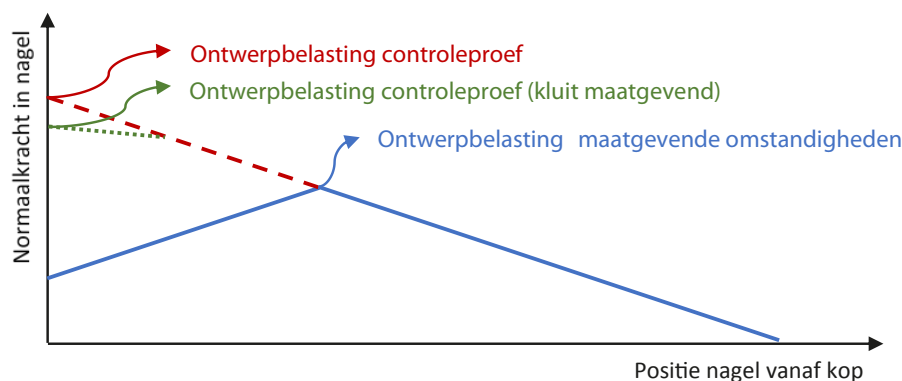
De controleproeven dienen ter controle van de axiale schachtweerstand van de nagel in de grond bij een belasting gelijk aan de ontwerpbelasting (inclusief veiligheidsfactoren) van de gehele nagel. Voor de controleproeven bij *Dijkvernageling* geldt de volgende eis.

- De gehele nagel dient beproefd te worden (er hoeft in de controleproef geen onderscheid gemaakt te worden tussen passief, actief of hele nagel).

Aandachtspunt bij de controleproef voor *Dijkvernageling* is dat de ontwerpbelasting niet gelijk is aan de ontwerpbelasting uit de ontwerpberekening. Tijdens maatgevende omstandigheden, waarop wordt ontworpen, zal de maximale normaalkracht in de nagel ergens halverwege (op het grensvlak tussen het afschuivende en passieve deel van de dijk) zitten. Bij een controleproef wordt de nagel aan de kop beproefd en dient de ontwerpbelasting groter te zijn dan die tijdens maatgevende omstandigheden. Dit is geschetst in Figuur 7.4.

Bij het afleiden van de ontwerpbelasting van de controleproef dient ook rekening te worden gehouden met kluit. Kluit kan maatgevend zijn bij het uitvoeren van de controleproef, maar speelt geen rol tijdens maatgevende omstandigheden, aangezien de belastingrichting van de nagel in het actieve deel dan tegengesteld is.

Tot slot dient rekening te worden gehouden met een (mogelijk) sterkere nagelkern voor de productienagels die aan een controleproef worden onderworpen, aangezien de maximale normaalkracht tijdens beproeven hoger is dan de maximale normaalkracht uit de ontwerpberekeningen. Daarentegen is tijdens het beproeven nog geen moment of dwarskracht in de nagel, waardoor een hogere normaalkracht mogelijk is.



Figuur 7.4 Verskil ontwerpbelasting maatgevende omstandigheden versus controleproef

7.4.2.4 Aantallen en type controleproeven

Voor het controleren van de rekenwaarde van de axiale schachtweerstand van de nagels die in het ontwerp is vastgesteld, moet op minimaal 6% van de productienagels een controleproef worden uitgevoerd. Deze 6% dient onderverdeeld te worden in:

- een langeduurcontroleproef op de gehele lengte van de nagel bij 3% van de nagels;
- een korteduurcontroleproef op de gehele lengte van de nagel bij 3% van de nagels.

7.4.2.5 Uitgevoerde in-situ bezwijkproeven *Dijkvernageling*

Eind 2005 zijn in de dijk bij Leerdam twee in-situbezwijkproeven uitgevoerd op de daar geplaatste *Dijkvernageling*. Daarnaast zijn twee sonderingen uitgevoerd onder een hoek van 25 graden met de horizontaal; dezelfde hoek als de hoek van de nagels. De analyse van de twee trekproeven leidt tot de conclusie dat de wrijvingseigenschappen voldoen aan ontwerp-aannamen die in de eerdere fasen van het project zijn aangehouden. Uit de verhouding tussen de schuifweerstand langs de nagels q_s en de conusweerstand q_c is de schachtwrijvingsfactor α_t bepaald.

Uit de hierboven beschreven trekproeven volgde een schachtwrijvingsfactor $\alpha_t = q_c/q_s = 1,6\%$, hetgeen goed overeenkomt met waarden uit de literatuur en de voorschriften uit de NEN 9997-1 [19] en de CUR 166 [14]. Deze gevonden waarde heeft echter specifiek betrekking op deze uitgevoerde trekproef en mag niet als algemene waarde voor andere projecten worden toegepast.

7.4.2.6 Beproeven draagkracht facing

De facing wordt met een EEM als *PLAXIS* berekend en analytisch op basis van NEN 9997-1 [19] voor funderingen op staal (zie § 4.3.4). Getoetst wordt of de draagkracht van de grond onder de facing (inclusief veiligheidsfactoren) voldoet.

Vooralsnog is er geen beproevingsmethode voor de facing beschikbaar. Aanbevolen wordt om deze nog wel te ontwikkelen. Gedacht kan worden aan een wijze van installatie van de nagels waarbij de facing relatief eenvoudig kan worden beproefd met behulp van een vijzel, die zijn reactiekracht uit de nagel kan halen. Door op 6% van de facings een controleproef (3% korte duur en 3% lange duur) uit te voeren tot de ontwerpwaarde van de facing, wordt meer zekerheid verkregen over de draagkracht van de grond onder de facing.

Bij het beproeven van de draagkracht van de facing moet ook rekening worden gehouden met de geohydrologische omstandigheden. Deze omstandigheden zullen tijdens beproeven en tijdens maatgevende omstandigheden verschillend zijn, met een verschillend sterktegedrag van de ondergrond als gevolg, bijvoorbeeld onverzadigde versus verzadigde grondsterkte. Dit is een onderwerp voor aanvullend onderzoek en als witte vlek benoemd in Bijlage A, Appendix I: Witte vlekken.



Figuur 7.5 Proefopstelling trekproeven en gedeeltelijk ontgraven nagel

7.4.3 Monitoring en beproeving *JLD-Dijkstabilisator*

Deze paragraaf gaat specifiek in op de voor de *JLD-Dijkstabilisator* vereiste bezwijk- en controleproeven.

7.4.3.1 Bezwijkproeven op dummynagels

Omdat de *JLD-Dijkstabilisator* een meervoudige werking heeft, is een aantal typen proeven voorzien.

Bezwijkproef van het LDE (axiale schachtweerstand)

Wordt in het ontwerp met een axiale schachtweerstand gerekend voor het LDE, dan dienen de uitgangspunten hiervan te worden gevalideerd met bezwijkproeven. In deze proeven wordt de axiale schachtweerstand gemeten die langs een nagel (het LDE) kan ontwikkelen voordat de nagel bezwijkt. De axiale schachtweerstand wordt vervolgens gecorreleerd aan de sondeerweerstand.

Voor het uitvoeren van de bezwijkproeven kan dezelfde werkwijze worden gehanteerd als voor *Dijkvernageling*, dus iedere grondsoort waaraan het LDE axiale schachtweerstand ontleent, dient te zijn afgedekt.

Geschiktheidsproeven op houdkracht klapanker

De draagkracht van het klapanker dient getoetst te worden door een geschiktheidsproef uit te voeren tot minimaal 2 keer de ontwerpwaarde (maximale normaalkracht in de trekstang) of 1,5 keer hoger dan de ontwerpwaarde van de draagkracht van de grond onder de kopplaat. Klapankers hoeven niet tot bezwijken beproefd te worden. Deze proeven dienen minimaal 1 week na installatie van het klapanker uitgevoerd te worden. De proeven kunnen volgens de gangbare normen worden uitgevoerd.

7.4.3.2 Aantallen bezwijkproeven

Bezwijkproeven van het LDE (axiale schachtweerstand)

Voor ieder project dienen ten minste 5 bezwijkproeven uitgevoerd te worden. Hierbij moet erop worden gelet dat elke grondsoort in ieder geval met ten minste 2 proeven is afgedekt. Deze bezwijkproeven dienen bij voorkeur steeds te worden uitgevoerd per set, met de verschillende proeven vlak naast elkaar. Daarnaast dienen de proeven nabij een sondering te worden uitgevoerd. Met deze werkwijze kan een goede inschatting worden gemaakt van de wandwrijvingsfactoren ten behoeve van het ontwerp. Tegelijkertijd wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven die op de productienagels worden uitgevoerd.

Bezwijkproeven op houdkracht klapanker

Voor ieder project dienen ten minste 5 bezwijkproeven uitgevoerd te worden. Deze bezwijkproeven dienen bij voorkeur steeds te worden uitgevoerd per set, met de verschillende proeven vlak naast elkaar. Deze proeven moeten bovendien nabij een sondering worden uitgevoerd. Met deze werkwijze kan een goede inschatting worden gemaakt van de houdkracht van het klapanker ten behoeve van het ontwerp. Tegelijkertijd wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven die op de productienagels worden uitgevoerd.

7.4.3.3 Controleproeven op gehele *JLD-Dijkstabilisator* (productienagels)

In beginsel wordt op alle ingebrachte *JLD-Dijkstabilisatoren* een controleproef uitgevoerd. Deze proeven meten of de nagels wel de kracht kunnen leveren die conform ontwerp benodigd is. Deze proeven worden uitgevoerd na plaatsing van de stabilisatoren, dus in de uitvoeringsfase en is in principe gelijk aan de controle proef op de kopplaat.

Het uitvoeren van controleproeven leidt tot aangepaste veiligheidsfactoren in de veiligheidsfilosofie. Dit wordt gedaan analoog aan NEN9997-1 hoofdstuk 8, hierbij wordt alleen getoetst op de UGT-situatie. Bij dijken wordt namelijk meer deformatie geaccepteerd dan bij bebouwing. Omgekeerd kan ook worden besloten om geen controleproeven uit te voeren. Dit leidt tot conservatievere veiligheidsfactoren. Daarmee is de keuze om controleproeven op vernagelingstechnieken uit te voeren zuiver een optimalisatie-slag. De controleproeven worden uitgevoerd op 6% van de aangebrachte stabilisatoren (3% langeduur- en 3% korteduurproeven) binnen de vigerende normen.

Controleproeven van het LDE (axiale schachtweerstand)

Na het inbrengen van het LDE-element en voor het aanbrengen van de kopplaat en de voorspanning, moeten, indien in het ontwerp rekening is gehouden met een axiale schachtweerstand, controleproeven worden uitgevoerd op productienagels om de axiale schachtweerstand te controleren.

Controleproeven op de gehele *JLD-Dijkstabilisator*

Na het installeren van de *JLD-Dijkstabilisator* dient een controleproef uitgevoerd te worden op de ontwerpwaarde van de belasting (maximale normaalkracht in de nagel die gedurende de levensduur optreedt). Ook de controleproeven dienen minimaal 1 week na installatie van het klapanker uitgevoerd te worden. Hierbij dient de *JLD-Dijkstabilisator* op 100% van de ontwerpkracht te worden afgespannen. Doordat er een voorspanning wordt aangebracht in de *JLD-Dijkstabilisator* worden sowieso alle klapankers belast tot circa 90% van de ontwerpwaarde van de houdkracht (exclusief veiligheidsfactoren).

7.4.3.4 Aantallen en typen controleproeven

Controleproeven van het LDE (axiale schachtweerstand)

Voor het controleren van de rekenwaarde van de axiale schachtweerstand van de LDE's die in het ontwerp is vastgesteld dient op minimaal 6% van de productienagels een controleproef te worden uitgevoerd. Deze 6% moet onderverdeeld worden in:

- een langeduurcontroleproef op het gehele LDE bij 3% van de nagels;
- een korteduurcontroleproef op het gehele LDE bij 3% van de nagels.

Controleproeven op houdkracht klapanker

Voor het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht van het klapanker die in het ontwerp is vastgesteld, dient op minimaal 6% van de productienagels een controleproef te worden uitgevoerd. Deze 6% dient onderverdeeld te worden in:

- een langeduurcontroleproef bij 3% van de klapankers;
- een korteduurcontroleproef bij 3% van de klapankers.

7.4.3.5 Uitgevoerde bezwijkproeven *JLD-Dijkstabilisator*

In 2015 en 2016 zijn in Purmerend meerdere in-situbezwijkproeven uitgevoerd om de axiale schachtweerstand te beproeven. De ondergrond van het proefveld in Purmerend bestaat uit klei. De gemeten weerstand is gecorreleerd aan de lokaal gemeten sonderingen.

Uit de verhouding tussen de schuifweerstand langs de LDE's (q_s) en de conusweerstand (q_c) is de schachtwrijvingsfactor α_t bepaald, samen met een constante.

Uit de hierboven beschreven trekproeven volgde een schachtwrijvingsfactor $\alpha_t = q_c/q_s = 0,9\%$, en een constante van 0,10 [MPa], hetgeen goed overeenkomt met waarden uit de literatuur en de voorschriften uit de NEN 9997-1 [19] en de CUR 166 [14]. In formulevorm luidt de relatie:

$$\tau_{schacht} = \alpha_t \cdot O \cdot (q_c + c) \quad (7.1)$$

Waarin:

q_c	conusweerstand [MPa]
α_t	0,009 [-]
O	omtrek van het LDE [m]
c	0,10 [MPa]

Deze gevonden waarde heeft specifiek betrekking op deze uitgevoerde trekproef en mag niet als algemene waarde voor andere projecten worden toegepast.

7.4.3.6 Beproeven draagkracht kopplaat

De draagkracht van de grond onder de kopplaat is essentieel voor de werking van de *JLD-Dijkstabilisator*. De draagkracht van de grond onder de kopplaat wordt met een EEM als *PLAXIS* berekend en analytisch op basis van NEN 9997-1 [19] voor funderingen op staal (zie § 4.3.4). Getoetst wordt of de draagkracht van de grond onder de kopplaat inclusief veiligheidsfactoren voldoende is.

Vooralsnog is er geen beproevingsmethode voor de grond onder de kopplaat beschikbaar. Aanbevolen wordt om deze nog wel te ontwikkelen.

Hierbij wordt opgemerkt dat door het monitoren van de voorspankracht met drukdozen en op basis van het feit dat de voorspankracht vanuit de beheeraspecten (aanzienlijk) hoger zal zijn dan de minimaal benodigde voorspankracht vanuit de waterveiligheidseisen, elke kopplaat een langeduurcontroleproef ondergaat tijdens de uitvoering.

7.5 Oplever-/overdrachtsdocumenten

Bij dijkversterkingen met vernagelingstechnieken dient een verscheidenheid aan producten opgeleverd en aan de beheerder overgedragen te worden. Om een goed beheer van een vernagelingstechniek mogelijk te maken en om de techniek toetsbaar te maken, is het belangrijk dat er aandacht wordt besteed aan de overdracht van het ontwerp. Hieronder is een overzicht gegeven van de producten die in ieder geval onderdeel moeten zijn van het opleverdossier. In het overzicht is onderscheid gemaakt tussen algemene opleverdocumenten en specifieke producten. Onder de algemene documenten vallen het projectplan en alle definitieve ontwerpen en uitvoeringsontwerpen. Belangrijk is dat alle uitgangspunten van het uitvoeringsontwerp zijn terug te vinden en verantwoord kunnen worden.

