


POVM Rekentechnieken

Basisrapport Eindige-elementenmethode
(onderdeel 6.2.6A)

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: M. Visschedijk

Datum: januari 2018

Versie: 1.0

**Titel**

POVM Rekentechnieken - Basisrapport EEM

Project

11201406-002

Kenmerk

11201406-002-GEO-0003

Pagina's

67

Trefwoorden

Eindige-elementenmethode, dijkversterking, HWBP, POV Macro stabiliteit

Samenvatting

Het voorliggende basisrapport presenteert het resultaat van activiteit 6.2.6a van de "Projectoverstijgende verkenning Macro stabiliteit". Deze activiteit was geplaatst binnen het cluster Rekentechnieken. Het rapport heeft tot doel om een uniforme basis te geven voor het ontwerpen van dijken met stabiliteitsverhogende constructieve elementen. Dat is in eerste instantie nodig voor het opstellen van rekenvoorbeelden en in tweede instantie voor het opstellen van de definitieve versies van "Technische Richtlijnen". Het gaat daarbij om langsconstructies en vernagelingstechnieken, waarbij het accent volgens plan heeft gelegen op langsconstructies.

Hoofdstuk 2 geeft eerst een overzicht van de verschillende veiligheidsbeschouwingen die tot op heden zijn gebruikt, gevolgd door een voorstel voor uniformering. Dat voorstel is op hoofdlijnen als volgt.

- De doelbetrouwbaarheid voor macro stabiliteit wordt alleen aan de Waterwet ontleend, zolang een beoordeling plaatsvindt van waterveiligheid. Deze doelbetrouwbaarheid blijft gedefinieerd op jaarbasis.
- Er wordt een faalkansdecompositie toegepast met gelijke verdeling over drie onafhankelijk veronderstelde faaloorzaken (geotechnische instabiliteit, constructief bezwijken, bezwijken van het eventuele ankersysteem).
- De stabiliteit, krachten en momenten worden gecontroleerd bij hoogwateromstandigheden en bij een van doelbetrouwbaarheid afhankelijke rekenwaarde voor de grondsterkte. Daarbij wordt gebruik gemaakt van dezelfde relatie tussen doelbetrouwbaarheid en partiële factor als geldt voor de "groene dijken", zonder constructies.
- Bij de controle op krachten en momenten wordt aanvullend gebruik gemaakt van partiele factoren volgens de Eurocode norm (belasting-effectfactoren en materiaalfactoren). Deze factoren zijn niet van de doelbetrouwbaarheid afhankelijk.
- De vervorming door hoogwaterbelasting wordt gecontroleerd bij karakteristieke waarde van de grondsterkte, gebruik makend van eisen die momenteel al gangbaar zijn.
- Het effect van niet-kritische instabiliteit wordt meegenomen door aanpassing van het geometrisch profiel, zoals momenteel ook al gangbaar.

Het totale voorstel is gebaseerd op pragmatische keuzes. Deze keuzes zijn gemaakt in afstemming met degenen die (mede)verantwoordelijk waren voor eerder gemaakte keuzes. De keuzes zijn echter (nog) niet onderbouwd met probabilistische analyses.

Titel
POVM Rekentechnieken - Basisrapport EEM

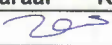



Project	Kenmerk	Pagina's
11201406-002	11201406-002-GEO-0003	67

Hoofdstuk 3 geeft aanwijzingen voor het met de eindige-elementen methode schematiseren en voor het vervolgens uitvoeren van de benodigde controles op stabiliteit, krachten/momenten en vervormingen. Een samenvattend stroomschema is te vinden in § 4.2.

Hoofdstuk 4 geeft ten slotte de resterende aanbevelingen voor de korte termijn (snelle update van het voorliggende basisrapport op grond van eerste ervaringen plus inbedding in de totale kaderstellende documentenset) en voor de langere termijn (invulling geven aan relevante kennislacunes, ter onderbouwing en ter aanscherping).

Referenties

- Rivierenland opdracht 2017033258/2017050348
- Deltares offerte 11201406-001-GEO-000

Versie	Datum	Rapporteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	jan 2018	ir. M.A.T. Visschedijk		dr. ir. C. Zwanenburg		ir. L. Voogt	
				dr. ir. T. Schweckendiek (H2)			

Status

Dit document is een conceptversie, die uitsluitend bedoeld is voor discussiedoeleinden. Aan de inhoud van dit rapport kunnen noch door de opdrachtgever, noch door derden rechten worden ontleend.

Inhoud

Begrippen, Symbolen en Afkortingen	iv
Begrippen	iv
Symbolen	viii
Afkortingen	ix
1 Inleiding	1
1.1 Kader POV	1
1.2 Doelstelling en afbakening	2
1.3 Aanpak, betrokkenen en documentstatus	3
1.4 Leeswijzer	4
2 Veiligheidsbenadering	5
2.1 Overzicht huidige kaders	5
2.2 Analyse huidige kaders	7
2.2.1 Inleiding	7
2.2.2 Wettelijke kaders: WBI en Eurocode	7
2.2.3 Leidraad kunstwerken	9
2.2.4 Ontwerpen van grondkerende damwanden volgens de CUR166	11
2.2.5 Ontwerpen van stabiliteitswanden volgens de OSPW	12
2.2.6 Ontwerpen van MIP en vernageling volgens de CUR219	15
2.3 Voorstel voor uniforme uitgangspunten	15
2.3.1 Eisen aan de waterkerende functie	15
2.3.2 Eisen aan het restprofiel	16
2.3.3 Eisen aan uitvoeringsstabiliteit	16
2.3.4 Eisen aan nevenfuncties en aan belendingen	16
2.3.5 Vervormingseisen	17
2.3.6 Faalkansdecompositie over onafhankelijke faaloorzaken	19
2.3.7 Afdekken van onzekerheden via partiële factoren en scenario's	21
3 EEM toepassing	24
3.1 Overzicht en analyse huidige kaders	24
3.2 Toepassingsmogelijkheden en –beperkingen van EEM	25
3.3 Voorstel voor uniforme aanpak	26
3.3.1 Constitutieve modellen	26
3.3.2 Protocol Parameterbepaling	31
3.3.3 Rekenstappen	38
3.3.4 Verdere aanwijzingen voor modellering en nauwkeurigheidscntrole	42
4 Samengevat voorstel en aanbevelingen	49
4.1 Samengevat voorstel voor eisen en partiële factoren	49
4.2 Samengevat voorstel voor de toe te passen rekenprocedure	50
4.3 Aanbevelingen	53
4.3.1 Inleiding	53
4.3.2 Snelle update van het basisrapport EEM	53
4.3.3 Meer samenhang en minder lacunes in de kaderstellende documenten	53
4.3.4 Kansen voor constructies	54

4.3.5	Grip op grondgedrag	55
4.3.6	Kijken in de dijken	56
4.3.7	Rekenen op reststerkte	56
Referenties		58

Appendices

A	Inventarisatie achtergronddocumenten	A-1
A.1	Inleiding	A-1
A.2	WBI - Regeling veiligheid primaire waterkeringen (2017)	A-1
A.3	WBI - Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit (2016)	A-2
A.4	OI2014v4 - Handreiking Ontwerpen met overstromingskansen (2017)	A-2
A.5	Grondslagen voor Hoogwaterbescherming (2016)	A-3
A.6	Eurocode 0 - Grondslagen van het constructief ontwerp (2011)	A-3
A.7	Leidraad Kunstwerken (2003)	A-4
A.8	CUR166 (2012)	A-6
A.9	CUR INSIDE (2007)	A-8
A.10	Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (2013, 2016)	A-9
	A.10.1 Scope en status	A-9
	A.10.2 Veiligheidsfilosofie en eisen	A-9
	A.10.3 Randvoorwaarden	A-12
	A.10.4 Restprofiel	A-12
	A.10.5 Rekenfases	A-12
	A.10.6 Constitutieve modellering	A-13
	A.10.7 Kanttekeningen	A-13
A.11	POVM – Quick Wins (2016)	A-15
A.12	POVM – TR Vernagelingstechnieken (2017)	A-15
A.13	POVM – TR Grondverbetering (2017)	A-16
A.14	POVM – TR Drainagetechnieken (2017)	A-17
B	Deformatie-eisen	B-1
B.1	Inleiding	B-1
B.2	Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen	B-2
	B.2.1 Niet-hoogwatergedreven deformaties gedurende de ontwerplevensduur	B-2
	B.2.2 Hoogwatergedreven deformaties	B-2
B.3	Voorgestelde verificatieprocedure voor stabiliteitsschermen	B-4
B.4	Voorstel verificatieprocedure voor groene dijken	B-6
B.5	Overige betrouwbaarheidseisen voor vervormingen	B-7
B.6	Opties voor omgang met hoogwatergedreven deformaties in ontwerpverificaties	B-8
C	Constitutieve modellen in PLAXIS	C-1
C.1	Inleiding	C-1
C.2	Hardening Soil en Soft Soil Creep	C-1
C.3	Modified Cam Clay en Creep SClay1	C-3
C.4	SHANSEP NGI-ADP	C-5
D	Modellering Dijkmateriaal	D-1
D.1	Inleiding	D-1

D.2	Probleemstelling modeleren sterkte van het dijksmateriaal	D-1
D.3	Lange en korte termijn oplossing	D-2
D.4	Vaststellen dijkopbouw	D-2
D.5	Voorgestelde schematisering sterkte van het dijklichaam	D-4
D.5.1	indeling in zones	D-4
D.5.2	Sterkte in zone 4	D-5
D.5.3	Sterkte in zone 3	D-6
D.5.4	Sterkte in zone 2	D-7
D.5.5	Sterkte in zone 1	D-7
D.6	Meetwaarden van sterkte van klei als dijkmateriaal, onderbouwing grenswaarde $\tau_{max} = 15$ kPa	D-8
D.7	Onderbouwing extrapolatie sterkte uit verzadigde zone, zone 4, naar onverzadigde zone, zone 3 en 2	D-8
D.8	Sterkte nieuw dijksmateriaal	D-11
D.9	Trekscheuren in het dijklichaam	D-11
D.10	Rekenvoorbeeld	D-12
D.11	Alternatieve wijze van schematisering.	D-16
D.12	Referenties	D-18
E	Partiële factoren langsconstructies	E-1
E.1	Inleiding	E-1
E.1.1	Algemeen	E-1
E.1.2	Te behandelen technieken	E-1
E.2	Toepasbaarheid van de CUR166 belastingeffect-factoren	E-2
E.2.1	Aanpak CUR166	E-2
E.2.2	Toepasbaarheid voor doorgaande (dam)wandconstructies	E-3
E.2.3	Toepasbaarheid voor andere configuraties	E-4
E.3	Belastingeffect-factoren, additionele veiligheidsfactoren en materiaalfactoren	E-12
E.3.1	Verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten	E-12
E.3.2	Onverankerde damwand	E-14
E.3.3	Combiwand	E-15
E.3.4	Kistdam	E-15
E.3.5	Diepwand	E-15
E.3.6	Barettewand	E-16
E.3.7	Verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen	E-17
E.3.8	Onverankerde palenwand	E-19
E.3.9	Korte damwand	E-20
E.3.10	Diepe wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen	E-21
E.3.11	Dijkdeuvels	E-21
E.4	Referenties	E-22

Begrippen, Symbolen en Afkortingen

Begrippen

Autonome bodemdaling	De zetting die in een gebied al optreedt door inklinking van slappe lagen, zonder het aanbrengen van extra mechanische belasting door bijvoorbeeld ophoging
Belasting	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)
Betrouwbaarheidseis	Zie "doelbetrouwbaarheid"
Betrouwbaarheidsindex (β)	Waarde die de mate van 'betrouwbaarheid' van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans
Betrouwbaarheidsklasse	Zie <i>Reliability Class</i>
Bezwijken	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
Bruikbaarheidsgrenstoestand	Voor een waterkering is dit de toestand waarbij de dijk nog net voldoet aan de eisen voor secundaire functies, bijvoorbeeld het dragen van een weg
Buitenwaterstand	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van waterstand op zee of de grote rivieren
Critical State	De schuifspanningstoestand waarbij de uiteindelijke sterkte is bereikt en waarbij doorgaande schuifrek plaatsvindt bij gelijkblijvend volume.
Consequence Class (CC)	De door de Eurocode gehanteerde omschrijving van ongewenste gebeurtenissen waaraan een maximaal toelaatbare faalkans wordt verbonden (via de <i>Reliability Class</i>)
Correlatie	de mate van samenhang tussen stochastische variabelen
Decimeringshoogte	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
Deterministische parameter	De waarde van een variabele of modelparameter wordt 'bekend' verondersteld, in tegenstelling tot een stochastische variabele
Dijktraject	Een deel van een primaire waterkering waarvoor in de (Water)wet een toelaatbare overstromingskans is geformuleerd
Dijkvak	Een deel van een dijktraject waarin voor het te toetsen

	faalmechanisme min of meer gelijke geometrie, dijkopbouw, ondergrond en hydraulische belastingen mogen worden verondersteld
Dilatantiehoek	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.
Doelbetrouwbaarheid	De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkanseis.
Eindige-elementenmethode	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
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 als macro-instabiliteit in een dijkdoorsnede
Faalkanseis per dijktraject	De maximaal toelaatbare faalkans voor een traject. Voor primaire keringen is deze faalkanseis vastlegt in een wettelijke norm
Faalkanseis per dijkdoorsnede en faalmechanisme	Doorvertaling van de faalkanseis per traject naar de maximaal toelaatbare kans op het optreden van een faalmechanisme als macro-instabiliteit 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 mechanisme en de maximaal toelaatbare faalkans voor een dijktraject. Deze verhouding volgt uit de faalkansbegroting
Faalmechanisme	De wijze waarop de waterkering zijn kerende functie verliest, bijvoorbeeld door macro-instabiliteit
Falen	Het overschrijden van een grenstoestand.
Freatische vlak	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul
Gevolgklasse	Zie <i>Consequence Class</i>
Glijvlakmodel	Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschuiven langs een schuifvlak wordt berekend
Grenstoestand	Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.
Groene dijk	Een dijk zonder toepassing van constructieve elementen

Gemiddelde hoog water (GHW)	De gemiddelde hoogte van hoogwater op een locatie over een periode van 19 jaar (in een getijdegebied)
Invloedscoëfficiënt (α)	Indicator voor de relatieve invloed van een stochastische variabele op de faalkans, d.w.z. in vergelijking met de invloed van andere stochastische variabelen
Karakteristieke waarde	Waarde van een stochastisch variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoorbeeld de sterkte met 5 % onderschrijdingskans
Lengte-effect	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 is 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.
Macro-instabiliteit	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
Macrostabiliteit	De weerstand tegen macro-instabiliteit
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	Maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject.
Overconsolidatiegraad	De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grensspanning $\sigma'_{v,y}$ gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_v
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
Probabilistische analyse	Analyse waarin de faalkans wordt bepaald op basis van een model met stochastische variabelen
Pre-Overburden Pressure	De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grensspanning $\sigma'_{v,y}$ minus de effectieve verticale spanning σ'_v
Referentiehoogte	de referentiehoogte ofwel peil waaraan hoogtemetingen

	worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland
Representatieve waarde	Zie karakteristieke waarde
Rekenwaarde	De rekenwaarde is de representatieve waarde gedeeld door (sterkte) - of vermenigvuldigd met (belasting) - een partiële veiligheidsfactor
Reliability Class (RC)	Legt de maximaal toelaatbare kans vast die volgens de Eurocode gedurende de levensduur is vereist ter voorkoming van de ongewenste gebeurtenissen zoals omschreven in de gekoppelde <i>Consequence Class</i>
Schadefactor (γ_n)	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
Schematiseringsfactor	Een partiële factor die op basis van een scenarioanalyse verdisconteert 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.
Belastingeffect-factor	Partiële factor op 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
Stabiliteitsfactor	De factor waarin de verhouding tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt voor het mechanisme macrostabiliteit
Stochastische variabele	Een onzekere grootheid die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie
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.
Wrijvingshoek	Beschrijft de verhouding tussen schuifsterkte en effectieve spanning
Verwachtingswaarde	Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele
Zetting	Verticale verplaatsing door inklinking van samendrukbare

lagen in de ondergrond, als gevolg van een bovenbelasting, de eigen massa en verdere oorzaken

Voorgaande definities zijn waar mogelijk in lijn met de definities zoals gehanteerd in de wettelijke regeling “Veiligheid primaire waterkeringen 2017” (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016a) .

Symbolen

C_c	Compressie-index volgens Bjerrum voor maagdelijke belasten
C_s	Zwellings-index volgens Bjerrum voor ontlasten en herbelasten
C_a	Kruipindex
E_{oed}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor oedometer stijfheid [kPa]
E_{ur}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor stijfheid bij ontlasten/herbelasten [kPa]
E_{50}	<i>Hardening Soil</i> parameter voor stijfheid bij maagdelijk belasten [kPa]
K_0^{NC}	De verhouding tussen een increment in horizontale en verticale spanning bij “normaal geconsolideerd” maagdelijk belasten
m	SHANSEP parameter voor de OCR afhankelijkheid van de ongedraineerde sterkte
m	<i>Hardening Soil</i> parameter voor de spanningsafhankelijke stijfheid
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 hoofdspanningen.
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 [Pa]
s_u	Ongedraineerde sterkte[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 , $V = \sigma/\mu$
α	Invloedsfactor die de invloed aangeeft van de onzekerheid in een bepaalde variabele op de faalkans
β	Betrouwbaarheidsindex
ε	Rek
ε_1	Grootste hoofdrek
κ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor ontlasten/herbelasten
λ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor maagdelijk belasten
μ^*	<i>Soft Soil Creep</i> parameter voor kruip
ϕ	Wrijvingshoek [$^\circ$].
ϕ_{cs}	Wrijvingshoek bij <i>Critical State</i> [d°]
ψ	Dilatantiehoek [$^\circ$]
γ	Schuifrek
$\gamma_{...}$	Partiële factor
γ_b	Schematiseringsfactor
γ_d	Modelfactor
γ_m	Materiaalfactor
γ_n	Schadefactor

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

$\mu(x)$	Gemiddelde waarde van parameter x
$\sigma(x)$	Standaardafwijking van parameter x
σ'	Effectieve spanning (totale spanning min poriewaterspanning) [Pa]
σ'_1	Grootste effectieve hoofdspanning [Pa]
σ'_3	Kleinste effectieve hoofdspanning [Pa]
$\Phi(u)$	Overschrijdingskans voor een normaal verdeelde variabele u

Afkortingen

BGT	Bruikbaarheidsgrenstoestand
CC	<i>Consequence Class</i>
CSSM	<i>Critical State Soil Mechanics</i>
EEM	Eindige-elementenmethode
ENW	Expertise Netwerk Waterveiligheid
KPR	Kennisplatform Risicobenadering
MC	Mohr-Coulomb
MCC	<i>Modified Cam Clay</i>
MIP	<i>Mixed-in-Place</i>
OCR	Overconsolidatie Ratio (grensspanning gedeeld door effectieve verticale spanning)
OI2014v4	Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4
OSPW	Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen
POP	<i>Pre Overburden Pressure</i> (grensspanning minus effectieve verticale spanning)
POVM	Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit
RC	<i>Reliability Class.</i>
RWS	Rijkswaterstaat
S.F.	Stabiliteitsfactor
SHANSEP	<i>Stress History and Normalized Soil Engineering Properties</i>
SSC	<i>Soft Soil Creep</i>
TAW	Technische Adviescommissie Waterkeringen
TR	Technische Rapport of Technische Richtlijn
TRGS	Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken
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)

1 Inleiding

1.1 Kader POV

De primaire waterkeringen in Nederland moeten voldoen aan de vereiste veiligheidsnorm. Daartoe voeren waterschappen, hoogheemraadschappen en het ministerie van Infrastructuur en Milieu in alliantievorm maatregelen uit, binnen het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Dat doen ze op basis van afspraken die zijn vastgelegd in het Bestuursakkoord Water van mei 2011. De huidige versterkingsronde van het HWBP wordt bepaald door de primaire waterkeringen die zijn afgekeurd in de laatste (verlengde) derde toetsronde. Deze keringen zijn eind 2013 vastgelegd in de Landelijke Rapportage Toetsing (LRT3+). Het HWBP heeft zich tot doel gesteld om de huidige ronde van versterkingsmaatregelen ruim 2 keer sneller en goedkoper uit te voeren dan de vorige ronde. De gereedschapskist van de dijkversterker moet daarvoor worden gevuld met nieuwe technieken, rekenmethodieken, procedures etc. Om de daarvoor benodigde innovaties te ondersteunen heeft het HWBP een aantal zogenaamde Project Overstijgende Verkenningen (POV's) gestart. Binnen de POV's worden kansrijke ideeën tot toepasbare technieken uitgewerkt. Een van deze POV's is de POV Macrostabiliteit (POVM).