Algemene documenten:

- projectplan;
- voorlopig ontwerp;
- definitief ontwerp;
- uitvoeringsontwerp.

Bovenstaande algemene documenten dienen in ieder geval de volgende deelproducten te bevatten:

- geotechnisch onderzoek;
- geotechnisch lengteprofiel;
- geotechnische berekeningen;
- conditionerende onderzoeken. Deze onderzoeken zijn essentieel indien er in een latere fase een dijkversterking is voorzien door middel van het toevoegen van extra nagels. Onderzoek naar niet-gesprongen explosieven is dan met name van belang.

Specifieke producten:

- **As-built gegevens.** De as-built gegevens omvatten de as-built tekeningen, verslagen van bijzonderheden en redenen van afwijking tijdens de realisatie, evenals eventuele ontwerpnota's indien tijdens de realisatie het ontwerp is aangepast of afwijkingen zijn herberekend. De as-built tekeningen dienen nauwkeurig de locatie en de maatvoering van de vernageling weer te geven. Dit betreft de hoogten opzichte van NAP van zowel de onderzijde als van de bovenzijde (met eventueel de kopplaat) van de nagel. Daarnaast dienen de dimensies van de toegepaste elementen onderdeel te zijn van de tekeningen. Tenslotte dienen ook de plaatsingshoek en de einddiepte weergegeven te worden. De as-built tekeningen kunnen ook als input voor de dijklegger worden gebruikt. Deze gegevens moeten zo overzichtelijk zijn, dat nieuwe toekomstige objecten zoals kabels en leidingen en bouwwerken zonder schade ingepast kunnen worden rondom en eventueel in de dijk (bijvoorbeeld bij uitvoering met HDD-boringen).
- **Productspecificaties.** De productspecificaties van alle elementen van de vernagelingstechniek behoren inzichtelijk te zijn. Een aandachtspunt hierbij is de uitvoering van de trekelementen; deze kunnen als één geheel zijn uitgevoerd of zijn opgebouwd uit losse deelelementen. Ook de sterkte, stijfheid en productiewijze van de elementen zijn van belang. Bij vernagelingstechnieken wordt naast staal ook gebruikgemaakt van kunststoffen. De verouderingseigenschappen daarvan verschillen per type en per productiewijze. Het opleverdossier dient de volgende documenten te bevatten die inzicht geven in de producteigenschappen:
 - resultaten van de bezwijkproeven;
 - resultaten van de controleproeven;
 - productcertificaten;
 - producttoetsen.
- **Monitoringsplan in het kader van Life-Cycle-Monitoring (LCM).** Het monitoringsplan dient te beschrijven hoe de vernageling gedurende de levensduur wordt gemonitord. Met de monitoring dient te worden aangetoond dat de vernagelingstechniek voldoet aan de ontwerpuitgangspunten. Het monitoringsplan beschrijft onder andere de wijze en frequentie van meten. Het verdient ook sterk de aanbeveling om de afdeling beheer en/of monitoring al tijdens het opstellen van het beheer- en monitoringsplan te betrekken.
- **Beheerplan.** Bevat naast het monitoringsplan voor de LCM ook kritieke waarden voor de monitoring en een handelingsperspectief voor als de kritieke waarden worden overschreden. Zie verder ook de hoofdstukken 8 en 9.
- **Calamiteitenplan.**



8 Beheer en onderhoud

Na oplevering van de dijkversterking en de uitvoeringsfase is beheer en onderhoud van de waterkering nodig om te blijven voldoen aan de geldende veiligheidscriteria. De juiste monitoring geeft inzicht in de situatie van de waterkering en ondersteunt de beheerder bij het onderhoud.

8.1 Benodigd beheer en onderhoud

Het beheer en onderhoud van een waterkering waarin vernagelingstechniek is toegepast, is grotendeels gelijk aan het reguliere beheer en onderhoud. Bij de periodieke inspecties is echter extra aandacht nodig voor vervorming rondom de locatie van de vernagelingstechniek.

Voor de *JLD-Dijkstabilisator* dient daarnaast ook de voorspanning periodiek te worden gemonitord en indien nodig weer op de juiste trekkracht gebracht te worden. Het is belangrijk dat de monitoring van de voorspanning zowel ICT-technisch als organisatorisch is ingebed in de beheerorganisatie.

8.2 Overdracht naar beheer

De overdracht van ontwerp- en aanlegdocumentatie is niet alleen essentieel om toegepaste vernagelingstechnieken goed te kunnen beheren, maar ook noodzakelijk voor de beoordeling van de veiligheid gedurende de levensduur. Een belangrijk onderdeel van de overdracht is een opleverdossier. In § 7.5 is een niet-uitputtend overzicht gegeven van de belangrijkste onderdelen van het opleverdossier.

8.3 Aandachtspunten voor beheer

Het toepassen van vernagelingstechnieken heeft een aantal consequenties voor het beheer. Het betreft in ieder geval de volgende aspecten:

- het opnemen van de aangebrachte nagels in de legger ten behoeve van de vergunningverlening;
- het eventueel opstellen van specifieke beheer-/vergunningsvoorschriften voor de met vernageling versterkte dijktrajecten;
- het monitoren ten behoeve van de beoordeling;
- het monitoren van de voorspanning (bij *JLD-Dijkstabilisator*).

Deze aspecten zijn vaak op verschillende afdelingen belegd binnen de organisatie van een dijkbeheerder. Het vergt de nodige aandacht om de beheerorganisatie hier goed op in te richten. Ook is van belang dat bij de overdracht van de aannemer naar de beheerder hiervoor aandacht is (zie ook § 7.5).

8.4 Monitoring

Hierna wordt de monitoring voor vernagelingstechnieken beschreven. Eerst wordt ingegaan op het begrip Life Cycle Monitoring. Dan volgt een beschrijving van de benodigde monitoring voor de verschillende vernagelingstechnieken.

8.4.1 Life Cycle Monitoring

Life Cycle Monitoring (LCM) is gedefinieerd als het "opstellen en optimaliseren van de planning van monitoring als integraal geheel over de levensduur van de dijk of constructie".

Binnen de POVM is een handreiking opgesteld voor het inrichten en beoordelen van LCM. Hierna worden de hoofdpunten uit deze handreiking besproken. Voor het volledige overzicht op het gebied van LCM wordt verwezen naar de Handreiking Life Cycle Monitoring [33].



Figuur 8.1 Life Cycle Monitoring [33]

Kern van de aanpak van LCM is dat de juiste informatie met de voor het doel benodigde kwaliteit op het juiste moment beschikbaar is. Enerzijds is het dus van belang dat de informatie om beslissingen te nemen, op tijd voorhanden is. Anderzijds dient de monitoringsdata die als input voor de informatie dient, van voldoende kwaliteit te zijn om beslissingen op te kunnen baseren. De kwaliteit van monitoring bestaat uit een aantal aspecten:

- Op basis van de meetdata dient de juiste informatie voor de benodigde beslissing te kunnen worden afgeleid.
Hierbij spelen de volgende aandachtspunten.
 - Worden de juiste parameters gemonitord?
 - Is de frequentie van meten voldoende voor de te nemen beslissing?
 - Wordt de meetdata ook tijdig omgezet in de benodigde informatie voor het nemen van een beslissing?
 De benodigde frequentie van meten en omzetten van de data in informatie kunnen ook veranderen gedurende de levenscyclus.
- Nauwkeurigheid van de monitoring.
Dit is het geheel van de nauwkeurigheid van de meetinstrumenten en de nauwkeurigheid van meting. Bij toepassing van permanente meetinstrumenten zijn de nauwkeurigheid van de plaatsing en het inzicht in de eventuele verplaatsing van de meetsensoren gedurende de levensduur (bijvoorbeeld door vervorming van het dijklichaam) van belang. Voor de nauwkeurigheid van de sensoren is het ook van belang dat deze de nauwkeurigheidsband van het meetsignaal weergeeft.
- De betrouwbaarheid van de metingen.
De monitoring dient altijd de data te leveren op het moment dat deze nodig is. Voorkomen moet worden dat de monitoringsdata niet beschikbaar is op het moment dat er beslissingen genomen dienen te worden. Een oorzaak kan bijvoorbeeld een verstoord monitorings signaal zijn.
- Controleerbaarheid van de monitoringsdata.
Is het mogelijk om de data van de individuele sensoren met elkaar te vergelijken of ben je afhankelijk van één sensor voor beslissingen? En zijn er cross-checks mogelijk tussen verschillende typen sensoren?

Om gedurende alle beheerfasen goed invulling te geven aan de monitoring, is het noodzakelijk om de informatie-/monitoringsbehoefte gedurende de gehele levenscyclus te beschouwen. Hiertoe is in de Handreiking Life Cycle Monitoring een beoordelingsmatrix opgesteld. Deze maakt aan de hand van een vijftal aspecten de kwaliteit van de monitoring inzichtelijk:

1. informatiebehoefte dijkveiligheid;
2. parameters en faalindicatoren;
3. tijdsaspecten;
4. betrouwbaarheid sensordata;
5. gebruikswaarde dijk informatie.

Per aspect wordt aan de hand van een aantal standaardvragen en standaardantwoorden bepaald wat de kwaliteitsscore van een monitoringssysteem is. Dit is ook te gebruiken om een kwalitatief goed monitoringssysteem te ontwerpen. Een aandachtspunt hierbij is dat het behalen van een hoge score niet een doel op zichzelf is. Als de vervorming van een constructie slechts één maal per jaar beoordeeld wordt, heeft het geen zin om elke week een rapport met de gemeten vervormingen te krijgen. Voor een gedetailleerde beschrijving van de toepassing van deze beoordelingsmatrix wordt verwezen naar de Handreiking Life Cycle Monitoring [33].

8.4.2 Monitoring voor vernagelingstechnieken

In de onderstaande tabel is de monitoringsbehoefte voor vernagelingstechnieken per fase weergegeven. Hierbij zijn de beheer- en afkeurfase samengenomen omdat deze dezelfde monitoringsbehoefte kennen.

Tabel 8.1 Monitoringsbehoefte

Fase	Type monitoring	Toepassing
Beheerfase & Afkeurfase	Waterspanningen	Ter controle ontwerpcondities ten behoeve van beoordeling. Specifiek belangrijk voor: <ul style="list-style-type: none"> • houdkracht nagel en klapanker • fundering kopplaat
	Vervormingen	Dit betreft vervorming van het dijklichaam en de elementen nabij het maaiveld (kopplaat/facing). Ter controle van vervormingspredicties ontwerp. Naast de visuele inspecties uit de schouw dienen ook per beoordelingsronde 2 kopplaten vrijgegraven en geïnspecteerd te worden. Dit kunnen kopplaten zijn van dummynagels of van productienagels.
	Voorspanning (alleen JLD-Dijkstabilisator)	Ter controle minimaal benodigde voorspanning en interventiewaarden voor opnieuw aanspannen.
Ontwerpfase	Waterspanningen	Voor het bepalen van de ontwerpcondities en het maken van een vertaling van dagelijkse naar maatgevende omstandigheden.
	Vervormingen	Informatie over vervormingen geeft input aan het ontwerp: bijvoorbeeld ijken van stijfheden en samendrukkingsparameters.

Fase	Type monitoring	Toepassing
Uitvoerings- fase	Waterspanningen	Ter controle van ontwerpcondities en ten behoeve van verloop wateroverspanningen.
	Vervormingen	Dit betreft vervorming van het dijklichaam en de elementen nabij het maaiveld (kopplaat/facing). Monitoring van vervormingen die schade aan objecten of de constructie kunnen opleveren.
	Trillingen	Monitoring van trillingen die schade aan objecten kunnen opleveren.
	Voorspanning (alleen JLD-Dijkstabilisator)	Controle verloop voorspanning gedurende de aanleg.

Bij deze monitoring dient voor elke fase een monitoringsplan beschikbaar te zijn. En voor de beheerfase een beheerplan met monitoringsplan. Hierin dienen in ieder geval de volgende aspecten aan bod te komen.

1. Gegevens over de monitoring:
 - locaties van de monitoring
 - type, nauwkeurigheid en vervangbaarheid van de monitoring
 - robuustheid tegen schade (bijv. water, vorst, veenzuren)
 - benodigd onderhoud aan de monitoring
2. Gegevens over de verkregen informatie voor het beheer:
 - interventiewaarden, beheermaatregel en beheermaterieel
 - extreme hoge waarden, waarbij risico op constructief falen reëel is. Beheer is nu onverantwoord
3. Gegevens over het data- en informatiebeheer:
 - huidig databeheer van de waterkeringsbeheerder, format, locatie, e.d.
 - hoe wordt de data omgezet in informatie?
 - toekomstige dataopslag. Het is reëel om ervan uit te gaan dat er in een periode van 100 jaar diverse technologische ontwikkelingen plaatsvinden. Hoe daarmee om te gaan is een aandachtspunt

8.4.3 Monitoring specifiek voor *Dijkvernageling*

Voor *Dijkvernageling* gelden de monitoringsmogelijkheden zoals deze in § 8.4.2 zijn opgenomen gedurende de verschillende fasen. Aangezien de werking van *Dijkvernageling* geen blijvende voorspanning vereist, is separate monitoring van de voorspanning niet aan de orde (zie ook § 2.4.2).

De controlemechanismen die worden ingevuld door de standaardbeproevingen van onder andere de houdkracht van de nagels, staan beschreven in § 7.4.

8.4.4 Monitoring specifiek voor de *JLD-Dijkstabilisator*

De werking van de *JLD-Dijkstabilisator* kan realtime worden gevolgd aan de hand van de voorspanning. De voorspanning zal derhalve gemonitord moeten worden. Deze monitoring heeft twee doelen.

1. Het meten van de voorspanning heeft als eerste doel het bepalen van het eerstvolgende beheermoment van de voorspanning voor de *JLD-Dijkstabilisator*. Deze monitoring kan met een relatief lage meetintensiteit (circa 1 maal per week) uitgevoerd worden. De reactietijd is groot. Op basis van de metingen wordt het moment van opnieuw voorspannen bepaald. Aangezien de voorspanning relatief

langzaam afneemt, kan door middel van fitting met de monitoringsresultaten dit beheermoment ruim van te voren worden bepaald.

2. Het tweede doel is het meten van het gedrag van de *JLD-Dijkstabilisator* en van de dijk tijdens hoogwatersituaties. Om het gedrag tijdens deze situatie te monitoren is een hoge meetintensiteit nodig (circa 1 maal per uur). De reactietijd in deze situatie is kort. Om goed inzicht te krijgen in het gedrag van de dijk bij hoogwater is het noodzakelijk om ook andere zaken te meten, zoals waterspanningen en grondwaterstanden. Dit geeft op den duur beter inzicht in het gedrag van de dijk.

De LCM met betrekking tot de voorspanning van de *JLD-Dijkstabilisator* is langs de vijf hoofdcriteria van de Handreiking LCM gelegd (zie Tabel 8.12).

Door meer *JLD-Dijkstabilisatoren* te monitoren op voorspanning kunnen de beheerkosten geoptimaliseerd worden. Indien elke stabilisator wordt gemonitord, is exact aan te geven waar onderhoud nodig is. Wordt 1 op de 5 stabilisatoren gemonitord, dan wordt de inspanning met betrekking tot monitoren verlaagd. Wanneer 1 stabilisator een afwijking vertoont, dienen de 4 stabilisatoren aan weerszijden (in totaal dus 9 stabilisatoren) handmatig te worden gecontroleerd, deze worden namelijk niet automatisch gemonitord.

Tabel 8.2 Beschrijving monitoring voorspanning op basis van de vijf hoofdcriteria LCM

Criteria	Doel 1: Beheermoment voorspanning bepalen	Doel 2: Gedrag dijk en <i>JLD-Dijkstabilisator</i> tijdens hoogwater
Informatie behoefte dijkveiligheid	Minimaal 20% van de <i>JLD-Dijkstabilisatoren</i>	Minimaal 20 per 500 m (incl. redundantie: 2 sensoren per bezwijkvlak van ca. 50 m). Geeft vervormingen van de dijk als nuttige bijvangst.
	Bij een ontwerp wordt ook rekening gehouden met toekomstige ontwikkelingen/versterkingen. Het verdient aanbeveling om daar bij de opzet van de LCM rekening mee te houden (bijvoorbeeld uitbreidbaarheid van de monitoring).	
Parameters en faalindicatoren	Afname van de voorspanning tot een kritische waarde (grenswaarde).	Verandering van de spanning tijdens een hoogwaterperiode. Controle op eventuele overschrijding van de maximaal toelaatbare voorspanning. Duidt op vervormingsgevoelige plekken. Kansen om monitoring te combineren met andere informatie (waterspanningen, peilbuizen, buitenwaterstanden, neerslag, temperatuur, dag-nachtcyclus)
	Interventiewaarden van de voorspanning vastleggen in monitoringsplan. Sensor kiezen die het meetbereik tussen minimaal benodigde en maximaal toelaatbare voorspanning aan kan. Met het bepalen van de interventiewaarden rekening houden met de nauwkeurigheid van de sensor.	

Criteria	Doel 1: Beheermoment voorspanning bepalen	Doel 2: Gedrag dijk en <i>JLD-Dijkstabilisator</i> tijdens hoogwater
Tijdsaspecten	Lage meetfrequentie (bijvoorbeeld 1x per week of maand) en lange responstijd (circa 1 maand)	Hoge meetfrequentie (bijvoorbeeld 1x per uur) en beperkte responstijd (uren)
	De meetfrequentie van de sensor is op afstand aan te passen. Hierdoor kan bij een hoogwatersituatie met minimale inspanning een hogere meetfrequentie worden aangehouden dan bij een dagelijkse situatie. De meetperiode is in principe gelijk aan de gehele levensduur van de dijk(stabilisator).	
Betrouwbaarheid sensor-data	Tijdens aanleg de werking van de sensoren verifiëren. Sensoren geleverd onder certificaat. Bij aanleg redundantie qua sensoren aanbrengen. Bij voorkeur bij onderhoud voorspanning defecte sensoren vervangen. Bij onderhoud voorspanning ook overige werkende sensoren verifiëren met de nieuw aangebrachte voorspanning.	
Gebruikswaarde dijk-informatie	Informatie geeft inzicht in: <ul style="list-style-type: none"> • de beheermomenten van de voorspanning; • informatie ten behoeve van de beoordeling en de zorgplicht; • handelingsperspectieven tijdens hoogwater, en levert input aan calamiteitenplan; • de langjarige seizoensgebonden vervorming van de dijk. Opstellen monitoringsplan, beheerplan en dataplatform in samenspraak met beheerder en keringspecialist.	

8.5 Gedrag bij maatgevende omstandigheden

Bij goed gedimensioneerde vernagelingsconstructies is er tijdens hoge waterstanden of extreme neerslag weinig aan de waterkering te zien. Bij de *JLD-Dijkstabilisator* zal via de monitoring het oplopen van de voorspanning te zien zijn.

Wanneer er faalcondities optreden zal bij een goed gedimensioneerde vernagelingsconstructie in eerste instantie vervorming rondom de kopplaat optreden. Vernagelingsconstructies worden zo gedimensioneerd dat de grond onder de kopplaat/facing als eerste bezwijkt. Hiermee wordt ductiel bezwijkgedrag opgelegd en wordt voorkomen dat constructieve onderdelen van vernageling bros bezwijken.

8.6 Legger en vergunningverlening

Legger

Door de aanleg van een vernageling wijzigt de leggersituatie. Na realisatie betreft het een dijk met daarin opgenomen een constructief element. In de nieuwe legger dient dit te worden benoemd en moet op de overzichtstekening de zone worden aangegeven waarin de vernagelingsconstructies zitten. Deze zone omvat ook de delen van de dijk waar werkzaamheden invloed kunnen hebben op de werking van de vernageling (kopplaat/facing en voor de *JLD-Dijkstabilisator* het klapanker). In het dwarsprofiel wordt de constructie aangegeven, evenals de hiervoor genoemde zonerings.

Vergunningverlening

Aangezien vernagelingen een nieuw type constructie is, is het van belang om ook de vergunningverlener handvatten te geven voor de vergunningverlening. Bij werkzaamheden die de vernagelingsconstructie kunnen raken of beïnvloeden, dient een adviseur waterkeringen bij de vergunningverlening te worden betrokken. Als er werkzaamheden in de kern- of beschermingszone van een dijk met een vernagelingsconstructie gaan plaatshebben, zijn mogelijk aanvullende eisen van toepassing naast de bestaande ge- en verbodsbepalingen uit de Keur en het onderliggende beleid. Voorbeelden van aspecten waarvoor aanvullende eisen ten aanzien van vergunningverlening kunnen gelden:

- ontgraven en ophogen nabij de dijk
- gestuurd boren
- heien van palen
- kabels en leidingen
- grondonderzoek zoals sonderen
- beplanting

8.7 Beplanting

Een vernageling zal in veel gevallen worden aangebracht in een zogenaamde 'groene' kade, waarop ook bomen, struiken en gras/kruidenvegetatie voorkomen. De impact van vernagelingstechnieken hierop is meervoudig. Dat heeft enerzijds te maken met de wijze van aanbrengen van de verschillende onderdelen van de constructie en anderzijds met de aard en omvang van de verschillende groenelementen.

Bomen

Bij het aanbrengen van de ankerstang of het groutlichaam en de kopplaat zijn vooral bomen een belangrijke factor.

Bij het aanbrengen van de *ankerstang* of het *groutlichaam* kan de kroon van een boom een obstakel vormen. Het gaat dan om bomen die vlak op het werk staan, of in het achterland nabij de dijkteen. Het positioneren van de aandrijf- of boorstang met zo min mogelijk verlies aan kroon is daarbij een aandachtspunt. Kleinschalige snoei is over het algemeen best mogelijk maar grote delen van de kroon verwijderen is geen optie. De kroon raakt dan uit balans, zowel wat beeld betreft als stabiliteit.

De *kopplaat* of facing heeft meer invloed op de beworteling van de boom. De kopplaat zal op circa 0,5 meter onder het maaiveld worden aangebracht en heeft een oppervlak van circa 1,0 m². Bij beide vernagelingstechnieken kan de ontgraving het wortelgestel aantasten. Bij de *JLD-Dijkstabilisator* wordt ook voorspanning op de kopplaat gezet, waardoor deze op de beworteling kan gaan drukken. Deze spanning is zo groot dat alle onder de plaat aanwezige beworteling als verloren wordt beschouwd.

Er zijn richtlijnen voor het inschatten of een boom kan blijven staan. Deze richtlijnen gaan uit van een percentage aan beworteling dat maximaal verwijderd mag worden (circa 20%). Bomenonderzoek is nodig om te bepalen of en in welke mate deze richtlijnen kunnen worden gevolgd. De standplaats van bomen op keringen is immers vaak specifiek en wijkt af van een standaardsituatie in de stad of het buitengebied. Bomen staan bijvoorbeeld scheef, of dicht tegen een oeverconstructie aan, waardoor kluiten asymmetrisch zijn.

Een bomenonderzoek geeft inzicht over de huidige kwaliteit van een boom (stam, kroon en wortelkluit). Het in beeld brengen van de kluitomvang, wortelintensiteit en grondwaterstand gebeurt met boringen en incidenteel door een proefsleuf te graven. De resultaten geven inzicht in het percentage beworteling dat verloren gaat. Dit percentage is bepalend bij de beoordeling of de boom wordt gehandhaafd of niet.

Wanneer de aantasting zo groot is dat handhaving van een boom niet mogelijk is, kan in het ontwerp gekeken worden of met de vernageling om de boom heen gewerkt kan worden.

Als er bomen in de buurt van nagels staan, dienen bij elke toetsronde (1 maal per 12 jaar) de kopplaten/facings die het dichtst bij de bomen staan, vrijgegraven te worden en gecontroleerd.

Gras

Bij gras spelen alleen het aanbrengen en het onderhoud van de kopplaat of facing een rol. Voor het aanbrengen wordt een deel van de graszode weggestoken. In principe kan deze zode worden hergebruikt. Gras herstelt goed. Met een gronddekking van circa 0,3 m – 0,5 meter heeft de kopplaat geen directe invloed op de ontwikkeling van gras. Voorwaarde is wel dat de kopplaat of facing voldoende doorlatend is, zodat de vochthuishouding niet negatief beïnvloed wordt.

Specifiek voor de *JLD-Dijkstabilisator* speelt daarnaast het onderhoud aan de voorspanning een rol. Hiervoor dient periodiek een zode uit de grasmat te worden gestoken. Door de voorspanbout met gps-coördinaten vast te leggen blijft deze traceerbaar. Bij onderhoud aan de voorspanning kan dan volstaan worden met het steken van een cilindrische plag van circa 30 cm. De plag kan na het aanspannen worden teruggeplaatst. Als dit uitgevoerd wordt in het groeiseizoen van de grasmat (buiten het hoogwaterseizoen), zal de erosiebestendigheid van de grasmat snel herstellen.

8.8 Juridische uitgangspunten vernagelingen onder eigendommen van derden

Indien (delen van) een vernagelingsconstructie onder eigendommen van derden wordt aangebracht, is instemming van de grondeigenaar vereist. Bijvoorbeeld wanneer de dijk niet in eigendom is van de waterkeringbeheerder. Is die instemming verleend, dan kan vervolgens een opstalrecht, erfpachtrecht of erfdienstbaarheid worden gevestigd voor de constructie.

Een *opstalrecht* is een recht om in, op of boven een onroerende zaak (meestal de 'grond' van een ander) gebouwen, werken of beplantingen in eigendom te hebben.

Een *erfpachtrecht* is een recht dat de erfpachter exclusief recht geeft op het gebruik van een onroerende zaak van een derde, de erfverpachter, waarbij het meestal gaat om een stuk grond.

Een *erfdienstbaarheid* is een verplichting waarmee een onroerende zaak – het dienende erf – voor een andere onroerende zaak – het heersende erf – bezwaard is. Die verplichting kan bijvoorbeeld bestaan uit een last de leidingen te accepteren. De verplichtingen uit het opstalrecht of de erfdienstbaarheid worden ingeschreven in de openbare registers (kadaster) en zijn daarmee ook kenbaar voor derden.

9 Beoordeling

De Waterwet schrijft voor dat primaire keringen periodiek beoordeeld moeten worden. De wijze van beoordelen is vastgelegd in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI). In Bijlage III van de wettelijke regeling [34] is beschreven hoe de beoordeling van technische innovaties kan worden uitgevoerd. Het ontwerp vormt de basis voor de beoordeling van technische innovaties. Het is daarom belangrijk de ontwerpfase zodanig in te richten dat toekomstige beoordelingen op basis van de ontwerpgegevens kunnen worden uitgevoerd. In dit hoofdstuk zijn de uitgangspunten beschreven voor het uitvoeren van een beoordeling conform het WBI. De beoordelingsmethode van primaire waterkeringen vormt de basis, maar zijn evenzeer noodzakelijk voor het uitvoeren van een beoordeling van regionale waterkeringen waarbij een vernagelingstechniek is toegepast.

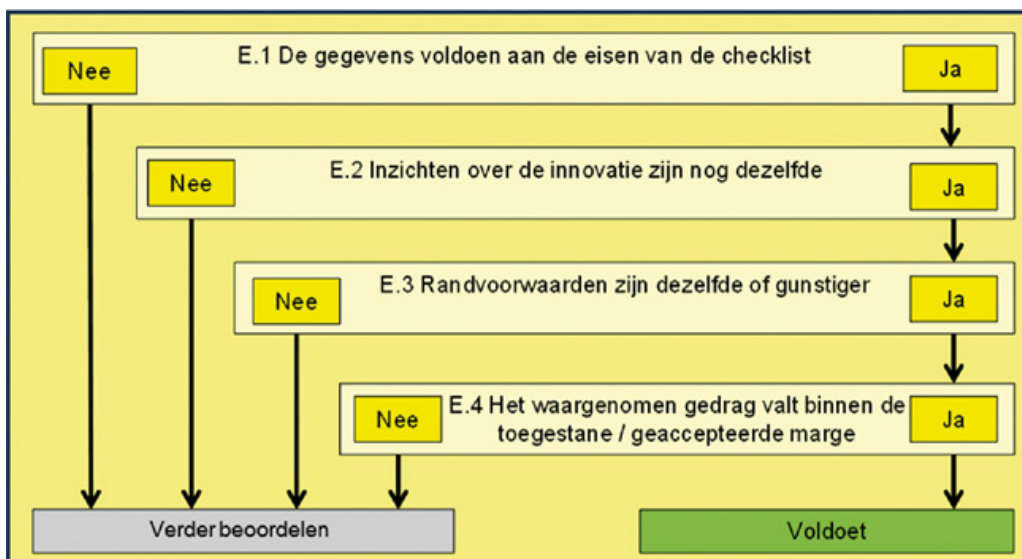
Het WBI kent een specifieke beoordeling voor innovaties: het beoordelingsspoor Technische Innovatie [34]. Deze beoordeling gebeurt aan de hand van een Eenvoudige toets of een Toets op maat.

9.1 Eenvoudige toets

Een eenvoudige toets kan worden uitgevoerd indien:

- er voldoende ontwerp- en monitoringsgegevens beschikbaar zijn;
- er geen nieuwe inzichten zijn met betrekking tot de technische innovatie;
- de hydraulische randvoorwaarden niet ongunstiger zijn dan bij het ontwerp;
- het waargenomen gedrag binnen de verwachte kaders valt.

Figuur 9.1 geeft het beoordelingsschema voor de eenvoudige toets voor Technische Innovaties weer. In deze paragraaf is per toetsstap beschreven hoe deze kan worden uitgevoerd en welke informatie daarvoor nodig is.