Waterkeringbeheerders, bedrijfsleven en kennisinstellingen werken binnen de POVM samen aan het realiseren van versnellende, kostenbesparende en praktisch toepasbare kennis- en productinnovaties, zonder kwaliteitsverlies. Dit inclusief de bijbehorende technieken, rekenmethodieken en procesverbeteringen. De belangrijkste resultaten moeten uiterlijk 2018 in de toekomstige dijkversterkingsprojecten van het HWBP kunnen worden geïmplementeerd. De POVM is volgens het plan van aanpak (Waterschap Rivierenland, 2015) opgedeeld in de clusters: "Innovatie en techniek", "Rekentechnieken", "Monitoring" en "Proces".

Het Cluster *Innovatie en techniek* stelt onder andere zogenaamde "Technische Richtlijnen" (TR's) op voor vernagelingstechnieken, langsconstructies, drainagetechnieken en grondverbeteringen. Dergelijke technieken zijn nodig wanneer er plaatselijk geen ruimte is voor een oplossing in grond. Doel van deze TR's is om de acceptatie van de nieuwe techniek te vergroten en om deze eenvoudiger te kunnen toepassen, door middel van een eenduidige en navolgbare ontwerp- en beoordelingsmethode.

Parallel ontwikkelt het cluster *Rekentechnieken* uniforme kaders en gereedschappen voor het ontwerpen en beoordelen van waterkeringen waarin voorgenoemde technieken worden toegepast. Volgens in het plan van aanpak (Waterschap Rivierenland, 2015, p. § 4.2) ligt de aandacht daarbij op de volgende 4 onderwerpen:

- De overstap die in het *Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI)* is gemaakt naar een ongedraineerde sterktekaracterisering voor klei en veen, in combinatie met een definitie van de sterkte bij de *Critical State* (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b).
- Het omgaan met opbarstsituaties en het bepalen of daarbij optimalisaties mogelijk zijn.
- Het probabilistisch scherper beoordelen van de *actuele sterkte*, aan de hand van pilotprojecten voor de Hollandse IJsseldijken (project 'KIJK').
- Het berekenen van constructieve elementen en van vervormingen met de eindige-elementenmethode (EEM). Toepassing van EEM software opent de mogelijkheid om naast de uiterste grenstoestand voor stabiliteit ook aanvullende grenstoestanden te beoordelen op basis van vervormingen.

Praktische handvatten worden vooral gezocht in de vorm van rekenvoorbeelden.

1.2 Doelstelling en afbakening

Het onderhavige basisrapport behandelt het onderdeel “Berekenen van constructieve elementen en van vervormingen met de eindige elementenmethode EEM”. Het rapport heeft tot doel om bij toepassing van innovatieve technieken steeds uniforme uitgangspunten te hanteren voor de veiligheidsfilosofie, in combinatie met de benodigde EEM analyses. Deze uitgangspunten zijn allereerst bedoeld voor de rekenvoorbeelden die het POVM rekencluster moet produceren. Die rekenvoorbeelden hebben betrekking op verschillende typen langsconstructies, op twee typen vernageling en ten slotte op de technieken *Mixed-in-Place* en dijkdeuvels. De uitgangspunten zijn verder ook bedoeld voor opname in de definitieve versies van alle Technische Richtlijnen (zomer 2018). De uniforme veiligheidsfilosofie wordt te zijner tijd naar verwachting ook opgenomen in het nog te actualiseren technisch rapport Macrostabiliteit (Deltares, 2013e).

Het vooraf beoogde resultaat wordt omschreven in het volgende citaat uit het plan van aanpak (Deltares, 2017a).

- Een integrale veiligheidsbenadering voor het op basis van stabiliteitseisen én vervormingseisen ontwerpen van waterkeringen en daarin opgenomen constructieve elementen. Deze veiligheidsbenadering moet passen binnen de huidige normen en regelgeving en aansluiten op de huidige veiligheidsbenadering voor groene dijken. Het accent zal liggen op de veiligheidsbenadering voor langsconstructies. De invulling voor langsconstructies vindt nadrukkelijk plaats in samenwerking met het cluster “Innovaties in Uitvoeringstechnieken”¹, door gecombineerde inzet van mensen en middelen. Analooq worden de activiteiten rond de te stellen vervormingseisen ook gecombineerd met de daarop gerichte activiteiten ter optimalisatie van de vervormingseisen voor stabiliteitsschermen. Laatstgenoemde activiteiten lopen al binnen het cluster “Nauwkeuriger Rekentechnieken”.
- Aanwijzingen en randvoorwaarden voor het met EEM semi-probabilistisch ontwerpen van waterkeringen met constructieve elementen, binnen de kaders van de veiligheidsbenadering. De aanwijzingen en randvoorwaarden moeten leiden tot consistente uitgangspunten voor de voorbeelden en de TR’s. Waterkeringen met doorgaande langsconstructies (damwanden, mixed-in-place wanden, combiwanden etc.) krijgen primair de aandacht, omdat EEM toepassing daarvoor al redelijk gangbaar is. Het rekenen met ongedraineerde sterkte en het ontwerpen op basis van vervormingen is daarbij relatief nieuw. Voor zover praktisch mogelijk wordt daarnaast ook aandacht gegeven aan vernagelingstechnieken.
- Onderbouwing voor de gegeven veiligheidsbenadering, aanwijzingen en randvoorwaarden, evenals aanbevelingen voor verdere uitwerking, verificatie en kalibratie.

In aanvulling op dit citaat geldt de volgende verdere afbakening. Het voorliggende rapport beperkt zich tot stabiliteitsverhogende constructies. Het rapport heeft dus geen betrekking op “niet-waterkerende objecten”, kadeconstructies met een significante kerende hoogte en keermuren. Verder worden in het voorliggende rapport geen aanwijzingen opgenomen voor ontwerpdetailering en voor het kwantificeren en beheersen van uitvoeringonzekerheid.

¹ Binnen het POVM cluster “Innovaties in Uitvoeringstechnieken” is al opdracht gegeven voor een uitbreiding en update van het eind 2016 verschenen Deltares rapport “Ontwerprichtlijn in de grond ingebedde stabiliteit-verhogende langsconstructies in primaire waterkeringen”. Het in 2018 op te leveren resultaat heeft als werktitel: “Technisch Rapport Stabiliteitsverhogende Langsconstructies in primaire waterkeringen” (TR-Langsconstructies). Verder zijn binnen dit POVM cluster ook al ontwerpactiviteiten uitgevoerd voor de full-scale damwandproef, waarbij een eigen veiligheidsfilosofie is geformuleerd.

Laatstgenoemde aanwijzingen zijn van uitvoeringstechniek afhankelijk en zullen daarom naar verwachting worden behandeld in de specifieke TR's.

Ten slotte geldt als voorbehoud dat de in dit rapport gepresenteerde veiligheidsbenadering vooral is gebaseerd op pragmatische keuzes. Volledige onderbouwing vraagt om een meer fundamentele aanpak, inclusief kalibratie met hulp van probabilistische analyses.

1.3 Aanpak, betrokkenen en documentstatus

De gevolgde aanpak is in lijn met de aanpak die vooraf in het plan van aanpak is geschetst.

In juli 2017 is gestart met een inventarisatie van achtergronden, van al beschikbaar materiaal en van de uitgevoerde, lopende en nog te starten activiteiten binnen de POVM. Daarbij zijn diverse kaderstellende documenten beschouwd. Deze eerste fase is afgesloten met een voorstel voor een geannoteerde inhoudsopgave van het voorliggende document. Zie bijlage A voor het resultaat van de inventarisatie.

In de maanden september en oktober van 2017 zijn de voorlopige uitgangspunten in ruwe vorm vastgelegd. In de maand september lag het accent op de veiligheidsbeschouwing. In de maand oktober lag het accent op het EEM gebruik. Tijdens de stapsgewijze formulering is intensief geïnteracteed met een team van ontwerpers en van onderzoekers die werken aan praktijkprojecten en/of aan de parallele uitvoering van gerelateerde POVM opdrachten². De communicatie vond zowel plaats tijdens de wekelijkse samenwerkingsdagen als ook daarbuiten. Op deze wijze is een door het hele team gedragen eindbeeld tot stand gekomen en vastgelegd in losse werkdocumenten. In de eerste helft van november heeft op dezelfde wijze nog nadere invulling plaatsgevonden van diverse deelaspecten voor langsconstructies. Vanaf het tweede deel van november is de tekst opgesteld van het voorliggende eerste concept. Op een werkversie van 22 december 2017 is vanuit een POVM groep commentaar geleverd door 10 personen. Dit commentaar kwam schriftelijk beschikbaar op 14 januari 2018 en is in de voorliggende versie verwerkt.

Ervaringen die zullen volgen uit toepassing (consequentie-analyse en voorbeeldberekeningen) leiden naar verwachting tot de behoefte om dit eerste concept al op relatief korte termijn te willen aanpassen en aanscherpen. De benodigde ervaringen zijn volgens planning in voldoende mate beschikbaar rond maart 2018. Met hulp daarvan kan medio april 2018 een tweede versie van het voorliggende rapport worden opgesteld. Deze tweede versie vormt dan de uiteindelijke basis voor de definitieve versies van de Technische Richtlijnen voor Langsconstructie en Vernageling, waaraan intussen ook al wordt gewerkt. Volgens planning komen deze definitieve richtlijnen voor praktijkgebruik beschikbaar in de zomer van 2018.

² Opstellen TR-Langsconstructies, Ontwerp full-scale damwandproef, Optimalisatie vervormingseisen

Aan de gedachtenvorming en/of documentonderdelen is onder andere bijgedragen door de volgende personen (in alfabetische volgorde). Het auteurschap voor specifieke bijlagen of figuren is daarbij ook aangeduid.

- Pieter-Jeroen Bart (Antea)
- Ronald Brinkgreve (TUD, Plaxis BV)
- Bert Everts (ABT, Everts Geotechniek)
- Ruben Jongejan (Jongejan RMC) – Bijlage B
- Helle Larsen (Deltares) – Bijlage E
- Arny Lengkeek (Witteveen en Bos)
- Thomas Naves (Witteveen en Bos) – Figuur 4.1 en Figuur 4.2
- Ben Rijnveld (Fugro) – Bijlage B
- Joost van der Schier (RHDHV)
- Cor Zwanenburg (Deltares)- Bijlage D

Voor wat betreft het veiligheidsraamwerk (hoofdstuk 2) is daarnaast ook aan de gedachtenvorming bijgedragen door de volgende specialisten (allen Deltares):

- Ed Calle
- Wim Kanning
- Harry Schelfhout
- Timo Schweckendiek
- Frits van Tol

Aan allen is dank verschuldigd voor het delen van gedachten, ervaringen en commentaar, als ook voor de wijze waarop dat heeft plaatsgevonden. De schrijver van dit rapport heeft het als zeer waardevol ervaren om gebruik te mogen maken van de verschillende invalshoeken en ervaringen, die steeds hulpvaardig en open werden geboden.

1.4 Leeswijzer

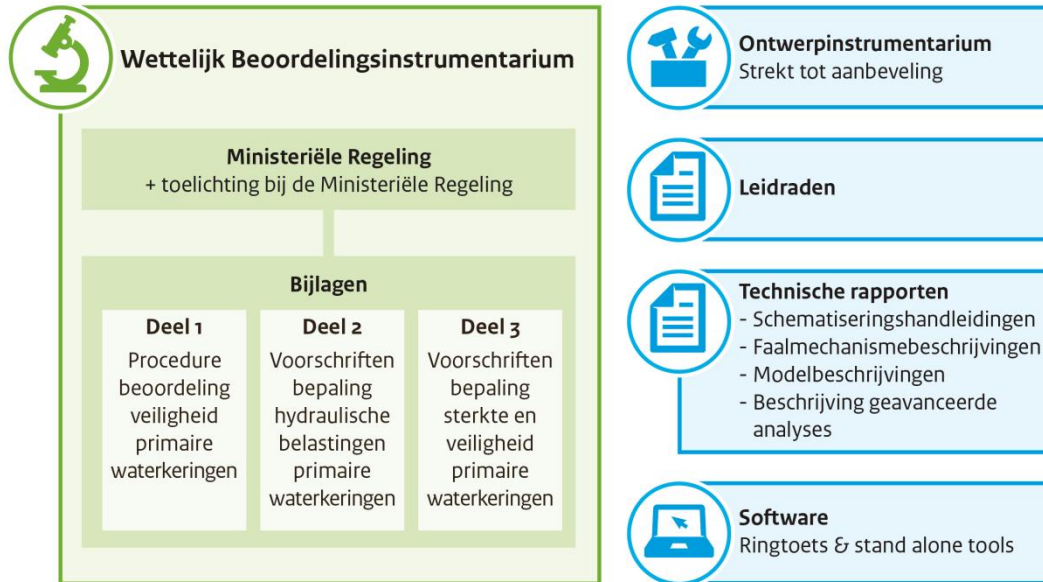
- Kennisname van de aanwijzingen in § 3.2, § 3.3, § 4.1 en § 4.2 is in principe voldoende voor het opzetten en uitvoeren van een EEM berekening van een stabiliteitsverhogende langconstructie, inclusief de daarbij toe te passen partiële factoren.
- § 2.3 geeft een overzicht van de achterliggende uniforme veiligheidsbenadering die in dit rapport wordt voorgesteld en die voor de aanwijzingen wordt gebruikt.
- Lezing van de complete hoofdtekst wordt aanbevolen voor wie naast bovengenoemde zaken ook wil weten welke verschillende ontwerpkeuzes tot op heden zijn toegepast (§ 2.1, § 2.2 en § 3.1), welke aanbevelingen resulteren voor het directe vervolg (§ 4.3.2 en § 4.3.3) en welke aanbevelingen resulteren voor het invullen van relevante kennislacunes (§ 4.3.3 tot en met § 4.3.7).

2 Veiligheidsbenadering

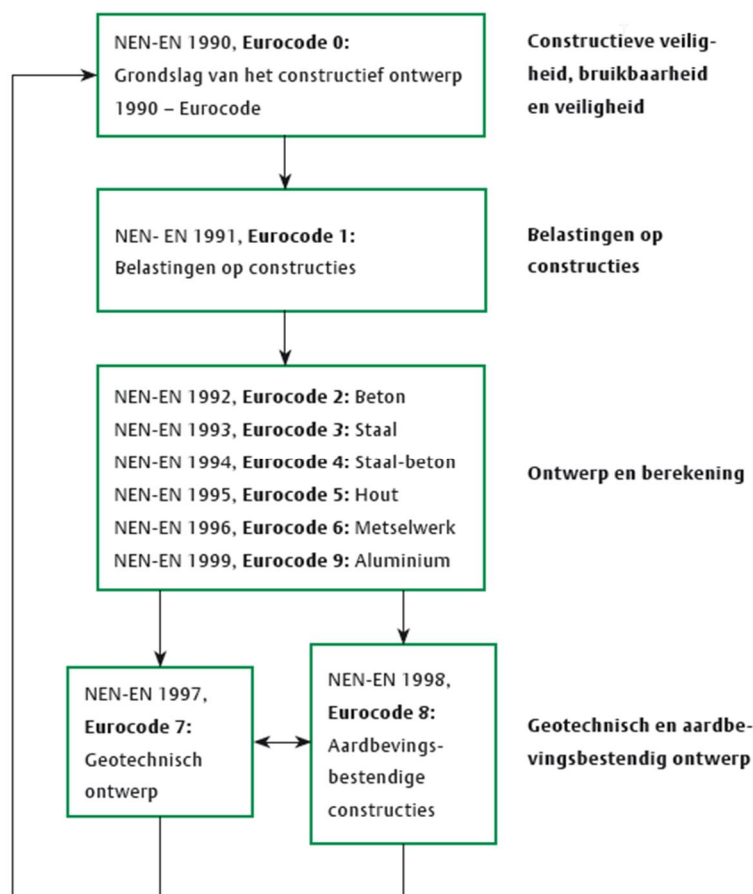
2.1 Overzicht huidige kaders

De volgende documenten en software geven de kaders die anno 2017 van toepassing zijn voor het ontwerpen van een primaire waterkering op macrostabiliteit, met focus op waterkerende grondconstructies. De opgesomde documenten zijn deels wettelijk bindend (Eurocode en Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium). Het overige deel is tot aanbeveling strekkend.

- De grondslagen voor het constructief ontwerp (NEN, 2011) en de Nederlandse norm voor het geotechnisch ontwerp (NEN, 2016). Deze Eurocode documenten zijn volgens het Bouwbesluit wettelijk van toepassing op het constructieve ontwerp van gebouwen en van civieltechnische werken.
- Het CUR166 rapport (CUR, 2012). geeft aanwijzingen voor het volgens de Eurocode ontwerpen van damwanden De norm voor het geotechnisch ontwerp verwijst naar dit CUR166 rapport.
- Het “Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium”, hierna afgekort met WBI. Volgens de Waterwet moet het WBI worden toegepast voor de beoordeling van primaire keringen op onder andere macrostabiliteit. Het WBI bestaat onder meer uit voorschriften voor sterkte en stabiliteit. (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017a). Deze worden voor macrostabiliteit nader uitgewerkt in een schematiseringhandleiding (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b).
- De “grondslagen voor hoogwaterbescherming” (ENW, 2016). Dit document overkoepelt het technisch instrumentarium voor het beoordelen, ontwerpen en beheren en verbindt dit instrumentarium met de wettelijke regelgeving (ENW, 2016).
- Versie 4 van het zogenaamde “ontwerpinstrumentarium”, afgekort door OI2014v4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b). Dit document geeft aanwijzingen voor het ontwerpen van primaire keringen. Het document verwijst door naar de volgende documenten voor aspecten die in de huidige context wel relevant zijn maar die niet door het WBI worden gedekt:
 - de ontwerprichtlijn voor stabiliteitsschermen (Deltares, 2013a) (Deltares, 2013c) met appendix (Deltares, 2015a). Hierna afgekort tot OSPW.
 - De ontwerprichtlijn voor zelfstandige waterkerende constructies (Deltares, 2013d).
 - een drietal factsheets van het Kennisplatform Risicobeheersing. Deze betreffen:
 - a) verkeerbelasting (KPR, 2016a);
 - b) de combinatie van macrostabiliteit en golfoverslag (KPR, 2016b) (KPR, 2016c);
 - c) het verschil tussen de bruikbaarheidsgrenstoestand en de uiterste grenstoestand (KPR, 2016d).
- De Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003). Deze leidraad geeft ontwerpaanwijzingen voor kunstwerken, binnen de in 2003 geldende wettelijke kaders voor waterkeringen en constructies. De leidraad wordt anno 2017 geactualiseerd.
- Het CUR rapport 219 (CUR, 2007). Dit document geeft ontwerpaanwijzingen voor vernageling, *Mixed-in-Place* (MIP) en dijkdeuvels. Praktijkervaring met de eerste toepassing van deze technieken, inclusief aanscherping van de veiligheidsbeschouwing, zijn vastgelegd in twee latere Deltares rapportages (Deltares, 2011) (Deltares, 2016e).



Figuur 2.1 Het WBI en de daaraan gerelateerde (tot aanbeveling strekkende) documenten



Figuur 2.2 Structuur van de Eurocode documenten

2.2 Analyse huidige kaders

2.2.1 Inleiding

Uit een vergelijking van de in § 2.1 opgesomde documenten blijkt dat er significante verschillen bestaan tussen de daarin toegepaste veiligheidsbenaderingen. De oorzaken daarvoor zijn vierledig:

- Verschillende wettelijke basis;
- Gebruik van een wettelijke basis die anno 2017 niet meer actueel is;
- Verschillende uitwerking van te bereiken doelbetrouwbaarheid voor constructieve elementen en voor geotechnische instabiliteit;
- Verschillende keuzes voor het afdekken van onzekerheden in een semi-probabilistisch ontwerp, in relatie tot de te bereiken doelbetrouwbaarheid.

De voornaamste overeenkomsten en verschillen worden hierna gepresenteerd. Bijlage A bevat een meer gedetailleerde beschrijving, samen met gedetailleerde verwijzingen naar de achterliggende informatiebronnen.

Het vervolg van deze paragraaf is uitsluitend bedoeld om het vertrekpunt vast te leggen voor de aangepaste uniforme uitgangspunten die in § 2.3 worden voorgesteld. De lezer die alleen kennis wil nemen van het uiteindelijke voorstel kan het vervolg van § 2.2 dus overslaan.

2.2.2 Wettelijke kaders: WBI en Eurocode

Waterkerende kunstwerken zoals sluizen en coupures moeten volgens de Grondslagen voor Hoogwaterbescherming zowel voldoen aan de eisen uit de Waterwet als aan de eisen uit het Bouwbesluit. De grondslagen stellen dat het Bouwbesluit niet van toepassing is op waterkerende grondconstructies, zoals dijken en grondlichamen met damwanden. Analooq zou dat dan ook moeten gelden voor dijken met andere typen stabiliteitsverhogende langconstructies en voor dijken met vernageling. Jurisprudentie daarover ontbreekt echter.

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

$$P_{f,toel;dsn} = \frac{P_{f,toel;traject} \cdot \omega_{macro}}{N} \quad (2.1)$$

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 die per traject verschillend mag worden gekozen. 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.

De maximaal toelaatbare faalkans voor buitenwaartse stabiliteit in een doorsnede wordt in het WBI overigens gelijk gesteld aan 10 keer de toelaatbare faalkans voor binnenwaartse stabiliteit.

De maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede ($P_{f,toel;dsn}$) wordt via de bijbehorende betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis;dsn}$) gerelateerd aan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor in een

semi-probabilistische analyse. De hiertoe benodigde factor γ_n . wordt om historische redenen de *schadefactor* genoemd. Vergelijking (2.2) geeft de relatie die per 2017 door het WBI wordt gegeven³.

$$P_{f, \text{toel; dsn}} = \Phi(-\beta_{\text{eis; dsn}}), \quad \beta_{\text{eis; dsn}} = \frac{\gamma_n - 0,41}{0,15} \quad (2.2)$$

Vergelijking (2.2) is bepaald door een conservatieve kalibratie van deterministische glijvlakberekeningen op resultaten van probabilistische analyses (Deltares, 2017c). In de probabilistische analyses is gebruik gemaakt van de voorgeschreven materiaalmodellen en van een conservatieve schematisering van het stijghoogteverloop als functie van de buitenwaterstand. Bij de kalibratie is gebruik gemaakt van representatieve gevallen, waarbij alleen groene dijken zijn beschouwd. Met de term “groene dijken” wordt bedoeld dat daarin geen constructieve elementen zijn toegepast. In de deterministische berekeningen is een waterstand bij norm (WBN) toegepast, in combinatie met een karakteristieke grondsterkte (met 5 % onderschrijdingskans).

Het totale WBI veiligheidsformat om voor groene dijken te voldoen aan de doelbetrouwbaarheidseis op doorsnedeniveau wordt hieronder kort samengevat.

- Een waterstand bij norm en conservatieve bijbehorende waterspanningen;
- Een modelfactor voor glijvlakinstabiliteit;
- Rekenen met scenario's om schematiseringonzekerheden af te dekken;
- Karakteristieke ondergrenswaarden voor de grondsterkte (materiaalfactoren 1.0);
- Een overall, betrouwbaarheidsniveauafhankelijke schadefactor.

De Eurocode is volgens het Bouwbesluit van toepassing op het constructieve ontwerp van gebouwen en van civieltechnische werken. In de Eurocode worden zowel eisen geformuleerd voor de *Uiterste Grenstoestand* (UGT) als voor de *Bruikbaarheidsgrenstoestand* (BGT). De te bereiken doelbetrouwbaarheid voor de UGT volgt uit een *Reliability Class* (RC), oftewel betrouwbaarheidsklasse. Er worden drie klassen onderscheiden (RC1/RC2/RC3). De hoogste doelbetrouwbaarheid wordt toegekend aan RC3. De betrouwbaarheidsklasse is gekoppeld aan een *Consequence Class* (CC). Deze omschrijft de aard en ernst van de ongewenste gebeurtenissen. De in de Eurocode gehanteerde doelbetrouwbaarheden β_{doel} gelden voor een levensduur van 50 jaar.

Tabel 2.1 Relatie tussen betrouwbaarheidsklasse RC en betrouwbaarheidsindex β volgens de Eurocode

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

De omrekening van een referentieperiode van 50 jaar naar een referentieperiode 1 jaar vindt volgens de Eurocode plaats door de β_{doel} bij 50 jaar te relateren aan de maximaal toelaatbare

³ Vergelijking (2.2) wijkt af van de relatie die werd gebruikt in de voorganger van het WBI (Het Wettelijke Toetinstrumentarium). Dat komt omdat in het WBI per 2017 is overgestapt op een andere grondsterkte-karakterisering en omdat voor de grondsterkte niet langer gebruik wordt gemaakt van afzonderlijke materiaalfactoren die bij een referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid gelden.

faalkans bij 50 jaar (P_{50}), door die kans te vertalen naar de toelaatbare kans per jaar (P_1) en door die laatste kans weer terug te rekenen naar een β_{doel} per jaar.

$$\beta_{doel.50} \equiv P_{50}, P_{50} = 1 - (1 - P_1)^{50}, P_1 = 1 - (1 - P_{50})^{\frac{1}{50}}, P_1 \equiv \beta_{doel.1} \quad (2.3)$$

Bij een $\beta_{doel.50} = 4,3$ (UGT overschrijdingskans 1/100.000, betrouwbaarheidsklasse RC3) wordt zo gevonden $\beta_{doel.1} \approx 5,2$ (naar boven afgerond). De omrekening gaat uit van onafhankelijkheid van de potentiële faalgebeurtenissen per jaar. Wanneer faalkansen belasting-gedomineerd zijn en wanneer deze belastingen elk jaar statistische onafhankelijk zijn is dat een redelijk uitgangspunt. Voor geotechnische constructies - met een grote invloed van de onzekerheid in grondeigenschappen - zal de $\beta_{doel.1}$ waarde die met een gegeven $\beta_{doel.50}$ waarde correspondeert dus lager uitvallen.

2.2.3 Leidraad kunstwerken

De Leidraad Kunstwerken gaat uit van een ontwerp volgens de Nederlandse norm voor constructies, zoals die anno 2003 van toepassing was. De leidraad stelt vast dat de (toenmalige) waterveiligheidseis doorgaans leidt tot een hogere doelbetrouwbaarheid dan die volgens de (toenmalige) NEN norm voor constructies. De leidraad vertaalt de waterveiligheidseis op trajectniveau per jaar daarvoor naar een eis per constructie gedurende de levensduur. Daarbij maakt de leidraad gebruik van een aangenomen faalkansruimtefactor (de verhouding tussen de maximaal toelaatbare overstromingskans op een traject en de maximaal toelaatbare faalkans van het kunstwerk en van een aangenomen levensduurfactor f_N (de verhouding tussen de kans per referentieperiode van N jaar en de kans per jaar).

Bij de in de leidraad aangenomen levensduurfactor van 10 leidt een doelbetrouwbaarheid $\beta_{doel.1} = 4,8$ bijvoorbeeld tot een $\beta_{doel.N=10} = 4,3$. De $\beta_{doel.N}$ moet daarbij worden geïnterpreteerd als de vanuit de waterveiligheidseis $\beta_{doel.1}$ toe te passen betrouwbaarheidseis voor de levensduur. De leidraad stelt dat een grotere levensduurfactor dan 10 aanvaardbaar is indien de onzekerheid in de waterstand een veel grotere invloed op de faalkans heeft dan de onzekerheid in de sterkte. De onzekerheid in de waterstand is namelijk van jaar tot jaar onafhankelijk.

De materiaalfactoren volgens de NEN dienen volgens de leidraad te worden gecorrigeerd met een correctiefactor γ_{cor} , indien de doelbetrouwbaarheid volgens de Waterwet $\beta_{doel.N}$ hoger uitvalt dan de referentiewaarde $\beta_{ref.50}$ volgens de constructieve norm. De toe te passen formule voor de correctiefactor volgt hierna. Deze formule wordt overigens ook gebruikt in de hierna nog te bespreken veiligheidsbenaderingen voor stabiliteitswanden, vernageling en *Mixed in Place*.

$$\gamma_{cor,R} = \frac{\gamma_{doel}}{\gamma_{ref}} = e^{((\beta_{doel} - \beta_{ref}) \cdot \alpha_R) \cdot \sqrt{(1 + V_R^2)}} \quad (2.4)$$

De leidraad introduceert daarnaast ook een (op een Gumbel verdeling gebaseerde) correctie op de WBN waarde, om de hydraulische belasting te kunnen schatten bij de vereiste doelbetrouwbaarheid voor N jaar. Deze aanvullende formule wordt ook gebruikt in de hierna nog te bespreken veiligheidsbenaderingen voor vernageling en *Mixed in Place*.

$$\gamma_{cor,S} = \frac{H_{doel.N}}{WBN} \approx \frac{u - B \cdot \log(\Phi(\alpha_S \cdot \beta_{doel.N}) / f_N)}{u - B \cdot \log(P_{norm.1})} \quad (2.5)$$

Hierin is:

α_R	de invloedscoefficiënt voor de materiaalsterkte R , die gelijk wordt gesteld aan 0.8
V_R	de variatiecoëfficiënt voor de materiaalsterkte R die gelijk wordt gesteld aan 0,1 voor staal en aan 0,2 voor beton/hout/metselwerk/fundering
WBN	de “Waterstand Bij Norm”, voorheen genoemd “Maatgevend Hoogwater” (MHW)
$H_{doel.N}$	de waterstand bij de te bereiken doelbetrouwbaarheid voor de referentieperiode van N jaar
α_S	de invloedscoefficiënt voor de belasting S die gelijk wordt gesteld aan -0.7
u	Liggingsparameter voor de Gumbel verdeling. Voor de huidige toepassing is deze te bepalen als het gekeerde waterstandsverschil dat met een kans van 0,63 per jaar wordt overschreden ($0.63 = 1 - \frac{1}{e}$)
B	de decimeringshoogte
$\beta_{doel.N}$	de te bereiken doelbetrouwbaarheid bij een referentieperiode van N jaar.
$P_{norm.1}$	De overschrijdingskans per jaar voor de waterstand bij norm
f_N	de levensduurfactor bij een referentieperiode van N jaar

In de nog te verschijnen actualisatie van de leidraad zal, naar verluidt, worden voorgeschreven dat moet worden ontworpen op het maatgevende geval van een beoordeling volgens de Waterwet en volgens het Bouwbesluit. Deze actualisatie zal alleen nog van toepassing zijn op kunstwerken.

De faalkansruimtefactor legt vast welk deel van de normwaarde op trajectniveau de maximaal toelaatbare faalkans van een constructie bepaalt. Voor deze factor stelt de leidraad het volgende:

- Type I constructie moeten zelfstandig een waterkerende functie kunnen vervullen. Voor deze constructies geldt volgens de leidraad een faalkansruimtefactor van 1/100.
- Type II constructies moeten de waterkerende functie vervullen in combinatie met het aanwezige grondlichaam, waarbij het lengte-effect niet mag worden verwaarloosd. De faalkansruimtefactor wordt voor dit type constructies gedefinieerd als 1/200, indien er een duidelijk onderscheid is tussen de faalmechanismen die samenhangen met bezwijken van de constructie en faalmechanismen die samenhangen met bezwijken van het grondlichaam. Wanneer dat onderscheid er niet is geldt volgens de leidraad een faalkansruimtefactor van 1/100.
- Type III constructies moeten de waterkerende functie kunnen vervullen na falen van een andere constructie. De maximaal toelaatbare conditionele faalkans is dan gelijk aan het $1/100^e$ deel (zelfstandig) of het $1/200^e$ deel (samenwerking met grond) van de toenmalige normwaarde op trajectniveau, gedeeld door de maximaal toelaatbare faalkans van de andere constructie.⁴

Een kistdam wordt genoemd als een Type I constructie, omdat de hoogte geborgd blijft bij afschuiven van het talud aan landzijde of waterzijde. Diepwanden en combiwanden in de kruin behoren dan ook tot de Type I constructies. Een enkel uitgevoerde damwand in het talud behoort volgens de leidraad tot een Type II constructie.

In relatie tot de faalkansruimte stelt de leidraad zonder verdere uitwerking dat er op constructieniveau geen verdere verdeling van de maximaal aanvaardbare faalkans over deelmechanismen hoeft plaats te vinden, vanwege de aanzienlijke afhankelijkheid tussen de kansen op optreden van deze deelmechanismen, via vooral de waterstand en vanwege de

⁴ Dit lijkt een (te) optimistische aanname. De werkelijke faalkans op de bijzondere gebeurtenis is kleiner. De eis aan de conditionele kans zou daarom strenger moeten zijn.

“redundantie” in de constructie. Met redundantie wordt bedoeld dat onderdelen meervoudig zijn uitgevoerd, zodat de functie van een falend onderdeel door andere onderdelen kan worden overgenomen.

2.2.4 Ontwerpen van grondkerende damwanden volgens de CUR166

De Eurocode verwijst voor het ontwerpen van grondkerende damwanden naar het CUR166 rapport. De CUR166 definieert van betrouwbaarheidsklasse afhankelijke belastingen en van betrouwbaarheidsklasse afhankelijke partiële factoren op de grondsterkte. Deze gelden voor een levensduur van 50 jaar. De partiële factoren op de constructieve materiaalsterkte worden niet van de betrouwbaarheidsklasse afhankelijk gesteld. Formule (2.4) zou volgens de CUR166 wel moeten worden toegepast om de materiaalfactoren voor constructieve sterkte te corrigeren, voor het geval dat de levensduur groter is dan 50 jaar.

Voor de zwaarste betrouwbaarheidsklasse RC3 geldt $\beta_{doel.50} = 4,3$. De daarbij horende partiële factoren zijn gekalibreerd door bij deze betrouwbaarheidsklasse een $\beta_{doel.50} = 4,5$ te eisen voor drie onafhankelijk veronderstelde deelmechanismen (geotechnisch falen, vloeien damwand, falen ankersysteem). Omrekening van de $\beta_{doel.50}$ waarden naar kansen leidt tot de conclusie dat effectief voor elk van de deelmechanismen met 25 % van de maximaal toelaatbare kans wordt gerekend en dus niet precies met 33 %.

De CUR166 gaat uit van een UGT ontwerpprocedure, waarin de constructieve krachten en momenten worden bepaald bij het (via partiële factoren benaderde) ontwerppunt voor geotechnische instabiliteit (grondbreuk). Omdat dit ontwerppunt verschilt van het ontwerppunt voor constructief falen (overschrijden van de vloeispanning) en/of falen van het ankerlichaam wordt op de ankerkracht een correctiefactor van 1,1 geïntroduceerd. Deze factor wordt in de CUR166 een belastingsfactor genoemd. In het voorliggende rapport wordt een dergelijke correctiefactor een “belastingeffect-factor” genoemd, om verschil te kunnen maken met de factoren die al direct op een belasting werken. De CUR166 schrijft de toepassing van de belastingeffect-factor 1,1 alleen voor bij de controle van de anker Gording en van het ankerlichaam. De factor zou formeel echter ook van toepassing moeten zijn bij de controle van het moment. Voor de controle van de ankerstaaf en ankerverbindingen verhoogt de CUR166 de waarde van de belastingeffect-factor naar 1,25. Deze hogere waarde volgt uit de constructieve wens om voor ankerbreuk een hogere doelbetrouwbaarheid te realiseren dan voor de Gording en het ankerlichaam.

De belastingeffect-factor van 1,1 is afgeleid door de probabilistisch bepaalde faalkansen te vergelijken voor de grenstoestand grondbreuk en voor de grenstoestand constructief bezwijken (Grondmechanica Delft, 1991). Dat is gebeurd met een balk/veren model, voor drie gevallen (oeververdediging, bouwkuip, kademuur). De belastingeffect-factor zorgt er voor dat de kans op constructief falen in de beschouwde gevallen minimaal gelijk wordt aan de faalkans voor grondbreuk⁵, indien in de semi-probabilistische ontwerpberekening gebruik wordt gemaakt van partiële factoren voor grondsterkte die zijn gekalibreerd op de te bereiken doelbetrouwbaarheid voor de grenstoestand grondbreuk. De gevonden belastingeffect-factor bleek verder niet al te zeer afhankelijk van de te bereiken doelbetrouwbaarheid.

Naast de UGT toets moet volgens de CUR166 ook een BGT toets worden uitgevoerd. De krachten en momenten die bij de representatieve waarden van de sterkte en bij lage waarden

⁵ De geconstateerde verschillen in de faalkans voor grondbreuk en constructief bezwijken worden waarschijnlijk veroorzaakt door de meer niet-lineaire invloed van de grondsterkte op krachten en momenten nabij grondbreuk. Deze afgeleide zit rechtstreeks in het verband tussen de standaardafwijking op de momenten/krachten en de standaardafwijking op de grondsterkte.

van de stijfheid worden gevonden moeten daarbij naar rekenwaarden worden vertaald door vermenigvuldiging met een partiële factor van 1,2. Deze factor is onafhankelijk van de RC klasse. Voor damwanden in waterkeringen noemt de CUR166 als aanvullend BGT criterium om esthetische redenen bovendien een maximale horizontale vervorming van 0,1m (CUR166 deel 2, § 4.12).

2.2.5 Ontwerpen van stabiliteitswanden volgens de OSPW

De richtlijn “Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen” (OSPW) ontleent de betrouwbaarheids-eis voor macrostabiliteit in een doorsnede ($\beta_{eis,dsn}$) nog aan het Wettelijk Toetsinstrumentarium (WTI). Vanaf 2017 is het WTI vervangen door het WBI.