Figuur 9.1 Schema Eenvoudige toets Innovaties [34]

9.1.1 Stap E.1: voldoende gegevens

In deze stap wordt getoetst of de actuele situatie past binnen de berekende dimensies en marges die in het ontwerp zijn bepaald. Voor het uitvoeren van deze toets moeten er voldoende gegevens zijn. Deze zijn hieronder conform de checklist uit het WBI [34] uitgewerkt voor de vernagelingstechnieken.

1. Ontwerprandvoorwaarden

Aangetoond dient te worden dat het ontwerp voldoet aan de eis met betrekking tot waterkeren. Hiervoor dienen voor het uitvoeren van de beoordeling alle ontwerprandvoorwaarden volledig herleidbaar te zijn. Uit de documentatie moet ook blijken dat op alle onderdelen van het ontwerp voldoende kwaliteitsborging heeft plaatsgevonden.

2. Grens voor falen van de waterkering

De ontwerpvoorschriften in deze POVM-publicatie voor het bepalen van de toegevoegde stabiliteit en voor het controleren van de sterkte van de constructieve onderdelen, zijn gebaseerd op de uiterste grenstoestand van de waterkering. Concreet betekent dit dat het ontwerp gebaseerd is op de UGT. Dit is nader uitgewerkt in H4 van voorliggende publicatie.

In het ontwerprapport dient duidelijk te zijn beschreven hoe de UGT is bepaald. Dit kan met een uitgewerkte faalkansenboom met bijbehorende toelichting. Van belang is dat ook de bij de UGT behorende (hydraulische) randvoorwaarden goed zijn vastgelegd.

3. Marges en toleranties aanleg- en inregelfase

Per project worden in de ontwerpfase de aanlegtoleranties bepaald. Deze dienen te zijn gespecificeerd, zie § 4.6. Voor vernagelingstechnieken dienen bij de realisatie de toleranties per nagel te zijn geverifieerd. Dit betreft per locatie de volgende toleranties.

- plaatsingshoek
- lengte vernageling
- locatie kopplaat (x,y,z)

Om een idee te krijgen van een ordegrootte van de toleranties kunnen de volgende indicaties worden aangehouden: plaatsingshoek circa 1 graad, lengte nagel circa 0,5 m, locatie van de kopplaat circa 0,05 m.

Vastgelegd dient te zijn of de plaatsing van de vernageling is uitgevoerd binnen de gestelde marges en toleranties. Dit kan het beste weergegeven worden op een as built- of controletekening met per nagel de gemeten afwijkingen.

Indien er een deel van de nagels buiten toleranties is aangelegd, moet herleidbaar zijn wat het effect hiervan is op de veiligheid en levensduur van de dijkverbetering. Als de procedure conform § 7.5 van deze publicatie is gevolgd, dan zijn in dat geval herberekeningen uitgevoerd en opgenomen in het opleverdossier.

Direct na aanleg is er een periode waarin de kering mogelijk tijdelijk niet voldoet aan de vereiste sterkte. Dit kan bijvoorbeeld komen doordat wateroverspanningen nog niet volledig gedissipeerd zijn of doordat de voorspanning van de *JLD-Dijkstabilisator* nog goed ingeregeld moet worden. Aandachtspunten voor deze fase:

- a. De inregelperiode bedraagt maximaal 4 jaar (conform hoofdstuk 6.2 Grondslagen [35]). De overstromingskans mag tijdens deze periode niet lager zijn dan de overstromingskans direct voorgaand aan de versterking.
- b. De voorspanning dient na de inregelperiode minimaal de ontwerpwaarde te zijn (geldt alleen voor de *JLD-Dijkstabilisator*).
- c. Restzettingseisen worden bepaald door de benodigde hoogte en zijn niet maatgevend voor het ontwerp van de vernagelingstechnieken. Aan de vernageling worden daarom geen separate restzettingseisen gesteld. Hoe in het ontwerp omgegaan wordt met zettingen is beschreven in de hoofdstukken 5 en 6 van dit rapport.

4. Marges en tolerantie gebruiksfase

In het ontwerp dienen de marges en toleranties voor de gebruiksfase gedefinieerd te zijn. Het betreft de volgende marges en toleranties.

1. Minimaal en maximaal toelaatbare voorspanning (geldt alleen voor de *JLD-Dijkstabilisator*).
2. Vervorming:
 - a. Conform § 5.5.3 en 6.6.1;
 - b. Bij grote vervorming van dijklichaam of rondom kopplaat dient er een analyse te worden uitgevoerd naar de oorzaak hiervan. Dit is identiek aan beheer van groene dijken.
3. Veroudering: de materialen die bij de vernagelingstechnieken worden gebruikt, zijn getest op veroudering onder zoute, warme en natte omstandigheden. Informatie hierover is opgenomen in de diverse productcertificaten.

5. Uitvoering

Aangetoond dient te worden dat het werk is uitgevoerd binnen de gestelde marges en toleranties van punt 3. Is dat niet het geval, dan moet worden aangetoond dat de in de aanlegfase opgetreden afwijkingen verwerkt zijn in de ontwerp- of beheerspecificaties, zodat vastgesteld is dat de bestaande situatie (as-built) voldoet aan de eis van waterkeringsveiligheid.

Indien alle vijf de hierboven beschreven punten kunnen worden aangetoond, kan de eenvoudige toets worden voortgezet met stap E.2.

9.1.2 Stap E.2: inzichten over de innovatie zijn nog dezelfde

Als het voldoende aannemelijk is dat er geen nieuwe inzichten zijn die leiden tot een ongunstige verandering van de betrouwbaarheid, wordt de beoordeling voortgezet met stap E.3. [34]

9.1.3 Stap E.3: controle hydraulische belastingen en overige randvoorwaarden

Als hydraulische belastingen of andere randvoorwaarden niet ongunstig zijn veranderd ten opzichte van het ontwerp, wordt de beoordeling voortgezet met stap E.4. [34]

9.1.4 E.4: goed gedrag

Is deze stap wordt getoetst of op grond van het waargenomen gedrag kan worden geconcludeerd of de innovatie voldoet aan de eisen ten aanzien van waterkerend vermogen. De conclusie of de toegepaste vernagelingstechnieken aan deze eis voldoet, dient gebaseerd te zijn op inspectie- en monitoringgegevens.

Aanvullend hierop wordt aanbevolen om per project een aantal dummynagels te plaatsen en per beoordelingsronde (eens per 12 jaar) minimaal twee nagels te op te graven, te inspecteren en delen ervan te beproeven. Het beste kunnen deze nagels worden aangebracht in het te versterken dijktraject of een direct aansluitend traject. Bij het verwijderen kan gecontroleerd worden in welke mate de nagels zijn gedegradeerd en welke vervormingen zijn opgetreden. De configuratie van de dummynagels dient zo te worden gekozen dat er geen kritieke schade aan de dijk optreedt bij het verwijderen, én zodanig dat er nuttige informatie uit afgeleid kan worden.

9.2 Toets op maat

Indien één van de beoordelingsstappen E.1 t/m E.4 met nee beantwoord wordt, dan is een (gedeeltelijke) herberekening noodzakelijk. Welke herberekeningen dat zijn, is afhankelijk van de antwoorden op de stappen E.1 t/m E.4:

E.1: de gegevens zijn niet op orde

In dit geval zullen de benodigde gegevens verzameld dienen te worden. Is het (revisie)ontwerp niet te achterhalen, dan is een volledige herberekening noodzakelijk. De overige gegevens zijn aan te vullen door monitoring en/of inspectie.

E.2: de inzichten over de innovatie zijn veranderd

Als de inzichten in de werking van de vernagelingstechnieken veranderd zijn, moet aan de hand van herberekeningen worden nagegaan wat de impact hiervan is op de veiligheid. Welke herberekeningen nodig zijn, hangt af van de aard van de verandering(en) van inzicht. Naar alle waarschijnlijkheid is minimaal een herberekening van de gehaalde stabiliteitsfactor nodig, en daarnaast een controle op de optredende snedekrachten. Mogelijk dienen ook de constructieve onderdelen herberekend te worden of moet een controle op de vervormingen over de levensduur plaatsvinden.

E.3: de randvoorwaarden zijn ongunstiger

Indien de maatgevende waterstand beperkt ($<0,15$ m) hoger wordt dan in het ontwerp én de daardoor optredende verandering in stijghoogte niet leidt tot een oprijfsituatie, verandert er doorgaans weinig. In dat geval kan een controle op de gehaalde stabiliteitsfactor en de optredende snedekrachten volstaan.

Is de maatgevende waterstand meer dan 0,15 m hoger dan in het ontwerp, dan is waarschijnlijk een volledige herberekening noodzakelijk. Hetzelfde geldt als er sterkere stijgingen zijn van de stijghoogte(n), of wanneer de verhoogde stijghoogte tot een oprijfsituatie leidt.

Bij een verandering in geometrie en/of verandering in de grondopbouw achter de dijk dient een expert in te schatten of, en zo ja welke, herberekeningen noodzakelijk zijn. Als eerste indicatie kan ook hier eerst de gehaalde stabiliteitsfactor en de optredende snedekrachten berekend worden.

E.4: het waargenomen gedrag valt buiten de toegestane/geaccepteerde marge

Indien het waargenomen gedrag buiten de toegestane marge ligt, dient achterhaald te worden waardoor dit komt. In de meeste gevallen moet dan een volledige herberekening plaatsvinden.

9.3 Relatie met andere te beoordelen faalmechanismen

De vernagelingstechnieken zijn gericht op de verbetering van de macrostabieleit binnen- en of buitenwaarts. Ze zijn daarom alleen van invloed op de beoordeling van het faalmechanisme macrostabieleit binnenwaarts (STBI en/of STBU).

Voor de overige toetsporen gelden de volgende opmerkingen.

- Aangezien het dijken betreft kan de hoogte (HT) beoordeeld worden conform het WBI. De vernagelingstechnieken hebben geen invloed op de beoordeling van dit toetspoot.
- De vernagelingstechnieken zijn geen waterdichte oplossingen en dus ook de toets op piping en heave (STPH) en microstabieleit (STMI) kan uitgevoerd conform het WBI.
- Piping langs een vernagelingstechniek kan mogelijk een rol spelen. In de beheerfase dient gecontroleerd te worden of kwel langs de vernagelingstechniek optreedt. Is dat het geval, dan moet gecontroleerd worden of de vernagelingstechniek hierop is ontworpen. Dit betreft met name de sterkte van de fundering van de kopplaat.
- Verder hebben de vernagelingstechnieken geen invloed op de zijde van de dijk waar geen vernageling is toegepast. De toets op macrostabieleit van deze niet-vernagelde zijde kan uitgevoerd worden conform het WBI.

- De vernagelingstechnieken hebben geen invloed op de bekleding en het voorland. Ook de toets van de bekleding (STBK) en het voorland (STVL) kunnen dus uitgevoerd worden conform het WBI.



Verwijzingen

- [1] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I: Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen,” 2016a.
- [2] POVM Rekentechnieken, „Basisrapport Eindige-elementenmethode,” 2018.
- [3] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4,” 2017b.
- [4] POVM Rekentechnieken, „EEM toepassen binnen het ontwerp, concept,” 2018.
- [5] POV Macro stabiliteit, „POV Publicatie Langsconstructies,” 2018c.
- [6] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Schematiseringshandleiding Macro stabiliteit, WBI 2017, versie 2.1,” 2016b.
- [7] ENW, „Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken,” 2012.
- [8] TAW, „Technisch rapport Waterspanningen in Dijken,” 2004.
- [9] SBR CURnet, „CUR 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking,” 2007.
- [10] Expertise Netwerk Waterveiligheid, „www.enwinfo.nl,” 2008. [Online]. Available: <https://www.enwinfo.nl/index.php/adviezen-2008>. [Geopend 2018].
- [11] Deltares, „Invulling witte vlekken acceptatie Dijkvernageling,” 2016.
- [12] Expertise Netwerk Waterveiligheid, „www.enwinfo.nl,” 2016. [Online]. Available: <https://www.enwinfo.nl/index.php/adviezen-2016>. [Geopend 2018].
- [13] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III: Sterkte en veiligheid., 2017a.
- [14] SBR CURnet, „CUR 166 Damwandconstructies,” 2012.
- [15] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, „Leidraad Kunstwerken,” Delft, mei 2013.
- [16] Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Basisrapport WBI 2017 versie 1.1,” september 2016b.
- [17] Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Schematiseringshandleiding macro stabiliteit, WBI 2017,” 1 december 2016.
- [18] Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, „Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, OI2014v4,” Februari 2017.
- [19] NEN, „NEN997-1+C2 Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels,” 2017.
- [20] A. van Weele, Moderne Funderingstechnieken, 1983.
- [21] NEN, „NEN 9997-1: Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels,” 2016.
- [22] ENW, „Grondslagen voor hoogwaterbescherming,” 2017.
- [23] POV-M, „Memo macro stabiliteitseisen Bouwfase en oplevering,” 2018.
- [24] Deltares, „Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters, WTI2017 Toetsregels Stabiliteit,” december 2014.
- [25] Terrasol, „Talren Manual - C. Technical manual,” februari 2005.
- [26] Bau- Überwachungsverein (BÜV), „Tragende kunststoffbauteile, Entwurf - Bemessung - Konstruktion,” 2010.
- [27] SBR CURnet, „CUR aanbeveling 96:2017 (tweede, herziene uitgave),” 2017.
- [28] NEN, „NEN 3650-1 eisen voor buisleidingsystemen,” 2012.
- [29] International Organization for Standardization (ISO), „ISO 22477-5 -Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors,” 2018.
- [30] ISO, „ISO 22477-5 Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors,” 2018.
- [31] NEN, „NEN-EN 14490 - Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Grondvernageling,” 2010.