Voor de beoordeling van groene dijken wordt standaard gebruik gemaakt van glijvlakberekeningen. Voor de beoordeling van dijken met langsconstructies is echter een overstap nodig op eindige-elementen software. In praktijk is dat de *PLAXIS* software. In de gekozen veiligheidsbenadering is geprobeerd om de beoordeling van een dijk met een langsconstructie eenzelfde basis te geven als de toenmalige WTI beoordelingsmethode voor een “groene dijk”. De eis daarbij was om bij weglaten van de constructie met *PLAXIS* weer hetzelfde veiligheidsoordeel te vinden.

De OSPW schrijft voor dat krachten en momenten in de UGT situatie met *PLAXIS* moeten worden berekend bij WBN (toen nog genoemd MHW) en bij semi-probabilistisch gereduceerde grondsterktes. Deze gereduceerde grondsterktes leiden bij toepassing voor een groene dijk tot een vergelijkbare doelbetrouwbaarheid als wordt gevonden met de gebruikelijke glijvlakberekeningen. Overeenkomstig het WTI wordt verondersteld dat naast een schadefactor ook een schematiseringsfactor en een modelfactor in rekening moeten worden gebracht. Voor de controle op krachten en momenten worden op de krachten en momenten vervolgens nog belastingeffect-factoren toegepast. Voor de controle op de geotechnische stabiliteit wordt de grondsterkte ten slotte nog verder verlaagd.

De bepaling van de belastingeffect-factoren en van de extra verlaging van de grondsterkte volgt uit een *faalkansdecompositie* over “deelmechanismen”. Daarbij wordt aan de verschillende deelmechanismen een percentage toegekend van de maximaal toelaatbare kans op macroinstabiliteit in de doorsnede. Zie onderstaande tabel voor een voorbeeld.

Tabel 2.2 *Faalkansdecompositie, zoals voorbeeldsgewijs gepresenteerd in de OSPW*

Deelmechanisme/scenario	Toegedeelde faalkans
1.a. trekcapaciteit ankerlichaam	40%
1.b. en 1.c. breuk ankerstaaf of verbinding ankerstaaf- damwand	10%
2. overschrijden van opneembare snedekrachten/momenten	40%
3. onvoldoende inbedding damwand in zandlaag en afschuiving onderlangs (overall-instabiliteit) en afschuiving bovenlangs de damwand	10%
4. Verticale draagkracht	10%
5. afschuiving talud aan de landzijde van een zelfstandig kerende wand	Via aangepaste “restprofiel” schematisering, zie § A.10.4

In het aanpalende document voor zelfstandig kerende type I constructies (Deltares, 2013d) wordt een meer eenvoudige faalkansverdeling gehanteerd (50 % constructief falen, 50 % geotechnisch falen).

Uit de faalkansdecompositie resulteert voor elk van de “deelmechanismen” een verhoogde doelbetrouwbaarheid. Formule (2.4) vertaalt deze doelbetrouwbaarheid vervolgens naar belastingeffect-factoren op krachten en momenten.

Instabiliteit achter een wand in de kruin of in het binnentalud wordt in rekening gebracht door middel van de schematisering van een “restprofiel”. Daarin is de hoogte van het talud achter de wand gereduceerd tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte, dus 2/3 hoogteverlies. De achterliggende redenering is dat in praktijk nooit meer dan 1/3 van de hoogte aan zakking is waargenomen (RHDHV, 2012). De aanvullende 1/3 van het hoogteverlies is bedoeld om het effect te benaderen van de grondsterktereductie die optreedt in de afgeschoven zone. In hoeverre deze aanpak voldoende conservatief is hangt sterk af van het werkelijke profiel na afschuiving, in combinatie met de in werkelijkheid optredende grondsterktereductie. Een recente POVM studie (POV Macro stabiliteit, 2017i) laat voor 1 geval zien dat de OSPW aanpak voldoende veilig is bij een “critical state” sterkte in de verstoorde zone. Dat wil zeggen de sterkte bij grote schuifrekenen, zie § 3.3.1.1. Wanneer de uiteindelijke reststerkte echter nog lager uitvalt (zoals in de literatuur wordt gesuggereerd), dan is de aanpak in het beschouwde geval niet per definitie conservatief. Bij het schrijven van het voorliggende rapport loopt nog een POVM onderzoek naar deze reststerkte.

Naast de “BGT” vervormingseisen aan kruinzakking en uitbuiging (bij WBN en bij karakteristieke waarden van grondsterkte) stelt de OSPW voor onverankerde damwanden ook nog een aanvullende eis aan de UGT uitbuiging (bij WBN en bij rekenwaarden van de grondsterkte).

Analyse van de OSPW aanpak leidt tot de volgende kanttekeningen.

1. De van doelbetrouwbaarheid afhankelijke partiële factoren voor ankerkrachten en wandmomenten worden volgens de OSPW bepaald door decompositie van de toelaatbare faalkans over “deelmechanismen”. In de leidraad kunstwerken wordt echter gesteld dat er alleen decompositie nodig is om onderscheid te maken tussen het onafhankelijk optreden van constructief falen en geotechnisch falen en dat voor constructief falen geen verdere decompositie nodig is. De aanpak met door decompositie bepaalde partiële factoren komt wel weer overeen met de vigerende aanpak voor dijkvernageling, volgens CUR rapport 219. Bij de decompositie aanpak lijkt formule (2.4) verder te worden toegepast voor een ander doel dan waarvoor de formule is afgeleid. De afleiding gaat immers uit van een correctie van materiaalfactoren voor constructieve sterkte. Bij die afleiding is verondersteld dat de ongecorrigeerde materiaalfactoren op probabilistische wijze zijn gekalibreerd bij de referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid. Voor de CUR166 is de belastingeffect-factor in het verleden op een ogenschijnlijk meer zuivere wijze afgeleid uit probabilistische analyses. Deze belastingeffect-factor bleek voor grondkerende damwanden niet van de doelbetrouwbaarheid afhankelijk.
2. Het gebruik van een partiële factor voor de grondsterkte die is bepaald met hulp van de schadefactor γ_n is verdedigbaar zolang een groene dijk op geotechnische instabiliteit wordt getoetst. Voor een groene dijk resulteren immers gelijke resultaten zolang de ligging van het maatgevend glijvlak voor karakteristieke waarden en rekenwaarden van de grondsterkte gelijk is. Het verband tussen de stabiliteitsfactor en de partiële factor op de grondsterkte is dan lineair. Het lijkt ook nog verdedigbaar om deze aangenomen relatie tussen betrouwbaarheidsindex en partiële factor op de grondsterkte toe te passen op een dijk met stabiliteitsverhogende constructieve

elementen, zolang wordt getoetst op geotechnische instabiliteit als gevolg van gelijke glijvlakmechanismen.

3. Zoals onder het vorige punt aangegeven is de relatie tussen de partiële factor op de grondsterkte en de stabiliteitsfactor voor een groene dijk bij benadering lineair. De relatie tussen de partiële factor op de grondsterkte en de snedekrachten is echter sterk niet-lineair. De relatie tussen de kans op geotechnisch falen en de stabiliteitsfactor verschilt daarom van de relatie tussen de kans op constructief falen en de inverse van de *Unity Check* waarde. De *Unity Check* waarde voor spanning/kracht/moment is gelijk aan de rekenwaarde gedeeld door de toelaatbare waarde. In de OSPW wordt impliciet echter wel gelijkheid verondersteld, door op deze relatie ook de rekenwaarde van de grondsterkte in een constructief ontwerp te baseren, alsmede ook de schematiseringsfactor. Vanwege voorgenoemde niet-lineariteit is deze veronderstelling niet conservatief. Om hiervoor te corrigeren wordt in de CUR166 (althans voor ankerkrachten) een belastingeffect-factor van 1,1 toegepast, zie § 2.2.4.
4. In het WBI wordt de schematiseringonzekerheid voor een groene dijk in rekening gebracht door het combineren van de uit stabiliteitsfactoren geschatte faalkansen van verschillende scenario's, met hun kans van voorkomen. In de OSPW wordt uitgegaan van de schematiseringsfactoren die zijn vastgelegd in tabel 3.2 van het "Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken" (ENW, 2012). Deze tabel is echter gebaseerd op een relatie tussen doelbetrouwbaarheid en stabiliteitsfactor die niet meer overeenkomt met de actuele WBI relatie, zoals gegeven door vergelijking (2.2). Dezelfde tabel wordt ook gebruikt om een schematiseringfactor voor constructieve sterkte te bepalen. In plaats van de veiligheidsfactor moet dan het relatieve verschil in de krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisering worden gebruikt.
5. Wanneer er geen instabiliteit optreedt, dan is de "BGT" vervormingseis van maximaal 0,1m kruindaling tijdens hoogwateromstandigheden wellicht niet voldoende streng voor situaties met een kruinhoogte die "op het randje" is, in combinatie met een kleine decimeringshoogte. Andersom kan de eis te streng zijn bij een grote overhoogte. Het ligt voor de hand om dan een (aanvullende) eis te gaan stellen aan absolute kruinhoogte tijdens hoogwateromstandigheden.
6. De "BGT" vervormingseis van maximaal 0,1m horizontale wandverplaatsing is qua grootte consistent met de eis die in de CUR166 wordt aangetroffen, zie § 2.2.4. Onderbouwing ontbreekt in beide gevallen.
7. Het voorspellen van vervormingen met eindige-elementen software is sterk afhankelijk van modelleringskeuzes en meer onzeker dan het voorspellen van instabiliteit. Voor het voorspellen van vervormingen zou het daarom voor de hand liggen om een aparte modelfactor te introduceren.
8. Voor de strenge UGT eis voor de horizontale damwandverplaatsing bij een onverankerde damwand ontbreekt een theoretische motivatie (2 % van de damwandlengte). In de UGT situatie zijn de vervormingen na instabiliteit immers onbepaald. Een eventueel vervormingscriterium zou dan uitsluitend de functie moeten hebben van een praktisch instabiliteitscriterium bij kantelende damwanden.

2.2.6 Ontwerpen van MIP en vernageling volgens de CUR219

Het CUR 219 rapport neemt, net zoals de leidraad kunstwerken, een levensduurfactor van 10 jaar aan om de doelbetrouwbaarheid in de doorsnede te bepalen. De standaard materiaalfactoren op schuifsterkte (volgens de in 2007 vigerende Nederlandse norm, bij een doelbetrouwbaarheid $\beta_{50} = 3.6$) worden gecorrigeerd op basis van de doelbetrouwbaarheid die het WTI vereist voor macrostabiliteit in een doorsnede. Overeenkomstig de OSPW vindt daarvoor eerst een faalkansdecompositie over deelmechanismen plaats. Vergelijkbaar met de OSPW gebeurt de correctie per deelmechanisme door toepassing van formule (2.4), in combinatie met formule (2.5). Beide correctiefactoren worden op de grondsterkte aangebracht. De rond dit onderwerp geplaatste kanttekeningen bij de OSWP aanpak gelden dus ook voor de CUR 219 aanpak.

- MIP. Voor binnenwaarts afschuiven wordt een faalkansdecompositie toegepast over drie afzonderlijk te beoordelen faalmechanismen (horizontaal afschuiven, glijvlak onder MIP, overig).
- Vernageling. Voor binnenwaarts afschuiven wordt een verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede toegepast voor geotechnisch falen en voor constructief falen. Constructief falen wordt daarna nog verder uitgesplitst in deelmechanismen (bezwijken nagels, slip ankers, grondbrek rond ankers, bezwijken facing). De doelbetrouwbaarheid voor afzonderlijke deelmechanismen voor constructief falen is hoger dan de totale doelbetrouwbaarheid voor constructief falen. Voor de houdkracht van de nagels wordt verder een belastingeffect-factor/belastingfactor van 1,1 geïntroduceerd, in analogie met belastingeffect-factor/belastingfactor in de CUR166. Voor de materiaalfactor van de houdkracht wordt aangesloten op de CUR166 materiaalfactoren voor het ankerlichaam (1,4 zonder controleproef, 1,25 met controleproef). Voor toetsing van nagels moet zowel op breuk als op vloeï worden gecontroleerd, waarbij voor de breuksterkte een partiële factor van 1,4 moet worden toegepast).

Ervaringen met de eerste toepassing van dijkdeuvels, MIP, vernageling en dijkdeuvels zijn vastgelegd in latere rapportages (Deltares, 2016e). In het ontwerp van dijkdeuvels en vernageling is toen ook overgestapt op een jaarkansbenadering, zoals ook toegepast in de OSPW.

2.3 Voorstel voor uniforme uitgangspunten

2.3.1 Eisen aan de waterkerende functie

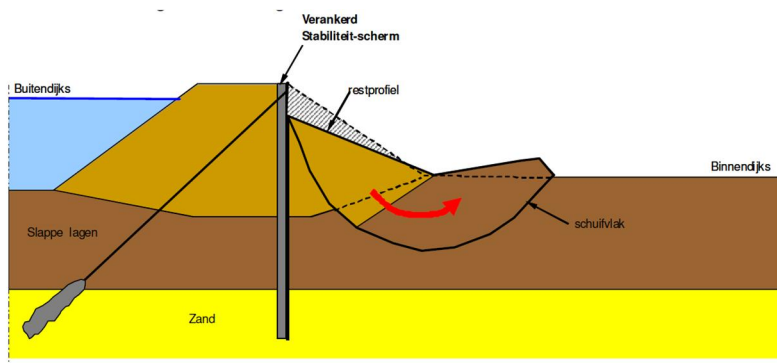
De grondslagen voor hoogwaterbescherming (ENW, 2016) stellen dat voor de beoordeling van waterkerende grondconstructies op waterveiligheid alleen de Waterwet van toepassing is. Dijken en grondlichamen met damwanden worden in de grondslagen genoemd als voorbeelden van waterkerende grondconstructies. Grondlichamen met andere typen stabiliteitsverhogende langsconstructies en met vernageling horen daar dan naar verwachting ook bij. Aan de Waterwet kunnen alleen UGT eisen worden ontleend.

In dit licht wordt voorgesteld om de voor waterveiligheid te bereiken doelbetrouwbaarheid van waterkerende grondconstructies alleen te baseren op het WBI en het daarop gebaseerde ontwerpinstrumentarium. De daarin gedefinieerde doelbetrouwbaarheid voor macrostabiliteit in een doorsnede (dus inclusief het "lengte-effect") geldt per jaar. Zie verder § 2.2.2.

Bij toepassing van constructieve elementen moet verder uiteraard wel rekening worden gehouden met de hydraulische belastingen, zetting en constructieve degradatie tot en met het einde van de levensduur.

2.3.2 Eisen aan het restprofiel

Bij het ontwerpen van een wand in de kruin of in het binnentalud moet rekening worden gehouden met het effect van een door hoogwaterbelasting eventueel veroorzaakte instabiliteit achter de wand. Dat gebeurt door te rekenen met een aangenomen "restprofiel", zie § 3.3.4.2.



Figuur 2.3 Niet-kritische afschuiving van het binnentalud, die in rekening moet worden gebracht via een "restprofiel"

Conform de OSPW eis moet via ontwerpmaatregelen zeker worden gesteld dat de kruinbreedte van het restprofiel minimaal 3m bedraagt.

Conform de WBI eis mag er zonder zelfstandig kerende constructies verder geen afschuiving intreden in de kruin.

2.3.3 Eisen aan uitvoeringsstabiliteit

Voorstel is om aan te sluiten op de grondslagen voor hoogwaterbescherming. Daarin wordt gesteld dat tijdens uitvoering altijd minimaal de sterkte aanwezig moet zijn van voor de versterking en dat na versterking rekening mag worden gehouden met de verdere aangroei van sterkte (door consolidatie) tot een periode van 4 jaar na oplevering.

2.3.4 Eisen aan nevenfuncties en aan belendingen

De Eurocode is bij waterkerende grondconstructies wel van toepassing bij de beoordeling van eventuele constructieve nevenfuncties zoals het dragen van een weg of het fungeren als kade. De Eurocode is verder ook van toepassing bij de beoordeling van de constructieve veiligheid van belendingen onder invloed van mogelijke afschuivingen die geen overstroming tot gevolg hebben.

Qua logica is alleen de Eurocode van toepassing voor de beoordeling van nevenfuncties en belendingen. De Eurocode bepaalt dan ook de daarbij in rekening te brengen doelbetrouwbaarheid en waterstand. Juridisch is echter nog niet uitgemaakt welke eisen wettelijk gelden voor schade aan belendingen.

Bij de beoordeling volgens de Eurocode geldt voor de constructieve UGT situatie doorgaans een lagere doelbetrouwbaarheid dan voor de UGT situatie voor waterveiligheid. Er zijn dus

situaties denkbaar waarbij afschuiven achter de langsconstructie wel optreedt bij UGT condities voor waterveiligheid maar niet bij UGT condities voor constructieve veiligheid.

2.3.5 Vervormingseisen

2.3.5.1 Waterveiligheid

De niet-hoogwatergedreven vervorming in de tijd moet op conservatieve wijze worden meegenomen in de geschematiseerde ligging van het dijkprofiel gedurende de levensduur. Deze vervorming wordt veroorzaakt door inklinking van slappe lagen, als gevolg van het (toegevoegde) gewicht van de waterkering plus de verkeersbelasting, als gevolg van eventuele stijghoogteverandering in de tijd en als gevolg van voortschrijdende autonome bodemdaling. De deformatie als gevolg van gewichtsbelasting kan worden opgesplitst in een direct deel, consolidatie en kruip. Ten tijde van het ontwerp is het nog onzeker welke deformaties zullen optreden. In het kader van o.a. de zorgplicht en de periodieke wettelijke beoordelingen zal het dijkprofiel echter worden gemonitord. Indien tijdens uitvoering of na oplevering blijkt dat de op basis van monitoring geprognostiseerde verdere deformaties groter dreigen te worden dan waarop is ontworpen kan tijdig worden ingegrepen, voordat de overstromingskans te groot wordt.

Het WBI neemt aan dat er bij hoogwateromstandigheden zonder instabiliteit geen significante aanvullende vervormingen zullen optreden. Bij een kleine decimeringshoogte leidt een relatief kleine kruindaling (minder dan 0,1m) echter al wel tot een significant hogere overschrijdingskans van het kritieke overslagdebiet. De door kruindaling veroorzaakte toename van het overslagdebiet kan verder ook van invloed zijn op de kans op macroinstabiliteit door infiltratie. Vervorming kan daarnaast ook leiden tot beschadiging van de grasbekleding op het binnentalud, met verminderde weerstand tegen overslag als gevolg. Door vervorming is in theorie ook beschadiging mogelijk van de buitenbekleding. Grote verschilvervormingen bij aansluitingen van constructief versterkte dijken op groene dijken kunnen ten slotte ook een verhoogde faalkans opleveren. Deze onzekere deformaties zijn in theorie wel van invloed op de overstromingskans, maar tijdig ingrijpen is praktisch niet mogelijk. Het is daarom de vraag in hoeverre de WBI aanname aanvaardbaar is.

Voor groene dijken lijken vervormingen door hoogwaterbelasting zonder instabiliteit nauwelijks van belang. In het memo 'Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond' (Deltares, 2016c) is een overzicht opgenomen van de gemeten vervormingen van 16 dijkprofielen bij hoogwater. De grootste gemeten zakking van een niet-afgeschoven profiel is 8,5 cm. Dit profiel voldeed echter ruimschoots niet aan de stabiliteitseis. Voor het overige zijn tijdens de diverse hoogwatersituaties sinds het jaar 1964 geen opvallende vervormingen geregistreerd langs grote dijk lengtes. Het is relatief onwaarschijnlijk dat bij een licht hogere ontwerpwaterstand wel grote vervormingen zullen gaan optreden.

Anno 2017 is het nog onvoldoende zeker of eenzelfde conclusie ook mag worden getrokken voor constructief versterkte dijken. Deze dijken zijn slanker dan in grond versterkte dijken en vertonen daarom bij eenzelfde waterstandsverhoging misschien meer vervorming. Hoe meer vervorming wordt toegestaan, hoe minder krachten en momenten de constructie naar zich toe trekt. Dit nodigt in theorie uit tot het ontwerpen van lichte en flexibele constructies, waarbij misschien veel grotere vervormingen kunnen optreden. Het stellen van vervormingseisen vormt dan de vooralsnog benodigde "veiligheidsklep".

In bijlage B wordt voorgesteld om deze vervorming semi-probabilistisch te berekenen bij WBN en bij karakteristieke grondsterkte. Dat komt overeen met de door de OSPW als "BGT" omschreven situatie. In de OSPW wordt voor deze situatie als eis gesteld dat door

hoogwaterbelasting een kruindaling van maximaal 0,1m mag optreden. Daarnaast wordt in de OSPW een eis gesteld van maximaal 0,1m horizontale damwandverplaatsing.

Bij toepassing van constructieve elementen in dijken wordt voorgesteld om de berekende vervorming door hoogwaterbelasting vooralsnog als “veiligheidsklep” mee te nemen bij de beoordeling op waterveiligheid. Deze vervormingen worden berekend bij WBN en bij karakteristieke grondsterkte. Vergelijkbaar met de OSPW wordt een eis voorgesteld van maximaal 0,1m kruindaling over een kruinbreedte van minimaal 3 meter en maximaal 0,1m horizontale damwandverplaatsing. Het is aannemelijk dat de vervorming dan geen significant effect heeft op de overstromingskans, tenzij de kruinhoogte kritisch is en de decimeringshoogte klein. In dat geval is een aanvullende overslagcontrole nodig op absolute kruinhoogte. Onder omstandigheden zijn ook op maat gemaakte eisen aan kruinhoogte mogelijk, die dan echter controles vereisen van het vervormingseffect voor meerdere faalmechanismen, zie bijlage B. Eventuele grote vervormingsverschillen op de overgang van een groene dijk en een constructief versterkte dijk vereisen daarbij toepassing van een overgangsconstructie.

De aanvullende OSPW vervormingseis voor onverankerde stabiliteitswanden bij tot rekenwaarden gereduceerde grondsterkte (UGT) vervalt.

Of de vervormingseffecten van verkeersbelasting bij deze controle moeten worden meegenomen dient van geval tot geval te worden beoordeeld. Meenemen ligt voor de hand wanneer een restprofiel optreedt en/of wanneer het zware verkeer onder hoogwateromstandigheden op niet gebruikelijke plaatsen kan aangrijpen. Controle is niet nodig wanneer niet met een restprofiel hoeft te worden gerekend en wanneer de verkeersbelasting bovendien relatief kortdurend en plaatselijk aangrijpt op locaties die deze belasting al eerder hebben ondergaan. Wanneer controle nodig is moet worden gerekend met dezelfde verkeersbelasting die ook voor stabiliteitscontrole wordt toegepast. Zie verder ook de KPR factsheet (KPR, 2016a) voor de “op maat” te maken keuzes rond de mee te nemen verkeersbelasting bij een stabiliteitsbeoordeling.

Ter evaluatie zijn in POVM verband de vervormingen berekend voor meerdere praktijkgevallen met toepassing van langsconstructies. (POV Macrostabiliteit, 2018 (nog te verschijnen)). De als gevolg van hoogwaterbelasting berekende vervormingen bleven in alle gevallen beperkt tot slechts enkele centimeters. Op grond van nog verder op te bouwen ervaring zal moeten blijken of er toch ontwerpen mogelijk zijn die bij karakteristieke grondsterkte wel tot excessieve vervorming leiden.

2.3.5.2 Constructief en economisch

Bij nevenfuncties en/of de aanwezigheid van belendingen gelden formeel de aanvullende constructieve vervormingseisen (met bijbehorende doelbetrouwbaarheden) vanuit de Eurocode (zowel voor UGT als BGT), zoals aangegeven in § 2.3.4. Het ligt niet voor de hand om deze Eurocode eisen langs andere weg te willen afvangen.

Voor stabiliteitsverhogende constructieve elementen is het vanuit economisch oogpunt wel wenselijk en misschien zelfs nodig om de kans op reparatie of vervanging gedurende de ontwerplevensduur te minimaliseren, vanwege de doorgaans hoge kosten die daarmee samenhangen. De te stellen vervormingseisen en de daarbij horende doelbetrouwbaarheden zijn afhankelijk van de omstandigheden en de ontwerpkeuzes. Voor het stellen van dergelijke eisen is dus altijd “maatwerk” nodig.

Eventuele vervormingseisen voor nevenfuncties en/of belendingen volgen rechtstreeks uit de Eurocode. De vanuit economisch perspectief gewenste aanvullende vervormingseisen voor stabiliteitsverhogende constructies vragen om maatwerk.

2.3.6 Faalkansdecompositie over onafhankelijke faaloorzaken

Het WBI schrijft de maximaal toelaatbare kans op macroinstabiliteit in een doorsnede voor. Een faalkansdecompositie zoals beschreven in § 2.2 is nodig bij meerdere onafhankelijk mogelijke faaloorzaken met een niet verwaarloosbare kans. Daarnaast moet rekening worden gehouden met het optreden van een niet-kritische vorm van instabiliteit die van invloed is op de faalkans voor een kritische vorm van instabiliteit.

- **Onderscheid tussen geotechnisch falen, constructief falen en falen van ankersystemen.** Bij toepassing van stabiliteitsverhogende constructies wordt de stabiliteit altijd verzorgd door de samenwerking tussen grond en de constructies. Er zijn dan stabiliteitsanalyses met eindige-elementensoftware nodig. In deze analyses worden constructie en grond als geheel doorgerekend. Het effect van de grondsterkte op de stabiliteit wordt daarbij direct meegenomen. Een enkele eindige-elementenberekening vindt alleen het maatgevende geval van alle mogelijke vormen van geotechnische instabiliteit. Daarbij mag worden aangenomen dat de kansen op het optreden van verschillende mogelijke vormen van geotechnische instabiliteit sterk met elkaar gecorreleerd zijn. De sterkte van voorgespannen ankers wordt in praktijk getest door proefbelasting en de ondergrens is daarmee relatief zeker. Ook de onzekerheid in de sterkte van de constructie is doorgaans beperkt. De overschrijdingskans van maximaal toelaatbare constructiespanningen en ankerkrachten is dus voor het grootste deel afhankelijk van de onzekere grondsterkte en belasting en daarmee dus ook grotendeels gecorreleerd met de kans op geotechnische instabiliteit. Het is conservatief om desondanks toch volledige onafhankelijkheid te veronderstellen tussen geotechnische instabiliteit, constructief falen en falen van het ankersysteem, zoals ook in de CUR166 gebeurt.
- **Geen verdere decompositie over constructiedelen.** Het lijkt aanvaardbaar om geen verdere decompositie toe te passen over constructiedelen. Net zoals in de leidraad kunstwerken en in de Eurocode wordt de motivatie gezocht in de volgende twee deelredenen: (1) de aanzienlijke afhankelijkheid die er bestaat tussen de faalkansen voor deze onderdelen, via de waterstand en de grondsterkte en (2) de "redundantie" in de constructie. Zoals eerder al aangegeven wordt met redundantie bedoeld dat onderdelen meervoudig zijn uitgevoerd, zodat de functie van een falend onderdeel (zoals een anker of een nagel) kan worden overgenomen door andere onderdelen. Eis is daarbij wel dat deze andere onderdelen voldoende reservecapaciteit moeten hebben en dat deze redundantie in het ontwerp ook voldoende wordt geborgd door het doorverbinden van gordingen (en het ontwerpen van deze gordingen op de sterkte van de staaf) of door de nagels voldoende dicht bij elkaar te plaatsen. Dergelijke ontwerpseisen dienen te worden opgenomen in de TR-Langsconstructies en in de TR-Vernageling.

Het voorstel is om de voor macrostabiliteit maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede te verdelen over de volgende drie faaloorzaken, in de conservatieve veronderstelling dat deze onafhankelijk kunnen optreden.

- 1 Geotechnische instabiliteit;
- 2 Bereiken van de materiaalsterkte in constructiedelen;
- 3 Indien van toepassing: falen van het ankersysteem.

Net zoals in de CUR166 wordt een gelijke verdeling over deze mechanismen verondersteld. Voorstel is om 33 % toe te passen voor elk van de deelmechanismen. Voorstel is verder om bij vrijstaande wanden 33 % te blijven gebruiken voor de eerste twee faaloorzaken. Motivatie daarvoor is enerzijds de gewenste eenvoud en anderzijds het geringe effect van een afwijkende keuze op de schadefactor.

Bovengenoemd voorstel heeft primair betrekking op stabiliteitswanden. De nadere uitwerking voor andere technieken zal plaats moeten vinden in de TR's.

- **Omgaan met niet-kritische instabiliteit (restprofiel).** In een semi-probabilistische ontwerpberkening kan niet-kritische instabiliteit optreden bij langsconstructies die in het binnentalud of in de kruin zijn geplaatst. Daarnaast kan ook niet-kritische erosie optreden wanneer schermen in het buitentalud zijn geplaatst. Op niet-kritische stabiliteit wordt doorgaans ontworpen door het effect van deze instabiliteit al vooraf in rekening te brengen, via schematisering van het restprofiel. In de restprofielschematisering moet ook rekening worden gehouden met het effect van verdere erosie na afschuiving. Impliciet wordt dus aangenomen dat de kans op de niet-kritische instabiliteit gelijk is aan 1 en dat daarom niet meer wordt getoetst op de situatie zonder niet-kritische instabiliteit. Dit is een veilige aanname.

Voorstel is om het effect van niet-kritische instabiliteit in rekening te brengen door een geometrische aanpassing van het profiel, zie ook § 2.3.2 en § 3.3.4.2.

- **Omgaan met onzekerheden door uitvoeringstechniek.** Bij uitvoeringstechnieken als grondverbetering en drainage, maar ook bij specifieke constructieve technieken, moet rekening worden gehouden met een kans op het niet bereiken van de minimaal te bereiken verbetering waarop is ontworpen, voor zover de kans daarop niet eenvoudig kan worden gereduceerd door het toepassen van controles tijdens uitvoering, na oplevering, of tijdens gebruik. In de technische richtlijnen voor grondverbetering en drainage wordt voor dergelijke faaloorzaken ook faalkansruimte gereserveerd, zie § A.13 en § A.14.

Voorstel is om de aan uitvoeringstechniek verbonden ontwerponzekerheden mee te nemen als schematiseringonzekerheid, via scenario's (zie § 2.3.7).

De specifieke uitwerking per versterkingstechniek zal moeten plaatsvinden in de TR's. Daarbij moet ook aandacht worden geschonken aan de benodigde uitvoeringscontroles, onder andere door middel van proefbelasten.

Ten opzichte van de leidraad kunstwerken wordt in de decompositie dus niet langer onderscheid gemaakt tussen een type I en II constructie. Ook wordt niet langer de type III aanpak voorzien. In deze type III aanpak werd de kans op het optreden van een niet-kritische stabiliteit in rekening gebracht via een gereduceerde doelbetrouwbaarheid bij een ontwerp op basis van het resulterende restprofiel. Ten opzichte van de OSPW en de CUR219 wordt in de decompositie ten slotte niet langer gewerkt met verschillende doelbetrouwbaarheden voor deelmechanismen en/of constructieonderdelen, behalve voor de ankerstang, zie § 2.3.7.3.

2.3.7 Afdekken van onzekerheden via partiële factoren en scenario's

2.3.7.1 Bij controle op deformaties door hoogwaterbelasting

Voor het afdekken van onzekerheden bij controle op deformaties wordt het volgende voorgesteld:

- De controle op deformaties door hoogwaterbelasting vindt plaats bij WBN en bij karakteristieke grondsterkte.
- Er wordt gerekend met lage karakteristieke waarden van de grondstijfheid en grondsterkte.
- Bij deze karakteristieke waarden van stijfheid en sterkte wordt een op het verplaatsingsincrement aan te brengen modelfactor van 1,5 voorgesteld. Die komt ongeveer overeen met een modelfactor 2 bij verwachtingswaarden.

2.3.7.2 Bij controle op geotechnisch instabiliteit (GEO)

Voor het afdekken van onzekerheden bij controle op geotechnische stabiliteit wordt het volgende voorgesteld:

- De controle op geotechnische stabiliteit vindt plaats bij WBN en bij rekenwaarden voor de grondsterkte. Zolang er vanuit probabilistische analyses geen verdere onderbouwing beschikbaar is worden daarbij de volgende pragmatische keuzes aangehouden:
- De op de karakteristieke grondsterkte in rekening te brengen partiële factor is gelijk aan de WBI schadefactor (zie § 2.2.2), vermenigvuldigd met een modelfactor en een schematiseringsfactor.
 - De modelfactor voor EEM wordt vooralsnog gelijk gekozen aan de modelfactor voor "Uplift Van" volgens het WBI. Dit in de wetenschap dat EEM berekeningen en Uplift Van berekeningen bij groene dijken tot vergelijkbare resultaten leiden. Veronderstelling daarbij is dat in de modelfactor geen rekening wordt gehouden met inadequate invoerkeuzes en inadequate keuzes voor het daarbij in rekening brengen van afwijkingen tussen de 2D schematisering en de 3D werkelijkheid.
 - De schematiseringsfactor voor geotechnische instabiliteit $\gamma_{b,geo}$ wordt bepaald volgens de systematiek zoals geschetst in de TR "Grondmechanisch Schematiseren van dijken" (ENW, 2012). Er mag echter niet meer gebruik worden gemaakt van de daarin gegeven tabellen, omdat die zijn gebaseerd op een niet-actuele relatie tussen betrouwbaarheidsindex en schadefactor.
 - Conform de CUR166 wordt het maatgevende resultaat gekozen van het geval met een lage en met een hoge stijfheid. Deze lage en hoge waarden worden bepaald door de verwachtingswaarde van de stijfheid respectievelijk te delen door 1,5 of te vermenigvuldigen met 1,5.⁶

De voorgestelde aanpak komt voor het grootste deel overeen met de aanpak zoals geschetst in de OSPW. De kanttekeningen die in § 2.2.5 bij de OSPW aanpak zijn geplaatst betreffende het gebruik van de schadefactor (zowel bij de grondsterktereductie als bij het vaststellen van de schematiseringsfactor) blijven dus van kracht.

⁶ Wanneer uit de nog lopende consequentie-analyse blijkt dat de invloed van de stijfheid nauwelijks van invloed is kan deze aanwijzing eventueel komen te vervallen.

2.3.7.3 Controle op falen van constructie of ankersysteem (STR)

Voor het afdekken van onzekerheden bij de controle op constructieve sterkte en ankercapaciteit wordt het volgende voorgesteld:

De controle op constructieve sterkte en ankercapaciteit vindt eveneens plaats bij WBN en bij rekenwaarden voor de grondsterkte, waarna er op de resulterende ankerkracht nog een belastingeffect-factor wordt toegepast. Deze belastingeffect-factor valt voor de ankerstaaf hoger uit dan voor ankerlichaam en gording. Zolang er vanuit probabilistische analyses geen verdere onderbouwing beschikbaar is worden de volgende pragmatische keuzes aangehouden:

- De op de karakteristieke grondsterkte in rekening te brengen partiële factor is gelijk aan de WBI schadefactor (zie § 2.2.2), vermenigvuldigd met een modelfactor.
- De modelfactor voor EEM wordt gelijk gekozen aan de volgens WBI geldende factor voor "Uplift Van".
- De schematiseringsfactor voor constructief falen $\gamma_{b,STR}$ wordt bepaald volgens de aanwijzingen in de TR "Grondmechanisch Schematiseren van dijken" (ENW, 2012). Conform de aanwijzingen in de OSPW moet daarbij de stabiliteitsfactor worden vervangen door het relatieve verschil in de krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisering. De resulterende schematiseringsfactor wordt daarom ook aangebracht op de berekende krachten en momenten.
- Conform de CUR166 wordt het maatgevende resultaat gekozen van het geval met een lage en met een hoge stijfheid. Deze lage en hoge waarden worden bepaald door de verwachtingswaarde van de stijfheid respectievelijk te delen door 1,5 of te vermenigvuldigen met 1,5.⁷
- Om, conform de CUR166, voor het anker eenzelfde doelbetrouwbaarheid te bereiken als voor geotechnische stabiliteit geldt een belastingeffect-factor van 1,1 bij het dimensioneren van gording en ankerlichaam.
- Voor het dimensioneren van de ankerstaaf geldt conform de CUR166 een verhoogde factor van 1,25, vanwege de hogere vereiste doelbetrouwbaarheid.
- Conform de CUR166 wordt voor de damwanddimensionering geen belastingeffect-factor op het moment toegepast, zolang een toets op constructief falen alleen is gebaseerd op het bereiken van de vloeispanning in de uiterste vezel en de volplastische capaciteit dus nog niet is bereikt. Zo vindt geen onnodige stapeling van veiligheden plaats.
- De verder nog toe te passen materiaalfactoren voor constructieve sterkte (beton, hout, ankerlichaam) worden ontleend aan de CUR166 en/of de Eurocode. Deze materiaalfactoren zijn niet afhankelijk van de doelbetrouwbaarheid en/of de levensduur.⁸

Zie bijlage E voor een overzicht van de uit CUR166 en Eurocode afgeleide belastingeffect-factoren en materiaalfactoren voor verschillende typen stabiliteitsverhogende langconstructies.

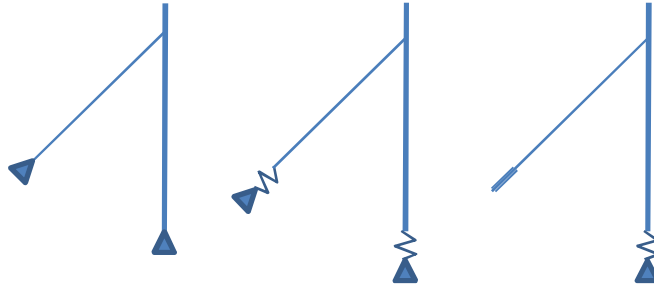
Bij een schuine ankerligging wordt een bovengrens voor de ankerkracht en de normaalkracht gevonden door een bovengrens voor de puntweerstand en uittrekkraft te veronderstellen en een stijve oplegging tot aan het bereiken van laatstgenoemde bovengrenswaarden. Om de bovengrens voor de puntweerstand of de houdkracht van het anker te modelleren mag

⁷ Wanneer uit de nog lopende consequentie-analyse blijkt dat de invloed van de stijfheid nauwelijks van invloed is kan deze aanwijzing eventueel komen te vervallen.

⁸ De volgens CUR166 toe te passen aanpassing van materiaalfactoren bij een levensduur groter dan 50 jaar wordt NIET voorgeschreven, omdat aan de juistheid daarvan wordt getwijfeld.

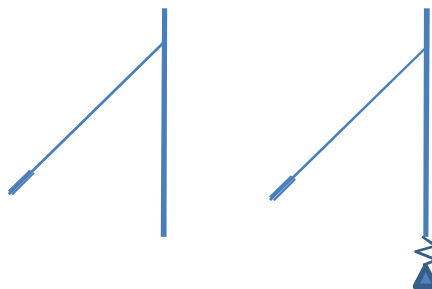
11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

worden gekozen voor een vaste oplegging of voor een verende oplegging. In het laatste geval wordt een verplaatsing van maximaal 0,01m aanvaardbaar geacht voor zowel het anker als de punt.