- [32] NEN, „NEN-EN 1990+A1+A1/ C2:2011/NB:2011 nl - Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp,” 2011.
- [33] POV Macrostabieleit, „Handreiking Life Cycle Monitoring,” Fase 1; revisie 1.1.
- [34] Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Milieu, „Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017. Bijlage III Sterkte en veiligheid,” december 2016.
- [35] Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), „Grondslagen voor hoogwaterbescherming,” november 2017.
- [36] G. Liesting, „Watergraafsmeer-Diemen Ooster Ringdijk, Linnaeuskade en Ringdijk AT2-117X, Rapportnummer LW-AF20113340/RK,” Waternet, Amsterdam, 19 januari 2012.
- [37] Witteveen + Bos, RPS en POV-Piping, „Drainagesysteem in de verkenning (HWBP POV-Piping),” januari 2017.
- [38] Deltares, „Rapport Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie),” 1 februari 2013.
- [39] POV Macrostabieleit, „Blauwdruk EEM,” juni 2016.
- [40] POV Macrostabieleit cluster rekenen, „Quick wins,” augustus 2016.
- [41] Kennisplatform Risicobenadering, „Het lengte-effect,” 06-06-2016.
- [42] Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, „Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TGWR),” 2007.
- [43] Plaxis B.V., „PLAXIS 2D, Reference manual,” 2016.
- [44] Plaxis B.V., „Validation and Application of the Embedded Pile Row-Feature in PLAXIS 2D, Plaxis Bulletin,” autumn issue 2013.
- [45] Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), „Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken,” oktober 2012.
- [46] Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), „Grondslagen voor hoogwaterbescherming,” november 2017.
- [47] Expertisenetwerk Waterveiligheid (ENW), „Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren van dijken,” oktober 2012.
- [48] Deltares, „Concept Technisch Rapport Macrostabieleit,” februari 2013.
- [49] Deltares, „Veiligheidsbenadering JLD-Dijkstabilisator,” juni 2016.
- [50] NEN, „NEN3650-1+C1-2017,” april 2017.
- [51] Antea Group, „Uitwerking van de conceptuele veiligheid van de JLD-Dijkstabilisator, revisie 0D,” augustus 2015.
- [52] NEN, „NEN-EN 1993-1-1+C2+A1:2016 nl, Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen,” december 2016.
- [53] „Factsheet omgang met buitenwaartse macrostabieleit,” Kennisplatform Risicobenadering, 2017.
- [54] Fugro, „Richtlijn ter bepaling van het veiligheidsniveau van boezemkaden, opdrachtnummer M-0293,” 1998.
- [55] Fugro, „Richtlijn ter bepaling van het veiligheidsniveau van boezemkaden, opdrachtnummer M-0293,” 1998.
- [56] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, „Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies,” 2001.
- [57] POVM, „EEM toepassing binnen het ontwerp Versie 1.0, juli 2018”.
- [58] A. P. I. Washington, „API, Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms,” 2002.
- [59] M. v. l. e. Milieu, „Schematiseringshandleiding macrostabieleit WBI,” 2017.
- [60] POVM Rekentechnieken, „POVM-publicatie Langsconstructies,” 2018.

- [61] Deltares, „Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability, report nr. 1230086-009-GEO-0030,“ 2017b.
- [62] „DIN 1054,“ 2012.
- [63] POVM, „Voorbeeldenboek - Reviewversie 20180628,“ 2018.
- [64] L. V. I. W. Reese, „Single Piles and Pile Groups under lateral loading, Balkema Rotterdam ISBN 90 5809 348 4,“ 2006.

Symbolenlijst

Symbol	Uitleg
C_c	Compressie-index volgens Bjerrum voor maagdelijke belastingen
C_s	Zwellings-index volgens Bjerrum voor ontlasten en herbelastingen
C_a	Kruipindex
E_{oed}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor de (gedraineerde) oedometer stijfheid [kPa]
E_{ur}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor de (gedraineerde) stijfheid bij ontlasten/herbelastingen [kPa]
E_{50}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor de (gedraineerde) stijfheid bij maagdelijk belastingen [kPa]
K_{ONC}	De verhouding tussen een increment in horizontale en verticale spanning bij 'normaal geconsolideerd' maagdelijk belastingen
m	SHANSEP parameter voor de OCR afhankelijkheid van de ongedraineerde sterkte
m	<i>Hardening Soil</i> parameter voor de spanningsafhankelijke stijfheid
ΣM_{SF}	<i>Multiplier Stability Factor</i> . De factor waarmee de grondsterkte integraal kan worden verlaagd voordat instabiliteit optreedt
OCR	Overconsolidatiegraad, c.q. <i>Over Consolidation Ratio</i>
$P(\cdot)$	Kans op een gebeurtenis (\cdot)
POP	De Pre-Overburden Pressure [kPa]
p	De isotrope effectieve spanning [kPa]. Deze is het gemiddelde van de drie effectieve hoofdspansingen
q	De deviatorspanning, een schuifspanningsmaat [kPa]. Bij een triaxiaaltoestand is deze gelijk aan de grootste minus de kleinste hoofdspanning
q_c	Conusweerstand [kPa]
q_{net}	Netto conusweerstand, gecorrigeerd voor waterspanning en effectieve spanning [kPa]
s_u	Ongedraineerde schuifsterkte [kPa]
S	SHANSEP-parameter die de verhouding geeft tussen ongedraineerde sterkte en effectieve verticale spanning voor normaal geconsolideerde grond
$V(x)$	Variatiecoëfficiënt van parameter x , $V = \sigma/\mu$
a	Invloedsfactor die de invloed aangeeft van de onzekerheid in een bepaalde variabele op de faalkans
a	PLAXIS aanduiding voor SHANSEP parameter S
β	Betrouwbaarheidsindex
ε	Rek
ε_1	Grootste hoofdrek
κ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor ontlasten/herbelastingen
λ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor maagdelijk belastingen
μ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor kruip
ϕ	Wrijvingshoek [°]
ϕ_{cs}	Wrijvingshoek bij <i>Critical State</i> [°]
ψ	Dilatantiehoek [°]
γ	Schuifrek
γ_{\dots}	Partiële factor
γ_b	Schematiseringsfactor
γ_d	Modelfactor
γ_m	Materiaalfactor
γ_n	Schadefactor

Symbool
Uitleg
 γ_{add}

Belastingeffect-factor

 $\mu(x)$

 Gemiddelde waarde van parameter x
 $\sigma(x)$

 Standaardafwijking van parameter x

Effectieve spanning (totale spanning min poriewaterspanning) [Pa]

Grootste effectieve hoofdspinning [Pa]

Kleinste effectieve hoofdspinning [Pa]

 $\Phi(u)$

 Overschrijdingskans voor een normaal verdeelde variabele u

Afkortingenlijst

Afkorting	Uitleg
B-EEM	Basisrapport Eindige-Elementenmethode [2]
BGT	Bruikbaarheidsgrenstoestand
CSSM	<i>Critical State Soil Mechanics</i>
EEM	Eindige-elementenmethode
ENW	Expertise Netwerk Waterveiligheid
HS	<i>Hardening Soil</i>
KPR	Kennisplatform Risicobenadering
MC	Mohr-Coulomb
MCC	<i>Modified Cam Clay</i>
MHW	Maatgevend Hoogwater. Tegenwoordig aangeduid met WBN, waterstand bij norm)
MIP	<i>Mixed-in-Place</i>
OCR	Overconsolidatie Ratio (grensspanning gedeeld door effectieve verticale spanning)
OI2014v4	Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 [3]
POP	<i>Pre-Overburden Pressure</i> (grensspanning minus effectieve verticale spanning)
POVM	Projectoverstijgende Verkenning Macrostabieleit
PPE	POVM-publicatie EEM toepassing in het ontwerp [4]
PPL	POVM-publicatie Stabieleitverhogende Langsconstructies [5]
PPV	POVM-publicatie Vernagelingstechnieken
RC	<i>Reliability Class</i>
RWS	Rijkswaterstaat
S.F.	Stabieleitfactor
SHANSEP	<i>Stress History and Normalized Soil Engineering Properties</i>
SHM	Schematiseringshandleiding Macrostabieleit [6]
SS	<i>Soft Soil</i>
SSC	<i>Soft Soil Creep</i>
TAW	Technische Adviescommissie Waterkeringen
TRGS	Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [7]
TRW	Technisch Rapport Waterspanning bij dijken [8]
UGT	Uiterste Grenstoestand
WBI	Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium
WBN	Waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de wettelijke norm (voorheen genoemd: MHW, maatgevend hoogwater)
WTI	Wettelijk Toetsinstrumentarium (voorloper van het WBI)

Begrippenlijst

Begrip

autonome bodemdaling

belasting

belastingeffect-factor

betrouwbaarheidseis

betrouwbaarheidsindex (β)

bezwijken

bezwijkproef

buitenwaterstand

controleproef

critical state

decimeringshoogte

D-GeoStability

dijktraject

dijkvak

dilatantiehoek

doelbetrouwbaarheid

Eindige-elementenmethode

Omschrijving

Doorgaande maaiveld daling ten opzichte van een referentiepeil als gevolg van het inklinken van slappe lagen door oxidatie en/of verdichting. Op een constructie of waterkering uitgeoefende krachten. Macro-instabiliteit kan worden veroorzaakt door een combinatie van een hydraulische belasting (stijghoogte als functie van buitenwaterstand) en een mechanische belasting (gewicht, versnellingen).

Partiële factor op berekende spanningen, krachten en momenten in constructies. Deze is nodig is om voor constructieve integriteit dezelfde doelbetrouwbaarheid te bereiken als voor geotechnische stabiliteit, indien de partiële factoren op de grondsterkte alleen dekkend zijn voor het laatste geval.

Zie 'doelbetrouwbaarheid'.

Waarde die de mate van 'betrouwbaarheid' van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans.

Het optreden van verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld afschuiven) en/of het optreden van verlies van samenhang in materiaal (bijvoorbeeld het verweken) en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van de waterkering.

Proef waarin de belasting blijft toenemen totdat bezwijken optreedt, teneinde de daadwerkelijke sterkte inzichtelijk te maken.

De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van waterstand op zee of de grote rivieren.

Proef waarbij door middel van een proefbelasting de draagkracht/sterkte van de daadwerkelijke constructie wordt getest.

De schuifspanningstoestand waarbij de uiteindelijke sterkte is bereikt en waarbij doorgaande schuifrek plaatsvindt bij gelijkblijvend volume.

Absoluut verschil in hoogte tussen een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie en een waterstand met een overschrijdingsfrequentie, die een factor 10 hoger of lager is.

Software voor glijvlakberekeningen.

Gedeelte van een primaire waterkering dat afzonderlijk genormeerd is.

Een deel van een waterkering met uniforme eigenschappen en belasting. Zie ook 'dijkvak'.

De tangens van de dilatantiehoek is (in vrije omstandigheden) gelijk aan de verhouding tussen de plastische volumerek en de plastische schuifrek. Bij een positieve waarde leidt plastische schuifrek onder onverhinderde omstandigheden tot volumevergroting. Bij een negatieve waarde leidt schuifrek onder onverhinderde omstandigheden tot volumeverkleining.

De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkanseis.

Numerieke methode voor het bij gegeven belastingen berekenen van spanningen, vervormingen en waterspanningen in grond en/of constructies, door middel van discretisatie in ruimte en tijd.

Begrip	Omschrijving
faalkans	Kans op overschrijden van een grenstoestand.
faalkans per dijktraject	De overstromingskans voor een traject.
faalkans per dijkdoorsnede en faalmechanisme	De kans op het optreden van een faalmechanisme zoals macro-instabiliteit in een dijkdoorsnede.
faalkanseis per dijktraject	De maximaal toelaatbare faalkans voor een traject. Voor primaire kerin- gen is deze faalkanseis vastgelegd in een wettelijke norm.
faalkanseis per dijkdoorsnede en faalmechanisme	Doorvertaling via lengte-effect factor van de faalkanseis per traject naar de maximaal toelaatbare kans op het optreden van een faalmechanisme als macrostabiliteit in een doorsnede. Daarbij wordt gebruik gemaakt van een faalkansbegroting.
faalkansberekening	Zie: probabilistische analyse.
faalkansbegroting	Verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans per dijktraject over de faalmechanismen. Wordt toegepast in de gedetailleerde toets per dijkvak, waarbij een faalkansbegroting wordt voorgeschreven. In de gedetailleerde toets per traject wordt de faalkansbegroting vrijgelaten.
faalkansruimtefactor	De verhouding tussen de maximaal toelaatbare faalkans voor een me- chanisme en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject. Deze verhouding volgt uit de faalkansbegroting.
faalmechanisme	De opeenvolging van gebeurtenissen die leidt tot falen.
falen	Falen van een technisch systeem of onderdeel ervan houdt in dat het zich bevindt in een toestand waarbij een of meer functies daadwerkelijk niet meer (kunnen) worden vervuld. In de beoordeling van de veiligheid van de primaire waterkeringen is dat de waterkerende functie.
foutenboom	Een schematische weergave van de logische opeenvolging van alle gebeurtenissen die leiden tot overstroming.
freatisch vlak glijvlakmodel	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul. Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschui- ven langs een schuifvlak wordt berekend.
grensspanning	De effectieve verticale spanning die in samendrukkingsproeven de over- gang markeert van elastische herbelasting naar maagdelijke belasting met blijvende plastische vervorming.
grenstoestand	Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daar- van nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.
groene dijk	Een dijk die zijn sterkte uitsluitend aan grond ontleent, zonder toepas- sing van constructieve elementen.
gemiddelde hoog water (GHW)	De gemiddelde hoogte van hoogwater op een locatie over een periode van 19 jaar (in een getijdegebied).
indringingslaag/ indringingszone	De verticale of horizontale afstand waarover in slappe lagen het effect van een hoogwatergolf op de waterspanning in rekening wordt ge- bracht.
karakteristieke waarde	Waarde van een stochastische variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoor- beeld de sterkte met 5% onderschrijdingskans.

Begrip

lengte-effect

Omschrijving

Invloed van de door ruimtelijke autocorrelatie bepaalde variaties van dijk- en ondergrondeigenschappen binnen een dijktraject op de faalkans van (een faalspoor binnen) dat dijktraject. Wiskundig gezien gelijk aan de verhouding tussen de faalkans van een 'uniform' dijktraject en de faalkans van een dwarsdoorsnede uit dat traject.

levensduurfactor

De factor waarmee de maximaal toelaatbare faalkans per jaar vermenigvuldigd wordt, als een langere referentieperiode dan 1 jaar wordt gekozen. Het product van de toelaatbare faalkans per jaar en de levensduurfactor is de toelaatbare faalkans voor de gekozen referentieperiode. Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones.

macro-instabiliteit

macrostabiliteit

Weerstand tegen het optreden van een glijvlak in het talud en de ondergrond.

materiaalfactor (γ_m)

Partiële factor die op karakteristieke waarden van materiaalsterkte wordt toegepast om onzekerheden bij een referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid te verdisconteren.

modelfactor (γ_d)

Partiële factor die onzekerheden in berekeningsmethodes verdisconteert.

norm (ondergrenswaarde)
overconsolidatiegraad

Wettelijk vastgestelde eis aan de overstromingskans van een dijktraject. De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grenspanning $\sigma_{v,y'}$ gedeeld door de effectieve verticale spanning $\sigma_{v'}$.

overgangsconstructie

Constructie die tot doel heeft twee verschillende (bekledings)constructies op elkaar aan te sluiten.

overstromingskans

De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest.

partiële veiligheidsfactor

Factor waarmee de representatieve waarden van sterkte en belasting worden aangepast om zeker te stellen dat gebruik van de resulterende rekenwaarden in een semi-probabilistische analyse leidt tot een faalkans kleiner dan de faalkanseis.

PLAXIS

probabilistische analyse

De eindige-elementensoftware die in dit rapport is gebruikt.

Analyse waarin de faalkans van een waterkering wordt bepaald, rekening houdend met alle relevante onzekerheden (natuurlijke variabiliteit en kennisonzekerheden).

Pre-Overburden Pressure

De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grenspanning minus de effectieve verticale spanning .

referentiehoogte

De referentiehoogte ofwel het peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland.

representatieve waarde

De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een rekenwaarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde.

rekenwaarde

De representatieve waarde gedeeld door (sterkte) – of vermenigvuldigd met (belasting) – een partiële veiligheidsfactor.