Figuur 2.4 Opties voor het modelleren van een hoge waarde voor de puntweerstand onder een wand en voor een beperkte beweegbaarheid van het ankerlichaam (nodig voor het vinden van de maatgevende ankerkrachten en normaalkrachten). Van links naar rechts: (1) vaste oplegging, (2) verende oplegging met hoge stijfheid en hoge sterkte, en (3) verbinding met de omringende grond (in geval van het ankerlichaam).

Voor een bovengrens van het moment moet daarnaast ook het effect van een ondergrenswaarde voor de puntweerstand en houdkracht worden beschouwd. De meest conservatieve veronderstelling is om bij deze momentcontrole geen puntweerstand te veronderstellen (geen oplegging). Wanneer echter toch wordt gekozen voor een verende oplegging aan de punt mag de normaalkracht aan de punt de lage rekenwaarde voor de puntweerstand niet overschrijden. Deze rekenwaarde volgt uit de geotechnische norm (NEN, 2016).



Figuur 2.5 Opties voor het modelleren van een lage waarde voor de puntweerstand onder een wand en voor een grote beweegbaarheid van het ankerlichaam (nodig voor het vinden van de maatgevende verplaatsingen en waarschijnlijk ook nodig voor het vinden van de maatgevende momenten). Van links naar rechts: (1) geen puntweerstand, (2) verende oplegging met lage puntweerstand (lage veerstijfheid en lage sterkte). Beiden in combinatie met een verbinding tussen het ankerlichaam en de omringende grond.

De in totaal voorgestelde aanpak voor de controle van wand en ankersysteem komt vrijwel geheel overeen met de aanpak zoals in de CUR166 gehanteerd. De aanpak wijkt af van die de OSPW en de CUR192 voor wat betreft de belastingeffect-factoren. Deze worden niet langer bepaald via faalkansdecompositie en daarop volgende correctie van materiaalfactoren. De CUR166 afleiding van de belastingeffect-factor lijkt namelijk zuiverder.

De eerdere kanttekeningen bij het gebruik van de schadefactor blijven van kracht. Aanvullende kanttekening is dat de belastingeffect-factor voor de CUR166 is gebaseerd op de resultaten van slechts drie gevallen, die bovendien allen betrekking hebben op een grondkerende damwand.

3 EEM toepassing

3.1 Overzicht en analyse huidige kaders

De volgende documenten en software geven de kaders die anno 2017 van toepassing zijn voor het met *PLAXIS* ontwerpen van waterkerende grondconstructies waarin constructieve elementen zijn opgenomen.

- Het CUR rapport 166 (CUR, 2012) geeft aanwijzingen voor het ontwerpen van damwanden en zegt daarbij ook kort iets over EEM toepassing. Zie § A.8.
- De OSPW geeft aanwijzingen voor het met EEM ontwerpen van stabiliteitswanden in primaire keringen (Deltares, 2013a) (Deltares, 2013b) (Deltares, 2013c) met appendix (Deltares, 2015a). Zie § A.10.
- Het WBI geeft aanwijzingen voor de bepaling van de verwachtingswaarden en spreidingen van grondsterkteparameters en grensspanningsvelden, inclusief het daarvoor benodigde grondonderzoek (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b) (Deltares, 2016b).

De relevante mogelijkheden van de *PLAXIS* software zijn vastgelegd in handleidingen en deels ook in POVM rapportages (Plaxis, 2016a) (Plaxis, 2016b) (Plaxis, 2017c) (Plaxis, 2017a), (Plaxis, 2017d), (POV Macrostabiliteit, 2017d; POV Macrostabiliteit, 2017e).

- POVM studies en aanwijzingen voor het met EEM ontwerpen van een onverankerde wand in de kruin, zoals toegepast voor het dijkversterkingsproject KIS. Dit betreft de volgende onderwerpen:
 - Quick Wins (POV Macrostabiliteit, 2016a). Hierin wordt onder andere een aanpassing op de OSPW rekenprocedure beschreven. Deze aanpassing leidt bij onverankerde wanden tot lagere momenten. Dat komt omdat het effect van grondsterkteverlaging onder dagelijkse omstandigheden niet meer wordt meegenomen, voor zover die grondsterkteverlaging nog mogelijk is zonder installatie van de wand. Zie § A.11.
 - Eerste probabilistische analyses (POV Macrostabiliteit, 2016d), waarop in de eerste maanden van 2018 nog een vervolg wordt uitgevoerd.
 - Een benaderende berekening van het “restprofiel” dat ontstaat door afschuiving van het talud aan landzijde. Hieruit blijkt dat de eenvoudige OSPW methodiek voor het restprofiel niet noodzakelijkerwijs conservatief is (POV Macrostabiliteit, 2017i).
- Verdere POVM rapportages ter ondersteuning van referentieprojecten. Deze rapportages zijn gericht op het optimaliseren van grondonderzoek, materiaalmodellering, onzekerheden en geotechnische schematisering (POV Macrostabiliteit, 2016e), (POV Macrostabiliteit, 2016c) (POV Macrostabiliteit, 2017g) (POV Macrostabiliteit, 2017f). Daarnaast zijn nog diverse rapportages beschikbaar over toepassing van probabilistische analyse voor glijvlakberekeningen, al dan niet in combinatie met “bewezen sterkte” (*Actuele Sterkte* spoor).
- De handreiking faalkansanalyses macrostabiliteit (Deltares, 2017b). In deze handreiking voor het uitvoeren van probabilistische macrostabiliteitsanalyses is gebruik gemaakt van ervaringen uit de POVM studies in het *Actuele Sterkte* kader. De systematiek is beschreven voor glijvlakberekeningen, maar ook van toepassing voor EEM berekeningen.
- Een POVM rapportage over EEM berekening van 3D en instationaire grondwaterstroming (POV Macrostabiliteit, 2017j).

3.2 Toepassingsmogelijkheden en –beperkingen van EEM

EEM analyses zijn noodzakelijk voor de controle op de eisen aan stabiliteit zoals geformuleerd voor waterveiligheid (§ 2.3.1) en nevenfuncties (§ 2.3.4), als ook voor controle op vervormingseisen (§ 2.3.5).

Met EEM analyses kunnen in principe de volgende resultaten worden bepaald.

- 1 De kruipdeformatie bij einde levensduur.
- 2 De aanvullende deformatie door WBN en eventuele verkeersbelasting.
- 3 De stabiliteit bij WBN en verkeersbelasting voor de maatgevende situatie tijdens de levensduur.
- 4 De krachten en momenten in constructieve elementen bij WBI voor de maatgevende situatie tijdens de levensduur.

Naast bovengenoemde mogelijkheden gelden voor analyses van dijken met constructieve elementen op voorhand ook de volgende beperkingen:

- In de klassieke EEM volgt het elementennet de vervorming. Daarom is het slechts beperkt mogelijk om daarmee stroming van grond langs constructies te beschrijven (langs palen, langs ankerstaven en door wandopeningen) of om grondverdringing door de installatie of verplaatsing van de constructie te beschrijven.
- Het is gebruikelijk om constructieve elementen te modelleren door lijn- of vlakvormige elementen en om alleen de grond met continuüelementen te modelleren. Bij de lijn- en vlakvormige elementen kan de interactie tussen grond en constructie ter plaatse van uiteinden niet worden gemodelleerd. Dit komt omdat de doorsnede-afmetingen bij lijn- en vlakvormige elementen niet expliciet worden gemodelleerd. Bij gebruik van deze elementen wordt een puntweerstand niet vanzelf gemodelleerd. Datzelfde geldt ook voor de uittrekkraft van een ankerlichaam, indien dit lichaam door een lijnvormig element wordt gemodelleerd. De wrijving langs de wand van lijn- of vlakvormige elementen kan alleen worden gemodelleerd als een over de doorsnede geïntegreerde waarde, vanwege de niet expliciet gemodelleerde doorsnedeform. Bij grote doorsnedeafmetingen is een laatste beperking van lijn- of vlakvormige elementen dat in het model ter plaatse van de constructiedoorsnede ook nog wordt gerekend met de aanwezigheid van grond. Deze overlap leidt tot “dubbeltelling” van stijfheid, sterkte en gewicht.
- Het effect van de voorspelde zakking op de geometrie en daarmee ook op stabiliteit en “onder-waterzakken” wordt alleen meegenomen bij een *Updated Mesh* beschrijving.
- De mogelijkheden om grotere vervormingen te voorspellen met hulp van een *Updated Mesh* beschrijving blijven beperkt tot situaties waarin de aangepaste elementvorm nog steeds voldoet aan de randvoorwaarden die er aan die elementvorm worden gesteld. Bij de ideale elementvorm hebben alle zijden van driehoeken of vierhoeken gelijke afmetingen en zijn alle hoeken ook gelijk.
- Zogenaamde “interface elementen” langs staven, balken, en schalen/platen zijn bij grote schuifverplaatsingen nooit in staat om het wrijvingseffect met de omringende grond correct te beschrijven, omdat de relaties blijven gelden tussen de knopen die oorspronkelijk tegenover elkaar lagen. Zie ook § 3.3.1.4.

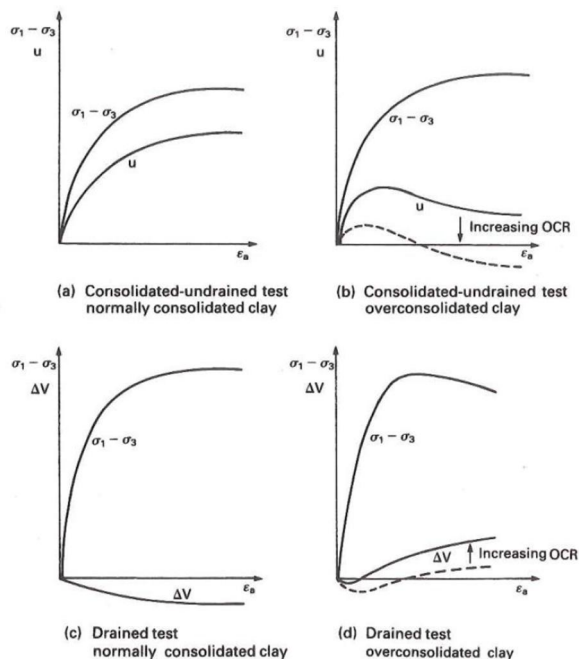
3.3 Voorstel voor uniforme aanpak

3.3.1 Constitutieve modellen

3.3.1.1 Randvoorwaarden vanuit het WBI

Het WBI legt bij een zogenaamde gedetailleerde beoordeling de volgende randvoorwaarden vast voor de toe te passen constitutieve modellen:

- Gebruik van de *Critical State* schuifsterkte. Deze *Critical State* schuifsterkte is gedefinieerd als de sterkte die bij grotere schuifrek uiteindelijk wordt bereikt en waarbij de plastische volumevervorming (gedraineerd) of de waterspanningsverandering (ongedraineerd) gelijk aan nul is geworden.
- Gebruik van de op de *Critical State* gebaseerde ongedraineerde schuifsterkte van klei en veen voor de stabiliteitsanalyse onder hoogwateromstandigheden. In het geval van glijvlakberekeningen door toepassing van het zogenaamde SHANSEP model.



• *Figuur 3.1 Typisch resultaat van triaxiaaltesten op klei. (Craig, 2004). Op de verticale as staat de schuifspanningsmaat $\sigma_1 - \sigma_3$ en de waterspanning u of de volumeverandering ΔV . De "Critical State" schuifsterkte wordt bereikt zodra er geen volumeverandering (gedraineerd) of waterspanningsverandering (ongedraineerd) meer optreedt*

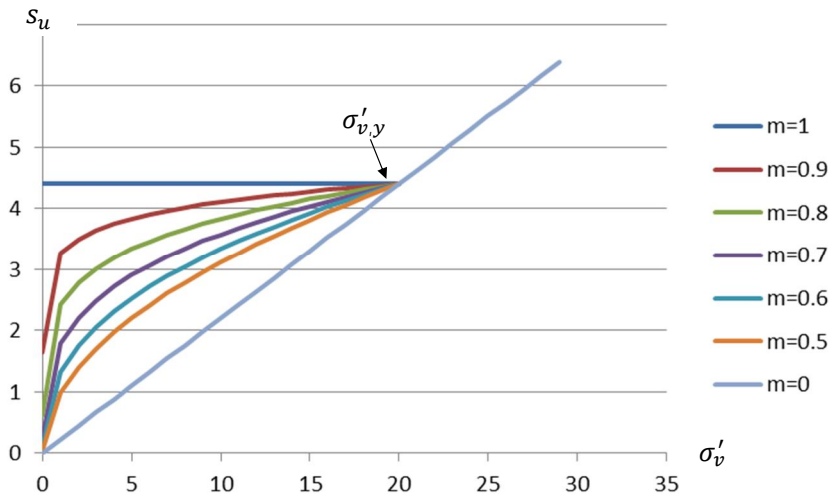
Het WBI schrijft voor dat de *Critical State* schuifsterkte van de natte klei en het natte veen tijdens hoogwateromstandigheden moet worden beschreven onder de aanname van ongedraineerde condities en onder invloed van de tijdens hoogwater heersende overconsolidatiegraad. Daarbij schrijft het WBI binnen glijvlakberekeningen het empirische SHANSEP model voor om de invloed van de overconsolidatiegraad in rekening te brengen.

$$s_u = S \cdot \sigma_v' \cdot (OCR)^m \quad (3.1)$$

De overconsolidatiegraad OCR is gedefinieerd als de grensspanning die volgt uit een samendrukkingstest (de *yield stress* $\sigma_{v,y}$) gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_v .

$$OCR = \max\left(\frac{\sigma'_{v,y}}{\sigma'_v}, 1\right) \quad (3.2)$$

De dimensieloze SHANSEP parameter S (schuifsterkte-ratio) beschrijft de verhouding tussen de ongedraineerde sterkte en de effectieve verticale spanning voor normaal geconsolideerde grond, voorafgaand aan eventuele aanpassing van de effectieve spanning door ongedraineerd afschuiven. De dimensieloze SHANSEP parameter m (sterktetoename-exponent, $0 < m < 1$) brengt de invloed in rekening van overconsolidatie. Wanneer de m waarde gelijk aan 1 zou zijn, dan is alleen de grensspanning nog van invloed op de ongedraineerde sterkte onder de grensspanning. Wanneer de m waarde gelijk aan nul zou zijn, dan is alleen de verticale effectieve spanning nog van invloed, net zoals bij gedraineerde sterkte wordt aangenomen. Zie Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Ongedraineerde sterkte tegen effectieve verticale spanning volgens SHANSEP, $S=0,22$, $\sigma_{v,y} = 20$ kPa

De S waarden zijn bij een beperkte schuifrek verschillend in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak. De ongedraineerde schuifsterkte voor actieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale compressietesten. De ongedraineerde schuifsterkte bij neutrale afschuiving komt overeen met het resultaat van *Direct Simple Shear* (DSS) testen. De ongedraineerde schuifsterkte voor passieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale extensie testen. *Direct Shear* testen geven volgens het WBI een goede gemiddelde waarde, die bij grotere rekken (na het bereiken van de *Critical State*) in theorie ook langs het hele glijvlak zou moeten gelden. Het WBI geeft aan dat uit triaxiaalproeven op klei bij grote rek een vergelijkbare waarde wordt gevonden. Daarom schrijft het WBI voor klei toch de toepassing van triaxiaalproeven voor.

De SHANSEP parameter S voor een *Direct Simple Shear* situatie is benaderend te relateren aan de wrijvingshoek ϕ_{cs} bij de *Critical State*. De parameter m is benaderend te relateren aan de compressieindex C_c en de zwellingsindex C_s (Mayne, Coop, Springman, Huang, & Zornberg, 2009, p. 12).

$$S_{DSS} \approx \frac{\sin(\phi_{cs})}{2}, \quad m_{DSS} \approx 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad (3.3)$$

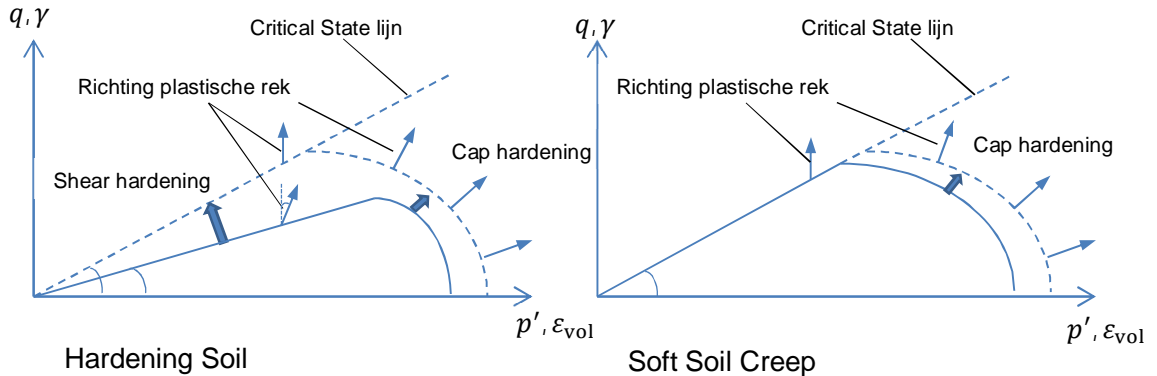
3.3.1.2 Gedraineerd gedrag

Gedraineerd gedrag geldt volgens het WBI altijd voor zand. Gedraineerd gedrag geldt volgens het WBI verder ook altijd voor de klei- en veengrond die boven de freatische lijn ligt. Voor klei- en veengrond onder de freatische lijn geldt gedraineerd gedrag volgens het WBI ten slotte ook tijdens de rekenfasen waarin de initiële spanningstoestand onder hoogwatercondities wordt berekend. Voor wat betreft de daarbij toe te passen constitutieve modellen gelden de volgende aanbevelingen.

Zonder tijdsafhankelijke effecten heeft het *Hardening Soil* (HS) model de voorkeur om het gedrag van klei, veen en zand te modelleren. Indien in klei en veen naast directe vervorming ook kruip moet worden gemodelleerd is het *Soft Soil Creep* (SSC) model vooralsnog de enige kandidaat. De in te voeren dilatatiehoek bij de critical state sterkte moet in alle gevallen gelijk aan nul worden gesteld.

Het binnen POVM verband nog te evalueren Creep-SCLAY1 model levert vanaf 2018 in theorie een betere modellering van slappe grond dan SSC en HS. Er moet echter nog wel ervaring worden opgedaan met de praktische toepasbaarheid, met de numerieke robuustheid en met de toepasbaarheid voor grond met hogere overconsolidatiegraden.

Zowel het HS model als het SSC model maken in de spanningsruimte gebruik van een schuifvloeiooppervlak voor de critical state sterkte, en van een aparte "cap" voor de plastische samendrukbaarheid. De plastische volumeafname treedt op tijdens maagdelijke samendrukking. De cap verschuift daarbij naar buiten (*Cap Hardening*). De initiële ligging van de cap wordt vastgelegd door een equivalente isotrope preconsolidatiespanning. Deze wordt bij initialisatie berekend als functie van de initiële grensspanning. De initiële grensspanning wordt bepaald door de invoer van een opgegeven ruimtelijk POP veld (via "Boreholes") of door de invoer van een OCR waarde per materiaal. POP is de afkorting voor de *Pre Overburden Pressure*, die gelijk is aan de grensspanning minus de effectieve verticale spanning. De initialisatie op basis van een opgegeven overconsolidatie vindt alleen plaats in de eerste rekenfase. Voor elementen die actief worden na de eerste rekenfase gebruikt *PLAXIS: OCR = 1*.



Figuur 3.3 Schematische weergave van de vloeiooppervlakken voor Hardening Soil en Soft-Soil Creep. Op de verticale as staat de schuifspanningsmaat $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, en de schuifrek γ . Op de horizontale as staat de effectieve isotrope spanning p' en de volumerek ϵ_{vol} . De helling van de Critical state lijn wordt bepaald door de wrijvingshoek ϕ_{cs} . De hoek tussen de plastische rekvector en de verticaal wordt bepaald door de dilatatiehoek ψ .

De twee voornaamste verschillen tussen de modellen zijn ten slotte:

- Alleen het HS model genereert ook plastische rek bij het mobiliseren van de schuifsterkte onder maagdelijke deviatorische belasting (*Shear Hardening*).
- Het SSC model kan kruip beschrijven. Het HS model kan dat niet.

Bijlage C.1 en bijlage C.3 geven een nader overzicht van de eigenschappen en verschillen van deze twee modellen. Een meer uitgebreide beschrijving is te vinden in de *PLAXIS* handleiding (Plaxis, 2016b).

3.3.1.3 Ongedraineerd gedrag

Voor beschrijving van het door WBI voorgeschreven ongedraineerde gedrag van klei en veen tijdens de hoogwatersituatie gelden de volgende aanbevelingen.

In de rekenfase met hoogwaterbelasting kan gebruik worden gemaakt van het “user-defined” *SHANSEP NGI-ADP* model (POV Macro stabiliteit, 2017d; POV Macro stabiliteit, 2017e). Het *SHANSEP* model maakt gebruik van de *S* en *m* parameters en wordt vanuit WBI voorgeschreven voor glijvlakberekeningen.

In het model wordt de ongedraineerde sterkte volgens *SHANSEP* (§ 3.3.1.1) gecombineerd met het *NGI-ADP* model (Grimstad, Andresen, & Jostad, 2012). In tegenstelling tot de hiervoor besproken modellen is het *NGI-ADP* model een “total stress” model, waarin waterspanning en effectieve spanning niet worden gescheiden. Tijdens het gebruik van het *NGI-ADP* model heeft de op dat moment in *PLAXIS* berekende wateroverspanning door verandering van de totale isotrope spanning dus geen effect meer op de *NGI-ADP* schuifsterkte. De afkorting *ADP* betekent “Active/Direct-Shear/Passive”. Dit wil zeggen dat het model rekening houdt met mogelijk verschillende waarden van de ongedraineerde schuifsterkte in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak, in combinatie met de verschillende niveaus van de plastische schuifrek waarbij de piekwaarden voor de schuifsterkte worden bereikt. Binnen het WBI wordt geen onderscheid tussen actieve en passieve schuifsterkte gemaakt. De verhoudingen dienen dus doorgaans gelijk aan 1 te worden gekozen. De op te geven verhouding tussen de ongedraineerde sterkte bij passieve en actieve sterkte kan in oprijfsituaties echter toch een praktisch nut hebben. Daar waar het

glijvlak uittreedt, kan via de op te geven verhouding eenvoudig een sterk gereduceerde passieve ongedraineerde schuifsterkte worden gemodelleerd, zie ook § 3.3.4.5.

Bij elke overstap van HS of SSC naar het SHANSEP model bepaalt *PLAXIS* de ongedraineerde sterkte die hoort bij de op dat moment geldende grootste effectieve hoofdspansing σ'_1 , in combinatie met de actuele grensspanningswaarde. De grensspanning wordt daarbij gedefinieerd door het maximum van de tijdens alle rekenfasen berekende grootste hoofdspansing ($\sigma'_{1,max}$). De $\sigma'_{1,max}$ waarde wordt (net zoals de equivalente isotrope preconsolidatiespanning voor HS en SSC) eenmalig geïnitieerd uit een opgegeven ruimtelijk POP veld (via “Boreholes”) of uit OCR invoer per materiaal. De initialisatie op basis van een opgegeven overconsolidatie vindt alleen plaats in de eerste rekenfase, ook als het element dan nog geen SHANSEP eigenschappen heeft. Voor elementen die na de eerste rekenfase actief worden gebruikt *PLAXIS*: $OCR = 1$.

Bijlage C.4 geeft een kort overzicht van de voornaamste eigenschappen van het SHANSEP NGI-ADP model. Een meer uitgebreide beschrijving van dit model en zijn validatie is te vinden in POVM documenten (POV Macrostabiliteit, 2017d; POV Macrostabiliteit, 2017e).

Als alternatief kunnen de HS en SSC modellen ook worden gecombineerd met ongedraineerde condities (in *PLAXIS*: “Undrained A”). Tijdens de schuifvervorming die aan de *Critical State* vooraf gaat wordt dan een toename van waterspanning en afname van effectieve spanning uitgerekend, als gevolg van de verhinderde volumeverkleining. Voor hoge overconsolidatiegraden is deze combinatie naar verwachting conservatiever dan toepassing van het SHANSEP model. Dat komt omdat de HS en SSC modellen niet de afname van waterspanning en toename van effectieve spanning beschrijven die in werkelijkheid onder ongedraineerde omstandigheden kan optreden boven de *Critical State*, door de verhinderde volumetoename.

Tijdens SSC kruip groeit de equivalente isotrope preconsolidatiespanning en OCR . Daarmee groeit ook de ongedraineerde sterkte, bij daarop volgend gebruik van ongedraineerde condities. Metingen in het veld wijzen er echter niet op dat de grensspanning ook zo snel aangroeit. Het wordt daarom aanbevolen om een kruipanalyse alleen te gebruiken voor het voorspellen van zettingen in de tijd en geen gebruik te maken van de eventuele voordelige effecten van de door het SSC model voorspelde verhoging van de ongedraineerde sterkte door kruip. Bij een overstap van SSC op SHANSEP wordt het voordelige kruipeffect overigens niet meegenomen: de grensspanning $\sigma'_{1,max}$ groeit alleen aan door verhoging van σ'_1 tot voorbij het eerdere maximum.

Het binnen POVM verband nog te evalueren Creep-SCLAY1 model biedt te zijner tijd misschien een alternatief voor het tijdens de berekening moeten overstappen van HS of SSC op SHANSEP. Combinatie van Creep-SCLAY1 met ongedraineerde condities levert namelijk resultaten die in theorie met SHANSEP vergelijkbaar zijn, voor zowel lage als hoge overconsolidatiegraden.

3.3.1.4 Interactie tussen grond en constructie

PLAXIS modelleert de interactie tussen grond en constructie met *interface-elementen*. Deze elementen modelleren verende verbindingen tussen grond en constructie in zowel schuifrichting als normaalrichting. De schuifsterkte wordt daarbij gemodelleerd via het Mohr-Coulomb model. *PLAXIS* bepaalt de waarde van de (gemobiliseerde) wrijvingshoek of van de ongedraineerde schuifsterkte uit de waarde van het naastliggende grondelement. Deze waarde wordt vervolgens gereduceerd met een op te geven reductiefactor R_{inter} . Laatstgenoemde factor is in principe afhankelijk van de ruwheid van de constructiewand in

verhouding tot de korrelgrootte van de grond. De R_{inter} reduceert ook de verdeelde veerstijfheden in het interface-element, voor zowel schuifvervorming als normaalvervorming. De verdeelde veerstijfheden zijn gerelateerd aan verschilverplaatsing. Ze worden door PLAXIS echter gelijk gesteld aan de schuifstijfheid G en normaalstijfheid E_{oed} in de grond. Deze grondstijfheden zijn gerelateerd aan rek. Dit betekent dat het interface-element in feite een verdeelde veerstijfheid krijgt toebedeeld die vergelijkbaar is met de stijfheid van een strook grond met een dikte van 1m.

3.3.2 Protocol Parameterbepaling

3.3.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt een kort overzicht gegeven van:

- de randvoorwaarden die WBI stelt aan de parameterbepaling en toe te passen statistiek,
- de modelparameters voor de toe te passen constitutieve modellen,
- de mogelijkheden en beperkingen voor het omrekenen van standaard geotechnische parameters naar de modelparameters.

Bij het schrijven van deze paragraaf was binnen het POVM rekencluster nog geen uniforme werkwijze voor de parameterbepaling ontwikkeld. De paragraaf heeft daarom een voorlopig karakter.

De pretentie van deze paragraaf is ten slotte niet om het protocol voor de bepaling van de standaard geotechnische parameters en/of voor de uitvoering van proeven vast te leggen. Zie daarvoor bijvoorbeeld het CUR rapport over dit onderwerp (CUR, 2003) en zie ook de aanwijzingen die worden gegeven de WBI schematiseringshandleiding en in de WBI protocollen voor lab- en veldonderzoek (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b; Deltares, 2016b; Deltares, 2016d).

3.3.2.2 Schuifsterkteparameters (gedraineerd en ongedraineerd)

De *Critical State* ongedraineerde schuifsterkte en de wrijvingshoek ϕ_{cs} moeten volgens de WBI schematiseringshandleiding worden bepaald bij 25 % rek in het geval van een triaxiaal-compressietest (klei) en bij 40 % rek in het geval van een *Direct Shear* test (veen). Bij veen is voor *Direct Shear* testen gekozen omdat daarmee de (ten opzichte van klei) hogere rekniveaus bij de *Critical State* beter kunnen worden opgelegd. Triaxiaaltesten zijn voor deze hoge rekniveaus niet meer geschikt. Voorafgaand aan gebruik van de proefresultaten voor statistische analyse moet uiteraard de betekenis en kwaliteit van de proefresultaten worden beoordeeld. De verwachtingswaarden en regionale spreidingen van het laaggemiddelde uit proevenverzamelingen moeten vervolgens voor alle materiaalparameters worden bepaald volgens de binnen WBI in de schematiseringshandleiding voorgeschreven methode (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b; Deltares, 2016b). Waterschap Rivierenland heeft met hulp van Deltares en Arcadis een ondersteunende spreadsheet beschikbaar gemaakt, met documentatie (Waterschap Rivierenland, 2016a; Waterschap Rivierenland, 2016b). Hiermee kunnen de verwachtingswaarden en regionale spreidingen worden bepaald voor zowel de SHANSEP parameters S en m als ook voor de wrijvingshoek ϕ_{cs} bij de *Critical State*. De WBI schematiseringshandleiding bevat voor deze parameters ook getalsmatige indicaties, voor verschillende grondsoorten.

De toe te passen statistiek is in principe ook van toepassing op de verwachtingswaarden en spreidingen van andere parameters die uit regionale verzamelingen van de resultaten van laboratoriumproeven volgen.

3.3.2.3 Grensspanningsveld

De grensspanning en ook de daarop gebaseerde *OCR* en *POP* zijn geen materiaalparameters. De grensspanning is een *State* parameter, die een functie is van spanningsgeschiedenis en tijd en die binnen een laag kan variëren in zowel horizontale als verticale richting. Het veld kan in *PLAXIS* worden ingevoerd als verlopende waarde van de *POP* (de grensspanning minus de verticale effectieve veldspanning). Het ingevoerde veld wordt door *PLAXIS* toegepast op alle elementen die in eerste rekenfase actief zijn. Voor de elementen die na de eerste rekenfase geactiveerd worden hanteert *PLAXIS* altijd $OCR=1$ (normaal geconsolideerd).

Volgens de WBI schematiseringshandleiding moet het in te voeren grensspanningsveld worden bepaald uit sondeerweerstand.

De relatie tussen de ongedraineerde schuifweerstand en een sondeerweerstand wordt beschreven met:

$$s_u \approx \frac{q_{net}}{N_{kt}}, \quad q_{net} = q_t - \sigma_v, \quad q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (3.4)$$

waarin:

a	conusfactor, afhankelijk van gebruikte sonde [-]
N_{kt}	correlatiefactor tussen q_{net} en s_u [-]
q_c	conusweerstand [kPa]
q_{net}	conusweerstand gecorrigeerd voor gemeten waterspanning en verticale spanning [kPa]
q_t	conusweerstand gecorrigeerd voor gemeten waterspanning [kPa]
σ_v	in situ gemeten verticale totaalspanning [kPa]
u_2	waterspanning gemeten direct boven de conus [kPa]

De via *POP* of *OCR* in te voeren grensspanning $\sigma'_{v,y}$ kan uit de ongedraineerde sterkte worden bepaald door combinatie van de vergelijkingen (3.1), (3.2) en (3.4):

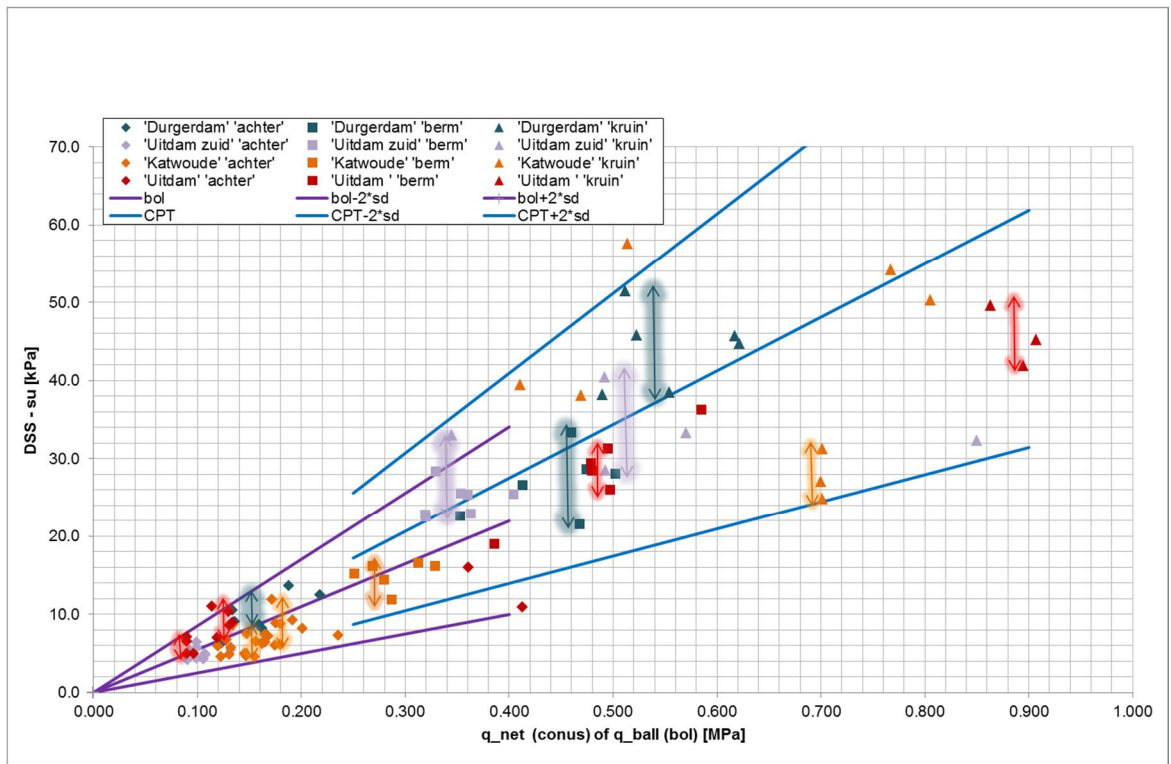
$$\sigma'_{v,y} = \max \left(\sigma_v^{(1-1/m)} \cdot \left(\frac{q_{net}}{S \cdot N_{kt}} \right)^{1/m}, \sigma'_v \right) \quad (3.5)$$

De N_{kt} verwachtingswaarde wordt bepaald door kalibratie van in het laboratorium bepaalde ongedraineerde sterktes op de corresponderende q_{net} waarden, via minimalisatie van de variatiecoëfficiënt van de ongedraineerde sterkte. De resulterende variatiecoëfficiënt kwantificeert de “transformatieonzekerheid” die is verbonden aan de correlatie met de sondeerweerstand. Van de totale variantie mag het lokale (niet-systematische) deel V_{lokaal}^2 worden uitgemiddeld.

$$V_{gemiddeld} = \sqrt{V_{totaal}^2 - V_{lokaal}^2} \quad (3.6)$$

Met hulp van de SHANSEP relatie kan uit de s_u waarde op het moment van sonderen volgens de correlatie in elk punt een *POP* waarde worden afgeleid, die correspondeert met de spanningstoestand op het sondermoment.

Voor de aanvullende onzekerheid door de ruimtelijke variabiliteit van q_{net} wordt aanbevolen om deze in rekening te brengen door het kiezen van een *POP* verloop dat op conservatieve wijze de resultaten uit de verschillende sonderingen in het vak representeert. Deze aanbeveling wijkt af van de WBI schematiseringshandleiding, op basis van meer recente inzichten. Daarbij is het onvermijdelijk dat het representatieve verloop zal afhangen van subjectieve keuzes, die zullen moeten worden gemaakt door op dit gebied ervaren deskundigen.



Figuur 3.4 Voorbeeld verwachtingswaarde en 95% betrouwbaarheidsinterval voor $s_u = \frac{q}{N}$ bij een fit op minimale variatiecoëfficiënt (Deltares, 2015c). De fit op de bolsonde data ($N_b = 18.18$, $V = 0.28$) is paars gekleurd. De fit op de conus data ($N_{kt} = 14.55$, $V = 0.25$) is blauw gekleurd. De lokale spreiding per cluster is indicatief ingetekend

3.3.2.4 Hardening Soil stijfheidsparameters

Voor het Hardening Soil model zijn (naast de critical state wrijvingshoek $\phi_{max} = \phi_{cs}$ en de daarbij geldende dilatantiehoek $\psi_{\phi_{max}} = 0$) ook nog de volgende stijfheidsparameters nodig:

- m Een parameter voor de spanningsafhankelijke stijfheid: $\frac{E}{E_{ref}} = \left(\frac{p'}{p_{ref}'}\right)^m$. Deze waarde wordt voor zand vaak gelijk gekozen aan 0,5. De waarde die uit proeven wordt afgeleid ligt voor klei en veen doorgaans tussen 0,8 en 1,0.
- $E_{50.ref}$ De secant stijfheid $\frac{q}{\varepsilon_1}$ in een triaxiaaltest bij 50 % van de uiterste deviatorische spanning q gedurende maagdelijk belasten en bij een horizontale steundruk $\sigma'_{ref,h} = 100$ kPa. Indien de secant stijfheid beschikbaar is bij een andere horizontale spanning dan de referentiewaarde geldt de volgende spanningscorrectie:

$$E_{50.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref,h}}{\sigma_h}\right)^m \cdot \frac{q}{\varepsilon_1}$$
- $E_{ur.ref}$ De referentiewaarde voor de (tangent) stijfheid $\frac{dq}{d\varepsilon_1}$ in een triaxiaaltest gedurende ontlasten en herbelasten, bij een horizontale steundruk $\sigma'_{ref,h} = 100$ kPa. Indien de tangentstijfheid beschikbaar is bij een andere horizontale spanning dan de referentiewaarde geldt de volgende spanningscorrectie: $E_{ur.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref,h}}{\sigma_h}\right)^m \cdot \frac{dq}{d\varepsilon_1}$. Wanneer geen $E_{ur.ref}$ waarde wordt ingevoerd kiest PLAXIS deze 3 keer zo groot als de $E_{50.ref}$ waarde.
- $E_{oed.ref}$ De referentiewaarde voor de tangent stijfheid $\frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$ in een samendrukkingstest gedurende maagdelijk belasten, bij een verticale effectieve spanning $\sigma'_{ref,v} = 100$ kPa. Indien de tangentstijfheid beschikbaar is bij een andere verticale spanning dan de referentiewaarde geldt de volgende spanningscorrectie: $E_{oed.ref} = \left(\frac{\sigma'_{ref,v}}{\sigma'_v}\right)^m \cdot \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$. Wanneer geen $E_{oed.ref}$ waarde wordt ingevoerd kiest PLAXIS deze gelijk aan de $E_{50.ref}$ waarde.
- ν_{ur} De dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten/herbelasten, te bepalen uit de ontlasttak in een gedraineerde triaxiaaltest ($\nu_{ur} = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$) of in een $K_0 - CRS$ samendrukkingstest ($\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{d\sigma'_3}{d\sigma'_1}$). Zonder verdere informatie is een geschikte keuze: $\nu_{ur} = 0,2$.