Begripschadefactor (γ_n)**Omschrijving**

De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische glijvlakberekening die op conservatieve wijze correspondeert met de maximaal toelaatbare faalkans. De relatie tussen schadefactor en faalkans wordt bepaald door kalibratie op resultaten van semi-probabilistische en probabilistische berekeningen, voor meerdere representatieve gevallen.

schachtwrijving

Door de grond gemobiliseerde wrijvingsweerstand langs de omtrek van nagel, in nagelrichting.

schematiseringsfactor

Een partiële factor die op basis van een scenarioanalyse afdekt dat binnen het geschematiseerde dijkvak nog een meer ongunstige situatie kan voorkomen voor de deterministisch aangenomen geometrie, laagliggingen, stijghoogteverlopen en dergelijke.

semi-probabilistische analyse

Een deterministische analyse waarin conservatieve rekenwaarden voor sterkte en belasting worden toegepast door karakteristieke waarden te combineren met partiële veiligheidsfactoren.

stabiliteitsfactor

De factor waarin de verhouding tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt voor het mechanisme macrostabieliteit.

stabiliteitswand

Een doorgaande langsconstructie die tot doel heeft de weerstand tegen afschuiven te vergroten.

stochastische variabele

Een onzekere grootte die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie.

TALREN

Software voor glijvlakberekeningen, inclusief vernageling.

uiterste grenstoestand (UGT)

Voor een waterkering is dit de overgang naar door hoogwater veroorzaakte instabiliteit, overslag of erosie, als inleidende mechanismen voor overstroming.

unity check

De verhouding tussen de rekenwaarde en de maximaal toelaatbare waarde van spanningen, krachten en momenten in constructies.

vak

Zie: dijkvak.

variatiecoëfficiënt (V)

Quotiënt van standaardafwijking en verwachtingswaarde van een stochastische variabele. Wordt ook wel relatieve spreiding genoemd

verwachtingswaarde

Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele.

wrijvingshoek

De tangens van de wrijvingshoek (of meer formeel: de hoek van inwendige wrijving) beschrijft de verhouding tussen schuifsterkte en effectieve spanning. De waarde uit het laboratorium is afhankelijk van het type proef en van het rekniveau waarbij de verhouding wordt afgelezen.

zetting

Verticale verplaatsing als gevolg van volumeverkleining van samendrukbare lagen in de ondergrond, hoofdzakelijk ten gevolge van een bovenbelasting, de eigen massa en/of het uittreden van water.

Bijlage A Appendix I: Witte vlekken

PPV – Witte vlekken

Bij de toepassing van vernagelingstechnieken in een dijk op slappe ondergrond kunnen diverse generieke en vernagelingstechniek-specifieke zaken worden onderkend die nader onderzoek vergen en/of waar meer ervaring mee dient te worden opgedaan. Deze bijlage geeft een overzicht van de op dit moment (2018) onderkende witte vlekken. Naar verwachting zal dit overzicht op basis van aanvullend onderzoek en/of opgedane ervaring in de komende jaren verder worden aangescherpt.

Om tot een goed overzicht te komen zijn eerst de binnen de diverse pilotprojecten geïnventariseerde witte vlekken voor *Dijkvernageling* en *JLD-Dijkstabilisator* benoemd. Daarna is voor beide technieken in tabelvorm een generiek en een vernagelingstechniek-specifiek overzicht gegeven. Dit overzicht is aangevuld met de inzichten die zijn ontstaan tijdens het schrijven van deze publicatie. Hierbij is per witte vlek aangegeven op welke wijze er in deze publicatie mee is omgegaan en welke onzekerheden daarbij spelen. Ook worden handvatten gegeven voor de manier waarop hiermee bij een concreet project omgegaan zou kunnen worden. De witte vlekken zijn in arbitraire volgorde opgenomen.

Witte vlekken Dijkvernageling

Naar aanleiding van het pilotproject Vianen heeft Deltares in 2016 een rapportage uitgebracht genaamd 'Invulling witte vlekken acceptatie Dijkvernageling' [11]. In deze rapportage zijn diverse 'witte vlekken' benoemd en is aangegeven op welke wijze hiermee kan worden omgegaan. De in deze rapportage benoemde witte vlekken zijn volledigheidshalve hieronder herhaald. Een code geeft aan op welke plek in de overzichtstabellen elke witte vlek wordt behandeld.

- Het analyseren van de kruipnelheid op basis van de uitgevoerde controle-en bezwijkproeven. (G3)
- Het nader beschouwen van het aantal bezwijk- en controleproeven in relatie tot de lengte van het dijktraject en de heterogeniteit van de ondergrond. Op basis van deze beschouwing zal advies worden uitgebracht met betrekking tot een aanpassing in de procedure bij de toepassing van dijkvernageling in primaire waterkeringen. (G3)
- Het behandelen van de hoeveelheid controleproeven bij het ontbreken van bezwijkproeven. (G3)
- Het vaststellen van de schachtwrijvingsfactor op basis van de conusweerstand. (D4)
- Het behandelen van de toepasbaarheid van dijkvernageling in organische gronden (humeuze klei of veen). (G8)
- Het nader onderzoeken van de eventuele beïnvloeding van de hart-op-hartafstand tussen de nagels (eventuele groepswerking). Dit zal mogelijk leiden tot een reductie van de houdkracht. (G5)
- Het nader vaststellen van een eventuele beïnvloeding van de houdkracht tijdens MHW bij cohesieve materialen en bij zand. Dit zal mogelijk leiden tot een reductie van de houdkracht. (G4)
- Aandachtspunten veiligheidsfilosofie: modelfactor bij 3D-technieken. (G12)

- Aandachtspunten toetsing, beheer en onderhoud. (G13)

Witte vlekken JLD-Dijkstabilisator

Naar aanleiding van de pilot Watergraafsmeer is door Antea Group, ENW en Deltares een overzicht opgesteld van witte vlekken welke binnen het pilotproject nader worden onderzocht. Hieronder is dit overzicht opgenomen, waarbij zaken die heel specifiek gelden voor de situatie in Watergraafsmeer zijn weggelaten. Daarbij is met een code aangegeven op welke plek in de overzichtstabellen deze witte vlek is behandeld.

- Hoe bepaal je het leggerprofiel? (G16)
- Hoe omgaan met vergunningsverlening qua werken in de buurt van de vernageling? (G17)
- Wat gebeurt er met vernageling bij einde levensduur? (G11)
- Hoe omgaan met zettingstrog rondom kopplaat? (J2)
- Erosiebestendigheid rondom kopplaat? (G7)
- Hoe gaan we een vernagelingstechniek beoordelen? (G14)
- Hoe wordt de voorspanning in de JLD-Dijkstabilisator gemeten? (J1)
- Hoe ziet het monitoringsplan en -systeem van de JLD-Dijkstabilisatoren eruit? (G14, J1)
- Kan er kwel optreden langs de nagels? (J3)
- Kunnen er holle ruimtes ontstaan onder de nagels als gevolg van zetting? (G2)
- Interactie van systeem met venige grond? (G8)
- Hoe de stabiliteit/sterkte grond bepalen onder de kopplaat? (G6)
- Hoe omgaan met groepeffect bij dicht op elkaar geplaatste ankers? (G5)
- Effect doorgaande kruindaling en grondvervorming op ankers? (G1)
- Hoe neemt de voorspanning af in de tijd? (J1)
- Welke trillingen en grondverdringing worden verwacht tijdens inbrengen? (G9)
- Welke invloed heeft de mogelijke aanwezigheid van puin, funderingsrestanten, harde lagen, etc. op de uitvoerbaarheid? (G10)

Nr.	Witte vlek generiek	Toelichting	Hoe mee omgegaan in deze publicatie?	Verder handelingsperspectief
G1	Langetermijngedrag van een door zakkende grond (lateraal) belaste nagel	De vraag hoe de belastingen t.g.v. zakkende grond op ankerstangen c.q. ankerkabels zich precies ontwikkelen over een langere periode is een actueel onderwerp van onderzoek (2018). De vraag speelt ook bij vernagelingstechnieken. Aandachtspunt hierbij is dat bij vernagelingstechnieken bewust de wrijvingsinteractie met de grond wordt gemaximaliseerd, omdat dit bijdraagt aan de beoogde werking. Het betekent echter ook een verhoogde belasting op de nagels door de zakkende grond op langere termijn.	Conservatief ontwerp maken: <ul style="list-style-type: none"> Uitvoeren van grond-constructie interactieberekeningen met een bovengrens van de zettingen over levensduur. Meenemen van bovengrens van verwachte wrijvingsinteractie. In geval van <i>JLD-Dijkstabilisator</i> monitoren van voorspanning (geeft indicatie over gedrag). 	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.
G2	Mogelijkerwijs ontstaan van holle ruimtes rondom nagels t.g.v. langetermijnzettingen	Het is de vraag of op langere termijn holle ruimtes ontstaan onder de nagels als gevolg van de zakkende grond. Het is onduidelijk of dit mogelijk schadelijk en/of nadelig kan zijn voor de constructie en/of het dijkklichaam. In het geval dit optreedt, kan bijvoorbeeld worden berekend dat de porositeit van de dijk toeneemt, hetgeen mogelijk leidt tot verhoogde grondwaterstanden in de dijk onder MHW-condities. Ook kan het hierdoor zo zijn dat voor de maatgevende situatie niet langs de volledige omtrek van de nagel silbkracht kan worden gemobiliseerd; immers aan de zijde van holle ruimtes is geen interactiekracht met de grond.	Hiermee wordt in het ontwerp vooralsnog geen rekening gehouden. Aangezien een nagel aan het talud niet op een vast punt is opgelegd, wordt vooralsnog niet verwacht dat dit optreedt.	Aanbrengen van dummynagels binnen project om in toekomst trekproeven te kunnen uitvoeren zodat de gevonden wrijving vergeleken kan worden met de wrijving uit de bezwijkproeven uit het DO. Een significant lagere wrijving kan een indicatie zijn van holle ruimtes rondom de nagel.
G3	Het aantal belastingproeven en de wijze van uitvoeren van een belastingproef op een nagel	Het is gangbaar om bij uitvoering van nagels belastingproeven (i.e. controle, geschiktheids en/of bezwijkproeven) uit te voeren om meer zekerheid te verkrijgen over het sterkte- en stijfheidsgedrag. Het is echter niet eenduidig hoeveel procent van de nagels beproefd dient te worden en met welke specificaties de proef dient te worden uitgevoerd.	In deze publicatie is een concreet voorstel gedaan in paragraaf 7.4. Hierbij is gebruik gemaakt van bestaande normen en richtlijnen, de adviezen uit het witte vlekken-rapport en eerste ervaringen.	Op basis van toekomstige ervaringen dient te worden afgewogen of aanpassingen benodigd zijn.
G4	Invloed maatgevende hydraulische belastingen op houdkracht	Er dient rekening te worden gehouden met een zekere invloed van de maatgevende hydraulische belastingen op de houdkracht van (onderdelen van) de vernagelling.	De consusweerstand, op basis waarvan de houdkracht wordt berekend, dient gecorrigeerd te worden voor de extreme omstandigheden.	N.v.t.
G5	Groepswerking	Indien de nagels dicht bij elkaar worden geplaatst, kunnen (onderdelen van) de nagels elkaar nadelig gaan beïnvloeden. Hierdoor is de draagkracht van twee dichtbij elkaar geplaatste nagels niet gelijk aan tweemaal de draagkracht van een alleenstaande nagel. Het is niet eenduidig hoe deze onderlinge beïnvloeding te berekenen.	In deze publicatie is gebruik gemaakt van de adviezen uit Deltares en daarnaast van bestaande richtlijnen uit de CUR 166. Alleen voor de groepswerking van de axiale schachtweerstand is nog geen methode voorhanden. De nu gehanteerde methode voor het vaststellen van de axiale schachtweerstand is gebaseerd op een methode voor trekkpalen volgens NEN 9997-1. Deze methode voorziet in een reductie voor groepswerking, maar is enkel gestoeld op zandige lagen. De groepswerking in	Verdere aanscherpingen zijn mogelijk door met veldproeven aan te tonen dat minder conservatieve waarden kunnen worden aangehouden. Het verwerken van de groepswerking van axiale schachtweerstand in het ontwerp dient getoetst te worden door een door de

G6	Geotechnische draagkracht facing/kopplaat i.r.t. onverzadigde zone.	De geotechnische draagkracht van de facing/kopplaat is een belangrijk onderdeel van de werking van beide vernagelingsstechnieken. De facing/kopplaat zal (meestal) in de onverzadigde zone worden geplaatst. De geotechnische sterkte van deze onverzadigde zone is niet goed te bepalen en kan wezenlijk anders zijn dan de onderliggende verzadigde zone. Daarbij kan deze zone onder maatgevende condities verzadigd raken, waardoor de sterkte ook weer kan wijzigen. Complicerende factor is het feit dat de facing/kopplaat (meestal) in een talud wordt geplaatst. De invloed van een hellend maaiveld geeft een verlagend effect op de geotechnische draagkracht. Er zijn echter geen analytische methoden bekend waarmee de draagkracht onder een helling berekend kan worden. Het is daardoor niet eenduidig hoe deze invloed mee te nemen.	cohesieve lagen bij deze methode is een witte vlek. Benoemd is in deze publicatie dat: <ul style="list-style-type: none"> er gericht en voldoende fijnmazig grondonderzoek dient plaats te vinden rondom de facing/kopplaat om de grondopbouw zo goed mogelijk te kennen; er een conservatieve schematisatie dient te worden gemaakt van de geotechnische sterkte. Hoe dit exact te doen is afhankelijk van de situatie; zonder verdere informatie, ermee rekening gehouden dient te worden dat onder maatgevende condities de ondergrond geheel verzadigd kan zijn; het nadelig effect van plaatsing in een talud met PLAXIS kan worden ingeschat; in het ontwerp een methode opgesteld dient te worden waarmee de berekende geotechnische draagkracht van de grond onder de facing/kopplaat kan worden aangetoond met behulp van controle- en bezwijkproeven. 	opdrachtgever aan te wijzen deskundige derde partij. De in het ontwerp opgestelde methode voor controle- en bezwijkproeven dient getoetst te worden door een door de opdrachtgever aan te wijzen derde partij. Afwegen om een grondverbetering toe te passen onder de facing/kopplaat. Bij een eventuele grondverbetering dient rekening te worden gehouden met verlies aan draagkracht of erosie door golfoverslag. De grondverbetering dient in combinatie met het overslagcriterium voor het ontwerp bekeken te worden.
G7	Erosiebestendigheid rondom facing/kopplaat	Door toepassing van een 'hard onderdeel' in de taludbekleding kan bij overslag gedurende maatgevende condities mogelijk erosie optreden rondom dit harde onderdeel.	Facing/kopplaat op een zekere minimale diepte onder maaiveld plaatsens zodat erosie geen rol speelt.	Indien de minimale diepte niet kan worden toegepast, dan door middel van onderzoek aantonen dat erosie bij een gegeven overslagdebiet mogelijk acceptabel is. Bij een overslagdebiet kleiner dan 0,1 l/s/m zijn speelt erosie door overslag niet. De erosiebestendigheid dient meegenomen te worden bij het vaststellen van de dijkhoogte c.q. het overslagdebiet.

G8	Toepasbaarheid in overwegend organische gronden	Er zijn nog geen ervaringen met de toepassing van de nagels in grotendeels organische gronden. Mogelijk is de werking van de vernageling in deze gronden anders en/of verminderd.	Er kan voorsnog geen houkracht ontleend worden aan organische grondlagen voor de grond-construc-tie-interactie (wandwrijving) tenzij er lokale trek (bezwijk)proeven worden uitgevoerd om de wandwrijving vast te stellen en een relatie met grondonderzoek te leggen.	Door middel van onderzoek (bezwijkproeven in proefvelden en berekeningen met de EEM) de gewenste werking aantonen. Als onderdeel van de pilot Watergraafsmeer zijn bezwijkproeven uitgevoerd op de axiale schachtwrijving van het LDE (LID-Dijkstabilisator) in venige grond. Indien op termijn voldoende ervaring is opgedaan op basis van trek(bezwijk)proeven kunnen naar alle waarschijnlijkheid ontwerprelaties worden afgeleid.
G9	Trillingen en grondverdringing tijdens inbrengen	Alhoewel reeds enige ervaring is opgedaan bij de diverse pilotprojecten is nog geen brede ervaring voorhanden met trillingen en de mate van grondverdringing bij inbrengen in diverse grondslagen.	<ul style="list-style-type: none"> • In deze publicatie zijn de opgedane ervaringen bij de pilotprojecten benoemd. • Rekening houden met monitoring tijdens uitvoering. • Vastleggen ervaringen 	Proefname/testen in onbekende grondslag voorafgaand project.
G10	Invloed obstakels, puin, etc. op inbrengbaarheid	Bij obstakels in de ondergrond kunnen nagels mogelijk niet altijd op de gewenste locatie worden aangebracht en/of kan tijdens plaatsing schade optreden aan de nagels.	<ul style="list-style-type: none"> • In deze publicaties is benoemd: • goede inventarisatie van mogelijke obstakels in ondergrond bij start project; • rekening houden met afwijkende plaatsingslocaties tijdens ontwerp; • goede monitoring tijdens aanbrengen om mogelijke schade aan nagel direct vast te stellen; • bij afwijkingen tijdens de uitvoering die groter zijn dan waarmee rekening is gehouden in het ontwerp, dient het ontwerp lokaal herzien te worden. 	Opgedane ervaring uit de pilotprojecten analyseren en op basis van de resultaten de ontwerpmethodologie aanpassen, indien nodig.

G11	Verwijderbaarheid	Het is onduidelijk in welke mate, bij einde levensduur van de vernageling, onderdelen van de vernageling kunnen verwijderd en wat daarvan de impact is op de dijk.	In deze publicatie is benoemd dat er van moet worden uitgegaan dat bij einde levensduur de nagels in hun geheel achter blijven in het dijklichaam.	Indien het gewenst is dat (onderdelen van) de vernageling bij einde levensduur kunnen worden verwijderd, dient met proeven te worden aangetoond of dit mogelijk is, en zo ja, wat de impact is op de dijk. Bij het ontwerp ook het adaptieve vermogen van de constructie beschouwen en meenemen in ontwerp- of beheerplan. N.v.t.
G12	Modelfactor bij 3D-technieken	In Deltares [11] wordt geadviseerd om bij het ontwerpen van dijkvernageling voortlopig de modelfactor van $\gamma_{d,j} = 1,1$ te handhaven bij het ontwerpen van dijkvernageling als dijkversterkingsmaatregel.	Voor dijkvernagelingstechnieken is voorgeschreven dat voor de maatgevende doorsneden een driedimensionale EEM-berekening uitgevoerd moet worden. Blijkt de 2D maatgevend, dan kan het ontwerp verder worden voltooid met 2D-EEM-berekeningen. Blijkt 3D maatgevend, dan dient verder ontworpen te worden met 3D-EEM-berekeningen of met 2D-EEM-berekeningen in combinatie met een 3D-factor op de snedekrachten van 1,1 (in lijn met het PPE).	N.v.t.
G13	Beoordelen, beheer en onderhoud	In Deltares [11] wordt geadviseerd om, als onderdeel van het beheer en onderhoud, het bovenste deel van een aantal nagels c.q. stabilisatoren vrij te graven om de verbindingen van de nagels naar de facing (kopplaat) te controleren. Daarbij kan worden gecontroleerd op eventuele achteruitgang in de materiaalsterkte van de verschillende onderdelen. Deze waarnemingen kunnen ook worden meegenomen in beoordeling.	In deze publicatie is deze aanbeveling overgenomen. De onderdelen beoordelen, beheer en onderhoud zijn opgenomen in hoofdstukken 8 en 9.	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.
G15	Bepalen groepseffect axiale schachtweerstand	Er is geen bekende methode om het groepseffect van de axiale schachtweerstand in cohesieve gronden goed in te schatten. NEN 9997-1 art. 7.6.3.3 (c) geeft een analytische methode om de invloed van groepseffect mee te nemen voor funderingspalen. Deze methode gaat er echter vanuit dat de krachtsafdracht voornamelijk via de niet-cohesieve lagen plaatsvindt.	In cohesieve gronden zal bezwijken op axiale schachtweerstand altijd vlak naast de nagel (zeg binnen 1 maal de diameter) optreden. Praktisch gezien zullen nagels altijd hart-op-hartafstand van minimaal 1 m hebben. Met een diameter van de nagels variërend van 15-25 cm is het optreden van groepswerking daarmee onwaarschijnlijk.	Nader onderzoek om axiale groepswerking af te leiden.

G16	Hoe bepaal je het leggerprofiel?	Hoe bepaal je het leggerprofiel?	<p>Er is niet één generieke, eenduidige methode voor het leggerprofiel beschikbaar. Het zal ook afhangen van de methode die een beheerder normaalgesproken hanteert voor een groene dijk. En wat hij toestaat in de beschermingszone (wel of geen ontgraving? Hoe diep ontgraven? Etc.).</p> <p>Afhankelijk daarvan kunnen we de grens van de kernzone rekenkundig wel bepalen met de rekenmodellen voor <i>Dijkvernageling</i> en <i>Dijkstabilisator</i>.</p>	Geen.
G17	Vergunningverlening	Hoe omgaan met vergunningsverlening qua werken in de buurt van de vernageling?	<p>In de PPV zijn aandachtspunten voor de vergunningverlening benoemd. Het zal per beheerder verschillen in hoeverre de bestaande Keur- & beleidsbepalingen de aandachtspunten rondom werken nabij vernagelingsconstructies reeds afdekken.</p> <p>Voor nu tijdens ontwerp van een vernagelingsconstructie dit agenderen bij de beheerder.</p>	<p>Ervaringen verzamelen bij beheerder waarvoor vernagelingsconstructies worden ontworpen. Deze verwerken in de volgende versie van de PPV.</p>

Nr.	Witte vlek Dijkvernageling	Toelichting	Hoe mee omgegaan in deze publicatie?	Verder handelingsperspectief
D1	Piping en/of kwel langs nagel	<ul style="list-style-type: none"> Piping (het meevoeren van gronddeeltjes) wordt niet relevant geacht indien de nagels geheel in cohesieve grond worden toegepast. Bij doorsnijden van niet-cohesieve grond kan piping niet direct worden uitgesloten. Kwel (grondwaterstroming) kan niet direct worden uitgesloten. Ontstaan van piping en/of kwel is ook afhankelijk van mogelijk ontstaan van holle ruimtes rondom anker, zie ook witte vlek G2. 	In de PPV is een methode opgenomen om een pipingtoets voor vernagelingstechnieken uit te voeren. Deze toepassen in het ontwerp.	Met gerichte monitoring in hoogwater-situaties kan worden beoordeeld of piping en/of kwel langs de nagel optreedt. In de PPV staan maatregelen om eventuele problemen op te lossen.
D2	Degradatie/corrosie constructieve onderdelen	<p>Bij toepassing van stalen onderdelen dient met corrosie rekening te worden gehouden. Hoeveel? Invloed corrosie op groutlichaam?</p> <p>Bij toepassing van andere materialen dienen de voor deze materialen relevante degradatiemechanismen te worden beschouwd. Ervaring met deze materialen?</p>	<p>Conservatieve inschatting impact op sterkte.</p> <p>Bij het ontwerp van de nagelkern dient rekening te worden gehouden met corrosie over de levensduur. Hierbij dient aangenomen te worden dat het grout om de nagelkern gescheurd is.</p> <p>Bij de toepassing van nieuw ontwikkelde materialen zal op deze materialen een degradatietest moeten worden uitgevoerd.</p>	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.
D3	Uitbreidbaarheid/invloed aanbrengen nieuwe nagels op bestaande nagels	<p>Het is mogelijk dat in de toekomst (bijv. door toegenomen hydraulische belastingen) extra nagels moeten worden bijgeplaatst in het dijklichaam om te voldoen aan de gestelde eisen. Tijdens het bijplaatsen kunnen de bestaande nagels mogelijk nadelig worden beïnvloed door bijv. grondontspanning. Tevens dient rekening te worden gehouden met het feit dat bestaande nagels al een zekere normaalkracht hebben door zettingen in de tijd, en dat de nieuwe nagels vrijwel spanningsloos worden geïnstalleerd. De mobilisatie van de schuifweerstand van de bestaande en nieuwe nagels zal dus verschillend zijn.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Benoemen dat ankers initieel zo worden geplaatst dat bijplaatsen mogelijk is. Waar mogelijk rekening houden met negatieve aspecten. Bij het ontwerp van de nieuwe nagels dient rekening gehouden te worden met het eventuele verschil in mobilisatie van de schuifweerstand. Hierbij kunnen beproevingen op de dummynagels inzicht bieden. 	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst/bij ontwerp extra nagels.
D4	Vaststellen van de schachtweerstand a.d.h.v. sonderingen	<p>Belangrijk aspect bij het ontwerp is welke schachtweerstand kan worden aangehouden tussen groutlichaam en grond. Idealerweise wordt deze bepaald aan de hand van sonderingen in combinatie met een schachtwrijfingsfactor α. Hiervoor bestaan echter nog geen eenduidige relaties.</p>	In H7 zijn bezwijkproeven t.b.v. het vaststellen van de schachtwrijfingsfactor verplicht.	Voorlopig dient voor elke dijkversterking een validatie uitgevoerd te worden van de correlatie a.d.h.v. bezwijkproeven

Nr.	Witte vlek JLD-Dijkstabilisator	Toelichting	Hoe mee omgegaan in deze publicatie?	Verder handelingsperspectief
J1	Afname voorspanning JLD-Dijkstabilisator in de tijd	Door het aanbrengen van een actieve voorspanning op een slappe ondergrond zal deze gaan vervormen, waardoor de voorspanning afneemt. Het is op dit moment niet duidelijk hoe hard deze afname zal gaan en dus hoeveel onderhoud het vergt om de voorspanning op het gewenste niveau te houden.	<ul style="list-style-type: none"> Analyse o.b.v. verwachtingswaarden, waarbij tevens gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd dienen te worden met conservatieve uitgangspunten om de uitersten vast te stellen. Rekening houden met onderhoud. Ervaringen pilotproject Watergraafsmeer vastleggen. Monitoren van voorspanning JLD-Dijkstabilisatoren. Uitvoeren van proeven met terugloop van de voorspanning bij proefveld in Purmerend. Als onderdeel van de pilot is ook in Purmerend een proefveld voor de monitoring van de voorspanning ingericht. 	Opgedane ervaring uit het pilotproject en proeven bij proefveld analyseren en resultaten verwerken in de ontwerpmethode.
J2	Grootte 'zettingstrog' in dijklichaam	Door het aanbrengen van een actieve voorspanning op een slappe ondergrond zal deze gaan vervormen. Hierdoor ontstaat rondom de kopplaten een 'zettingstrog'. Het is op dit moment geheel duidelijk hoe groot de zettingstrog zal zijn, wat de invloed is op het dijklichaam en hoeveel onderhoud dit zal vergen.	<ul style="list-style-type: none"> Analyse o.b.v. verwachtingswaarden, waarbij tevens gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd dienen te worden met conservatieve uitgangspunten om de uitersten vast te stellen. Rekening houden met onderhoud, Ervaringen pilotproject Watergraafsmeer vastleggen, 	Opgedane ervaring uit het pilotproject analyseren en resultaten verwerken in de ontwerpmethode.

J3	Piping en/of kwel langs nagel	<ul style="list-style-type: none"> Het risico op piping (het meevoeren van gronddeeltjes) kan niet direct worden uitgesloten aangezien de ankervoet per definitie in een vaste zandlaag wordt geplaatst. Kwel (grondwaterstroming) kan niet direct worden uitgesloten. Ontstaan van piping en/of kwel ook afhankelijk van mogelijk ontstaan holle ruimtes rondom anker, zie ook witte vlek G2. 	<p>Om het risico op piping uit te sluiten, dient een toetsing op piping uitgevoerd te worden volgens het WBI. Voor het optreden van kwel dient voorlopig bij ieder project monitoring uitgevoerd te worden. In combinatie met de monitoring dient een beheersmaatregel te worden opgesteld om bij (beginnende) piping/kwel direct te kunnen ingrijpen.</p>	Proefname. Monitoring.
J4	Degradatie/Corrosie constructieve onderdelen	<p>Bij toepassing van kunststoffen en andere materialen dienen de voor deze materialen relevant degradatiemechanismen te worden beschouwd. Ervaring met deze materialen? Bij toepassing van stalen onderdelen dient met corrosie rekening te worden gehouden. Hoeveel? Invloed corrosie op groutlichaam?</p>	<p>In het ontwerp wordt rekening gehouden met sterktereductie van de kunststoffen door degradatie over de levensduur conform de daarvoor vigerende normen/leidraden (CUR/BUV). Bij de toepassing van nieuw ontwikkelde materialen zal op deze materialen een degradatietest moeten worden uitgevoerd. Bij het ontwerp van de stalen dient rekening te worden gehouden met corrosie over de levensduur.</p>	Aanbrengen van dummy- <i>JLD-Dijkstabilisatoren</i> binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.
J5	Uitbreidbaarheid/invloed aanbrengen nieuwe nagels op bestaande nagels	<p>Het is mogelijk dat in de toekomst (bijv. door toegenomen hydraulische belastingen) extra stabilisatoren moeten worden bijgeplaatst om te voldoen aan de gestelde eisen. Tijdens het bijplaatsen kunnen de bestaande stabilisatoren mogelijk nadelig worden beïnvloed door bijv. grondontspanning.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Benomen dat stabilisatoren initieel zo worden geplaatst dat bijplaatsen mogelijk is. Waar mogelijk rekening houden met negatieve aspecten. Opnieuw afspannen stabilisatoren, waardoor de spanningssituatie tussen oude en nieuwe stabilisatoren gelijkgetrokken wordt. 	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.
J6	Houdkracht klapanker in diepe zand	<p>Er zijn geen exacte berekeningsmethoden voor de houdkracht van een (schuin geplaatst) klapanker in een diepere zandlaag.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Conservatieve berekeningswijze. Validatie minimale houdkracht met behulp van proefbelasting. 	Aanbrengen van dummynagels binnen project op welke nader onderzoek kan plaatsvinden in toekomst.

Bijlage B Op te lossen onderzoeksvragen JLD-Dijkstabilisator in eerste toepassingsproject

Onderzoeksvragen op te lossen in eerste toepassingsproject JLD-Dijkstabilisator in de Watergraafsmeer

nr	Onderzoeksvraag
1	De ontwerpbaarheid van de dijkstabilisator gegeven de afgeleide ontwerpwijze en de daarmee te realiseren veiligheid (stabiliteit).
2	Overstappen van referentieperiode van 10 jaar naar jaarkans in veiligheidsfilosofie.
3	Bezwijkken talud boven de kopplaat meenemen in faalkansverdeling.
4	Interactie kracht (schuifkracht langs het LDE element) in venige grond.
5	Stabiliteit/sterkte grond onder de kopplaat meenemen in ontwerp.
6	Groepseffect wanneer ankers vanuit ontwerpbehoefte dichter op elkaar moeten worden geplaatst.
7	Pipingrisico langs het anker (door het inbrengen van het anker met de voorloper) in andere dan zuiver kleiige gronden.
8	Effect doorgaande kruindaling en grondvervorming op ankers.
9	Effect bestaande beplanting op JLD ankers.
10	Inpasbaarheid in verband met aanwezigheid palen keermuur.
11	Aanwezige wateroverspanning in relatie tot pipingrisico en uitvoerbaarheid.
12	Opstellen beoordelingsmethode incl. te monitoren parameters gedurende levensduur.
13	Mate waarin de voorspanning over langere tijd aanwezig blijft bij een samendrukbare dijk.
14	Inbrengwijze in een stedelijk gebied (ruimtebeslag stelling, bomen etc.).
15	Trillingen tijdens het inbrengen.
16	Grondverdringing tijdens het inbrengen (deformaties dijk en panden).
17	Inzicht in kosten over de levensduur (TCO).
18	Welke consequenties op engineering en uitvoerbaarheid heeft de relatief diepe ligging van de pleistocene zandondergrond waarin de verankering moet worden geplaatst?
19	Wat zijn de beheerconsequenties?
20	Welke invloed op de uitvoerbaarheid heeft de aanwezigheid van puin en restanten van funderingen in en kort achter de dijk en de soms zeer vaste dichte klei in de kern van de dijk?

Bijlage C ENW-advies



College van dijkgraaf en heemraden van
Waterschap Rivierenland
Postbus 599
4000 AN TIEL

Onderwerp: Vernagelingstechnieken in waterkeringen
Datum: 26 juli 2019
Bijlagen: 1
Afschrift aan: DGWB, Heij
WSRL, Jongmans, Schepers

Ons kenmerk: 19-05
Uw kenmerk: 2019030750/2019030935
Contactpersoon: ir. M. Hazelhoff
Functie: Coördinator ENW
E-mail: marieke.hazelhoff@rws.nl
Telefoon: 06-46935746

Geacht College,

Vanuit de POV Macrostabiliteit, vallend onder het Hoogwaterbeschermingsprogramma, is door een expertteam gewerkt aan het opstellen van een publicatie voor het beoordelen, ontwerpen, aanleggen, beheren en onderhouden van vernagelingstechnieken in waterkeringen. Vernagelingstechnieken zijn erop gericht om het ruimtebeslag te minimaliseren en zij zorgen voor een verbetering van de prestatie van de kering op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.

In uw brief met kenmerk 2019030750/2019030935 vraagt u het ENW advies uit te brengen over de POVM-publicatie Vernagelingstechnieken.

Het ENW is van mening dat het een goed rapport is qua inhoud en uitvoering. Het is een heel compleet verhaal, dat goed geschreven en onderbouwd is en voldoende passend gemaakt voor primaire keringen. Het gebruiksgemak en de duidelijkheid van het rapport zijn in orde, al is het voor niet-specialisten op punten niet zonder meer te volgen. De titel refereert aan vernagelingstechnieken in hun algemeenheid, terwijl de focus in het rapport ligt op twee specifieke technieken. Het ENW adviseert dat het rapport ruimte laat om later nieuwe (buitenlandse) technieken te kunnen toevoegen

De genoemde vernagelings technieken worden grondig behandeld wat betreft ontwerpen, uitvoeren, beoordelen en beheren. Het is goed ingebed in de algemene veiligheidsbenadering met concrete adviezen over de te gebruiken gereedschappen, de uitkomsten van meerdere pilots en proeven zijn meegenomen, er is een uitgebreid expertteam geraadpleegd en de overgebleven vragen worden in de bijlagen duidelijk nog benoemd. Wel ziet het ENW nog enkele punten die onvoldoende zijn uitgewerkt, deze punten worden toegelicht in de bijlage bij de beantwoording van de derde deelvraag in uw adviesaanvraag.

Op basis van het voorliggende rapport is vanuit het ENW voldoende vertrouwen in deze technieken voor een veilige, kleinschalige, toepassing in de praktijk. De technieken kunnen echter nog niet als 'bewezen techniek' bestempeld worden. Dit vanwege de beperkte ervaring ermee en de technische kanttekeningen die er nog zijn. Het ENW beveelt aan om de toepassingsvoorwaarden verder uit te werken en inhoudelijk een verdiepingsslag te maken ten aanzien van de te verkrijgen verhoogde veiligheid.

Expertise Netwerk Waterveiligheid

Het ENW vindt het belangrijk dat deze innovatieve technieken in de praktijk toegepast gaan worden, zodat er ervaring mee wordt opgedaan en kennis wordt aangescherpt. Het ENW kan beslist instemmen met de publicatie en ondersteunt het verder opdoen van ervaringen met de technieken en de publicatie zelf. Daarbij moet gewaarborgd worden dat ervaringen in toekomstige versies worden meegenomen.

In de bijlage vindt u een overzicht van het verloop van de adviesvraag en wordt nader ingegaan op de deelvragen.

Wij hopen u naar tevredenheid van advies te hebben voorzien.

Hoogachtend,



drs. J.H.M. de Ruig
Waarnemend voorzitter van het Expertise Netwerk Waterveiligheid



Bijlage Verloop adviesvraag en beantwoording deelvragen.

Verloop adviesvraag

In uw brief van 18 maart 2019, opgesteld door drs. H.C. Jongmans, vraagt u het ENW advies uit te brengen over de POVM-publicatie 'Vernagelingstechnieken'. U geeft daarbij aan dat de publicatie in samenhang moet worden gezien met de gelijktijdig vanuit de POVM opgestelde publicatie 'Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp' (PPE) waarin de rekenmethodiek wordt beschreven met concrete aanwijzingen voor toepassing. Zowel over de PPE als de PPL (POV-M Publicatie voor Langsconstructies) heeft u het ENW om advies gevraagd.

In uw adviesvraag stelt u de volgende deelvragen:

1. Is de voorliggende POVM-publicatie, in combinatie met POVM-publicatie Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp van waterkeringen (PPE), voldoende compleet en bruikbaar bij de beoordeling, ontwerp, aanleg, beheer en onderhoud van vernagelingstechnieken in waterkeringen?
2. Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI en de vigerende technische leidraden kan worden voorzien?
3. Op welke onderdelen en onderwerpen is aanvulling of verbetering wenselijk of noodzakelijk?
4. Zijn de door u eerder gestelde vragen over de JLD-Dijkstabilisator in voldoende mate uitgewerkt en zijn beide in de PPV beschreven vernagelingstechnieken daarmee voldoende doorontwikkeld om toegepast te worden als dijkversterkingstechniek?

Uw adviesvraag is behandeld in de vergadering van de ENW-werkgroep Techniek op 29 maart 2019. Bij de vergadering waren Dirk van Schie (POV-M / HHSK), Pieter Bart (Antea), Jasper Sluis (Witteveen en Bos) en Jan Willem Bardeel (Antea) aanwezig om een toelichting te geven op het rapport en de adviesvraag.

Beschikbaar gestelde informatie

Ten tijde van de vergadering waren de volgende stukken beschikbaar:

- 20181217_411708_POV-M Publicatie Vernagelingstechnieken (1)
- 190312-0413509_VR01_Ontwerpbaarheid_JLD-Dijkstabilisator_V01
- 190301-0413509_VR02_referentieperiode_V02_DEF
- 190301-0413509_VR03_talud kopplaat_V02_DEF
- 190301-0413509_VR04_wrijvingskracht LDE in venige grond_V03
- 190301-0413509_VR06_Groepseffect JLD-Dijkstabilisatoren_V02
- 190301-0413509_VR08_invloed vervormingen JLD-Dijkstabilisator_V02_DEF
- 190301-0413509_VR09_Beplanting_V02_DEF
- 190301-0413509_VR10_inpasbaarheid_V01_DEF
- 190301-0413509_VR12_Beoordelingsmethode en monitoring_V01
- 190301-0413509_VR13_Verloop_voorspanning JLD-Dijkstabilisatoren_V02
- 190301-0413509_VR14_18_Inbrengwijze stedelijk gebied en verloop pleistocene zandlaag_V02_DEF
- 190301-0413509_VR15_evaluatie trillingen Pilot Watergraafsmeer_V03_DEF
- 190301-0413509_VR16_grondverdringing_V02_DEF
- 190301-413509-Vragen_7_11_Pilot Watergraafsmeer_V03

Beantwoording van de deelvragen uit de adviesvraag

1. *Is de voorliggende POVM-publicatie, in combinatie met POVM-publicatie Toepassing van de eindige elementen methode binnen het ontwerp van waterkeringen (PPE), voldoende compleet en bruikbaar bij de beoordeling, ontwerp, aanleg, beheer en onderhoud van vernagelingstechnieken in waterkeringen?*

Over het algemeen is het ENW van mening dat de PPV voldoende compleet en bruikbaar is. Als geheel ligt er een mooi product. Het ENW maakt daarbij wel de volgende opmerkingen:

- Het rapport geeft niet aan binnen welke voorwaarden vernageling mag of kan worden toegepast, zoals:
 - omstandigheden waarbij de technieken naar verwachting niet voldoen, zoals de aanwezigheid van specifieke grondsoorten, geometrie van de dijk of een lage initiële stabiliteit van de kering.
 - welk deel van de weerstand door klapankers mag worden opgenomen.
 - eventuele maximaal toelaatbare vervormingen langs glijvlak per grondsoort.
 - een beperking aan het validatiebereik van de ankerbijdrage en de dichtheid ervan.
 - in hoeverre de formules die gegeven zijn voor het groepsgedrag geldig en gevalideerd zijn.
- Het rapport beschrijft een duidelijke methode. De werkelijke invulling van de stappen wordt echter niet in detail behandeld, dit is wel wenselijk om het rapport compleet en bruikbaar te maken. In de toepassing wordt voor bepaalde schematiseringsfactoren het gebruik van een spreadsheet van Deltares en het gebruik van Plaxis min of meer voorgeschreven. Dat is niet wenselijk in een richtlijn die bedoeld is voor een algemene toepassing.

2. *Is in voldoende mate aangegeven hoe in de aansluiting op OI en WBI en de vigerende technische leidraden kan worden voorzien?*

De aansluiting is voldoende aanwezig. Al is niet geheel duidelijk of met de voorgestelde set partiële factoren, en de daarmee verkregen veiligheid, wordt voldaan aan de totale veiligheidseisen. Dit punt stelt het ENW ook aan de orde in de beantwoording van de adviesvraag met betrekking tot de PPE.

Op een hoger abstractieniveau zou een indicatie van de effectiviteit van de nagels in termen van een verhoging van de stabiliteitsfactor een nuttige toevoeging aan het rapport zijn, voor een tijdige inschatting van de kansrijkheid van een variant met vernageling.

3. *Op welke onderdelen en onderwerpen is aanvulling of verbetering wenselijk of noodzakelijk?*

Wat aanvullingen of verbeteringen betreft geeft het ENW de volgende onderwerpen in overweging:

- Het ENW zou graag een toevoeging zien over hoe de 3^{de} dimensie in de berekeningen doorwerkt. Dat geldt specifiek in het geval van onvoldoende stabiliteit. Geadviseerd wordt de tekst rond toevoegen van sterkte aan de kering en het rekenen daaraan in de derde dimensie uit te breiden voor een beter begrip. Dit geldt ook voor 2D/3D-rekenen aan de kopplaten en de ankers.
- De ontwerp-levensduur is honderd jaar, maar in het rapport is de praktische uitwerking daarvan niet altijd eenduidig. De techniek bevat bijvoorbeeld kunststof onderdelen waarvan het halen van de beoogde levensduur niet evident is. Het zou goed zijn om enkele praktische aanwijzingen te geven voor het behalen van de beoogde levensduur van alle onderdelen van de techniek.
- Verder is onduidelijk wat het handelingsperspectief is op het moment dat de vernagelingstechniek aan het einde van zijn levensduur raakt. Moet de hele kering dan vervangen worden en wat is de uitbreidbaarheid van het systeem?
- Voor het benodigde grondonderzoek wordt verwezen naar SHM en de 'NEN 9997-1 § 3.2.3c' grondkerende constructies'. Bij een kering waarin vernageling wordt toegepast is de gevoeligheid



voor onvoorziene omstandigheden in de grondopbouw mogelijk groter. Hierover kan het rapport een aanbeveling doen.

- 4. Zijn de door u eerder gestelde vragen over de JLD-Dijkstabilisator in voldoende mate uitgewerkt en zijn beide in de PPV beschreven vernagelingstechnieken daarmee voldoende doorontwikkeld om toegepast te worden als dijkversterkingstechniek?*

Er is goede opvolging gegeven aan de voorgaande adviezen van het ENW in met name de separate documenten.

Colofon

Deze publicatie is opgesteld in opdracht van

POV Macrostabieliteit, onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma

Trekker van de POV Macrostabieliteit

Waterschap Rivierenland

Postbus 599

4000 AN Tiel

(0344) 64 90 90

Auteurs

Ir. P.J.N.J. (Pieter Jeroen) Bart (Antea Group, projectleider)

Ir. J.W.S. (Jan-Willem) Bardoel (Antea Group)

Ir. H. (Huub) de Bruijn (Deltares)

Ir. M. (Mark) Post (Deltares)

Ir. M. (Marcel) Visschedijk (Deltares)

Ir. M.G.J.M. (Marco) Peters (Sweco)

Ir. J.K. (Jan-Kees) Bossenbroek (Waterschap Hollandse Delta)

Ir. J.J.M. (Jasper) Sluis (Witteveen+Bos)

Redactie

Lijn43

Vormgeving

mariëtte jongen vormgeving

ISBN: 978-90-829248-1-7

© POV Macrostabieliteit, 2019

Aansprakelijkheid

De POV Macrostabieliteit 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 Macrostabieliteit 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 Macrostabiteit, onderdeel van het
Hoogwaterbeschermingsprogramma

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