Met betrekking tot de parameterbepaling geldt verder het volgende.

- Toegestane stijfheidsverhoudingen.
 PLAXIS gebruikt de ingevoerde sterkte- en stijfheidsparameters en de berekende grensspanning, in combinatie met K_0^{NC} (default gelijk aan $1 - \sin \phi_{cs}$) voor een fit op de interne modelparameters. Deze interne parameters leggen de ligging en de hardeningsregel vast voor zowel de cap als voor het schuifvloeiooppervlak. Gedurende de fit geeft PLAXIS soms foutmeldingen wanneer bij de ingevoerde parametercombinaties geen fit mogelijk is. Dat gebeurt bijvoorbeeld indien de cap geheel onder het schuifvloeiooppervlak zou moeten liggen om het K_0^{NC} spanningpad nog te kunnen beschrijven. Uit ervaring blijkt dat de verhouding tussen de hardeningsparameters $E_{50.ref}$ en $E_{oed.ref}$ in de praktijk niet veel groter dan 2 mag worden.

- Stijfheidsparameters voor klei en veen.

In het geval van veen en klei vindt de bepaling van Hardening Soil parameters volgens het WBI protocol plaats uit de resultaten van samendrukkingstesten en triaxiaaltesten (klei) of uit *Direct Shear* testen (veen) (Deltares, 2016b; Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b).

Wanneer de m waarde voor klei en veen als benadering gelijk aan 1 wordt gekozen kunnen de $E_{oed.ref}$ en de $E_{ur.ref}$ worden gerelateerd aan de standaard samendrukkingparameters C_c (compressie-index) en C_s (zwellings-index).

$$E_{oed.ref} = \frac{\ln(10) \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_{ref.v}}{C_c} \quad (3.7)$$

$$E_{ur.ref} = \frac{\ln(10) \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_{ref.v}}{C_s} \cdot \frac{(1 + \nu_{ur}) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{ur})}{(1 - \nu_{ur})} \quad (3.8)$$

Hierin is e_0 het initiële poriëngetal, oftewel de initiële *void ratio*.

- Stijfheidsparameters voor zand.

Voor zand worden in praktijk veelal correlaties met de conusweerstand q_c gebruikt. Zie daarvoor de standaard handboeken (Lunne, Robertson, & Powell, 1997) (Robertson & Cabal, 2015). Hierna volgen indicatieve "best estimate" correlaties voor zand. Deze mogen echter niet als bindend worden beschouwd.

$$G_0 \approx 10 \cdot q_c$$

$$E_{ur.ref} = 0.5 \cdot G_0 \cdot 2(1 + \nu_{ur}) \left(\frac{\sigma'_{ref.h}}{\sigma'_{CPT.h}} \right)^m$$

$$E_{50.ref} \approx \frac{E_{ur.ref}}{5}$$

$$E_{oed.ref} \approx E_{50.ref}$$

Hierin is $\sigma'_{CPT.h}$ de aangenomen horizontale effectieve veldspanning die correspondeert met waarde van de conusweerstand.

- Kalibratie op representatieve proefresultaten.

Met de uit afzonderlijke proeven bepaalde invoerparameters blijkt in praktijk nog niet vanzelfsprekend dat daarmee ook een goede gelijktijdige simulatie van zowel een samendrukkingstest als een triaxiaaltest kan worden uitgevoerd bij verschillende initiële spanningscondities en grensspanningen. Voor klei en veen wordt daarom als vervolg nog een parameterkalibratie op representatieve proefresultaten aangeraden. Dat kan handmatig met hulp van de *Soil Test* optie in *PLAXIS*. Bij het schrijven van het voorliggende rapport loopt in POVM verband een evaluatie van een recent binnen *PLAXIS* beschikbaar gekomen automatische kalibratiemethode voor beide testen gelijktijdig.

3.3.2.5 Soft Soil Creep stijfheidsparameters

Naast de critical state wrijvingshoek ϕ_{cs} en de daarbij geldende dilatantiehoek $\psi = 0$ zijn ook nog drie *Soft Soil Creep* parameters nodig, die de samendrukking, zwelling en kruip beschrijven. Deze parameters λ^* , κ^* en μ^* zijn rechtstreeks te relateren aan de standaard parameters uit samendrukkingsproeven, te weten de compressie-index C_c , de zwelling-index C_s en de kruipindex C_α . De eerste twee zijn altijd gedefinieerd op basis van het poriëngetal, de laatste is veelal gedefinieerd op basis van rek.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{\ln(10) \cdot (1 + e_0)} \quad (3.9)$$

$$\kappa^* = \frac{C_s}{\ln(10) \cdot (1 + e_0)} \cdot \frac{\ln OCR}{\ln \left(\frac{(2 \cdot K_0^{NC} + 1)}{(2 \cdot K_0^{NC} + 1) - \left(1 - \frac{1}{OCR}\right) \cdot \left(2 \cdot \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} + 1\right)} \right)} \quad (3.10)$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{\ln(10)} \quad (3.11)$$

Hierin is e_0 het initiële poriëngetal, oftewel de *void ratio*.

Bij $K_0 - CRS$ samendrukkingsproeven wordt naast de verticale spanning ook de waterspanning en de horizontale spanning gemeten. De κ^* parameter en de v_{ur} parameter kunnen dan rechtstreeks worden bepaald uit de ontlasttak van deze proef. De κ^* parameter is daarbij de afgeleide van de volumerek ε_{vol} naar de effectieve isotrope spanning p' .

$$\kappa^* = \frac{d\varepsilon_{vol}}{d \ln(p')} \quad (3.12)$$

$$\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} = \frac{d\sigma'_3}{d\sigma'_1} \quad (3.13)$$

3.3.2.6 Grond-constructie interactie

PLAXIS bepaalt de schuifsterkte tussen grond en constructie door de schuifsterkte van de grond te vermenigvuldigen met een op te geven waarde voor R_{inter} . De grootte van R_{inter} heeft naar verwachting significante invloed op zowel stabiliteit als op de krachten en momenten, maar de waarde kan niet heel precies worden bepaald. Tabel 3.2 in deel 1 van de CUR166 geeft een indruk van mogelijke waarden voor een gekromd glijvlak. Omdat nauwkeurige bepaling niet mogelijk is wordt vooralsnog aanbevolen om te werken met onder- en bovengrenzen, en om per controlegeval (verplaatsing, stabiliteit, krachten/momenten) te kiezen voor de grenswaarde die maatgevend blijkt.

3.3.2.7 Klei als dijksmateriaal

In de WBI schematiseringshandleiding staat dat de ongedraineerde sterkte van klei met een ligging onder het freatisch vlak moet worden beschreven op basis van SHANSEP parameters. De grensspanning in nat kleiig dijksmateriaal moet daarbij worden bepaald uit sondeerwaarden, door toepassing van vergelijking (3.5). Wanneer het klei onder dagelijkse omstandigheden boven het freatisch vlak ligt moet de netto conusweerstand q_{net} volgens de WBI schematiseringshandleiding door drie worden gedeeld om zo een conservatieve schatting te bepalen voor de waarde die zou zijn gevonden bij positieve waterdrukken. Voor klei die ook bij hoogwateromstandigheden boven de freatische lijn ligt moet volgens de WBI schematiseringshandleiding een ϕ_{cs} sterktekarakterisering worden toegepast, onder gedraineerde omstandigheden. Voor dergelijk dijksmateriaal mag volgens de schematiseringshandleiding $\phi_{cs} = 32^\circ$ worden aangehouden als verwachtingswaarde, met een variatiecoëfficiënt van 0,1.

Volgens de WBI schematiseringshandleiding mag dus geen rekening worden gehouden met zuigspanningen in de zone boven het freatisch vlak. Deze conservatieve aanname wordt gedaan omdat het onzeker is of er onder alle omstandigheden op zuigspanningen mag worden gerekend en tevens vanwege de mogelijke aanwezigheid van scheuren. In Bijlage D wordt een voorstel gedaan voor een alternatieve modellering. In dat voorstel wordt wel een beperkte ongedraineerde sterkte toegekend aan de zone boven het freatisch vlak. Dit vanuit de gedachte dat het meenemen van het gunstige effect van zuigspanningen wel is toegestaan bij een dikke onverzadigde zone, bij de afwezigheid van scheuren en bij aangebrachte klei met gecontroleerde kwaliteit. Het voorstel heeft anno 2017 echter nog geen formele status. Daarom is hier de aanbeveling om als uitgangspunt vooralsnog de WBI aanpak te blijven hanteren, die onder omstandigheden mogelijk te conservatief is. Het valt echter niet uit te sluiten dat er in de bovenste laag met lage effectieve spanning om pragmatische redenen toch een beperkte cohesie moet worden toegevoegd. Dit om zeer oppervlakkige afschuivingen te voorkomen, die verder rekenen zouden verhinderen.

3.3.2.8 Ongedraineerde sterkte bij lage effectieve spanningen

Toepassing van het SHANSEP model levert in de limiet van een effectieve spanning die naar nul gaat ook een ongedraineerde sterkte op die naar nul gaat. Volgens de WBI schematiseringshandleiding mag echter ook worden gerekend met de ongedraineerde sterkte volgens vergelijking (3.4), die rechtstreeks uit de gemeten conusweerstand volgt. Daarmee resteert bij lage effectieve spanningen doorgaans een minimale sterkte. Bij gebruik van deze uit de conusweerstand bepaalde waarde moet nog wel een spanningscorrectie worden toegepast voor de eventuele verandering van effectieve spanning tussen moment van sonderen en de hoogwatersituatie. Deze correctie verloopt op basis van de SHANSEP relatie als volgt.

$$s_{u,u} = s_{u,i} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \right)^{1-m} \cdot \left(\frac{\max(\sigma'_{v,y}, \sigma'_{v,u})}{\sigma'_{v,y}} \right)^m \quad (3.14)$$

waarin:

$s_{u,i}$	initiële ongedraineerde schuifweerstand tijdens de sondering, te gebruiken bij het berekenen van de schuifweerstand na spanningsverandering [kPa]
$s_{u,u}$	uiteindelijke ongedraineerde schuifweerstand, te gebruiken bij het berekenen van de schuifweerstand na spanningsverandering (bijvoorbeeld bij maatgevende hydraulische belasting of na dijkversterking) [kPa]
$\sigma'_{v,i}$	verticale effectieve spanning tijdens sonderen [kPa]

$\sigma'_{v,u}$ verticale effectieve spanning na een spanningsverandering [kPa]

$\sigma'_{v,y}$ grensspanning [kPa]

Wanneer de effectieve verticale spanning tijdens de maatgevende hydraulische belasting kleiner is dan de effectieve spanning tijdens sonderen geldt: $\left(\frac{\max(\sigma'_{v,y}, \sigma'_{v,u})}{\sigma'_{v,y}}\right)^m = 1$, en

vereenvoudigt vergelijking (3.14) tot: $s_{u,u} = s_{u,i} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}}\right)^{1-m}$.

De aldus bepaalde waarde bij minimale spanningen kan binnen het SHANSEP NGI-ADP model worden ingevoerd als een *minimum shear strength*. In het geval van ongedraineerde omstandigheden bij het HS of SSC model kan de minimumwaarde worden ingevoerd als toegevoegde cohesie.

3.3.3 Rekenstappen

3.3.3.1 Inleiding

Voor het berekenen van deformaties en stabiliteit en het daarbij bepalen van krachten in constructies zijn de volgende EEM rekenstappen nodig.

- 1) Bestaande situatie bij dagelijkse omstandigheden.
- 2) Toevoegen van de constructie.
- 3) In rekening brengen van de inklinking van slappe lagen na installatie van de constructie, voor betreft het effect op de krachten en momenten.
- 4) Aanbrengen van de hoogwaterbelasting en eventueel ook van verkeersbelasting, gevolgd door het berekenen van de daarmee gepaard gaande vervormingen.
- 5) Berekening van momenten en krachten bij hoogwater en verkeersbelasting.
- 6) Controle van stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting.

Hierna volgt een voorstel voor de uitwerking per stap. Daarin wordt ook de toepassing beschreven van de verschillende partiële factoren volgens § 2.3.7. Voorafgaand wordt ingegaan op twee varianten voor het in rekening brengen van de partiële factor op de karakteristieke grondsterkte en voor het daarbij ook aanpassen van stijfheidsparameters.

3.3.3.2 Rekenschema's voor het in rekening brengen van de partiële factor op de grondsterkte

Overeenkomstig de CUR166 worden de volgende twee varianten onderscheiden voor de controle van stabiliteit, momenten en krachten.

- A. Breng de partiële factor $\gamma_n \cdot \gamma_d$ op de karakteristieke grond(schuif)sterkte al in rekening voorafgaand aan het toevoegen van de constructie, voor zover dat onder dagelijkse omstandigheden mogelijk is zonder het optreden van instabiliteit. Wanneer bij het volledig in rekening brengen van $\gamma_n \cdot \gamma_d$ instabiliteit zou optreden, moet het eventueel resterende deel in rekening worden gebracht na het toevoegen van de constructie.
- B. Breng de partiële factor $\gamma_n \cdot \gamma_d$ op de karakteristieke grond(schuif)sterkte pas aan na het toevoegen van de constructie. Binnen dit rekenschema kunnen direct ook de verplaatsingen worden gecontroleerd.

Rekenschema A komt tevens overeen met de "Quick Wins" aanpak (§ A.11). Voor het geval dat er onder dagelijkse omstandigheden vanwege dreigende instabiliteit slechts een deel van volledige waarde van $\gamma_n \cdot \gamma_d$ in rekening kan worden gebracht, stelt de "Quick Wins" aanpak dat het resterende deel alsnog in rekening moet worden gebracht na installatie van de

constructie. In het onderhavige rapport wordt dat ook aangehouden. Een “bewezen sterkte” redenering wordt niet standaard toegepast, omdat de werkelijke dagelijkse omstandigheden voor de waterspanningen (met zuigspanningen boven de freatische lijn) gunstiger kunnen zijn dan in de berekening wordt aangenomen.

Rekenschema A leidt bij een onverankerde damwand tot minder grote momenten dan Rekenschema B. Bij verankerde damwanden is het verschil naar verwachting veel minder groot.

De WBI schadefactor wordt gebruikt als een van doelbetrouwbaarheid afhankelijke materiaalfactor, die werkt op de karakteristieke grondsterkte. Qua terminologie wordt hierna daarom pas van “rekenwaarden” gesproken na het delen van de karakteristieke waarde door de schadefactor (lees “materiaalfactor”) en modelfactor en door de eventuele aanvullende schematiseringsfactor.

3.3.3.3 *Het tijdens de berekening aanpassen van schuifsterkte en/of stijfheid*

De in rekening te brengen schuifsterktereductie om te voldoen aan de doelbetrouwbaarheid moet worden toegepast op $\tan \phi_{cs}$ of op de SHANSEP parameter S .⁹ Wanneer de reductie ook wordt toegepast op $E_{50.ref}$ blijft de vorm van de hardeningscurve gelijk. Het ontbreekt nog aan ervaring om te kunnen stellen of dat laatste wenselijk of zelfs nodig is.

In afwachting van verdere ervaring, moet volgens § 2.3.7.2 en § 2.3.7.3 verder vooralsnog een hoge of lage waarde van de stijfheid worden toegepast, door middel van een partiële factor van 1,5 op de verwachtingswaarde van de stijfheid. Bij het HS model zijn dat de stijfheidsparameters $E_{50.ref}$, $E_{oed.ref}$ en $E_{ur.ref}$. Voor het SSC model moet de partiële factor worden toegepast op $\frac{1}{\lambda^*}$ en op $\frac{1}{\kappa^*}$. Voor het NGI-ADP moet de partiële factor worden toegepast op de verhouding G_{ur}/s_u , als ook op de in te voeren schuifrekken waarbij de piekwaarde van de ongedraineerde sterkte wordt bereikt.

Zoals al benoemd in § 3.3.2.4 stelt *PLAXIS* voor het HS model in praktijk echter beperkingen aan de verhoudingen tussen de ingevoerde grondparameters. Deze beperkingen komen naar voren tijdens de fit die *PLAXIS* uitvoert om de ingevoerde parameters te vertalen naar de interne modelparameters.

PLAXIS biedt de volgende drie methoden voor het verlagen van de grondsterkte met hulp van de partiële factor, die ook in combinatie kunnen worden gebruikt.

- 1 Gebruik van een extra parameterset waarin de grondsterkte is verlaagd. Tijdens de berekening kan herhaaldelijk van parametersets worden gewisseld. Hierbij is ook aanpassing mogelijk van andere grondparameters dan de sterkte. Dit is de meest universele, maar ook de meest bewerkelijke optie.
- 2 De $c - \tan \phi$ reductie. Daarin worden de cohesie en de tangens van de wrijvingshoek stapsgewijs gereduceerd met een “magnitude Scaling Factor” $\sum MSF$. Voordeel en opzichte van de andere twee opties is dat hiermee ook eenvoudig kan worden getoetst wat de restveiligheid is bij de rekenwaarde voor de grondsterkte.
 - Bij het NGI-ADP model wordt de lokale ongedraineerde sterkte gereduceerd en kan de methode worden toegepast zonder verdere beperkingen of kanttekeningen.

⁹ Wanneer men de vorm van de Shear Hardening curve in het HS model niet wil aanpassen zou de reductie verder ook moeten worden toegepast op de $E_{50.ref}$. Uit de nog lopend consequentie-analyse moet blijken of dat nodig of wenselijk is.

- Bij het HS en het SSC model past *PLAXIS* aan de start van de $c - \tan \phi$ reductie een overstap toe op het MC model. Bij deze overstap bepaalt *PLAXIS* de elastische stijfheid uit de lokale E_{ur} waarde. Deze waarde blijft vervolgens constant. Zowel de cap-hardening (met parameter E_{oed}) als de shear hardening (met parameter E_{50}) worden uitgeschakeld. Uit eerdere evaluaties is gebleken dat de procedure zeer gevoelig wordt voor de toegepaste verfijning van het elementennet en voor het toegepaste iteratiecriterium, zodra de dilatantiehoek niet gelijk is aan de wrijvingshoek (Deltares, 2009).
- 3 De “*Design Approach*”. Daarin kunnen partiële factoren worden toegepast op alle grondeigenschappen van het toegepaste constitutieve model (sterkte en stijfheid). *PLAXIS* past de totale partiële factor toe op de tangens van de wrijvingshoek. Volgens de *PLAXIS* handleiding wordt *Design Approach* echter niet ondersteund voor “user defined models”, zoals het SHANSEP-NGI-ADP model en het Creep-SClay1 model. Of dat in praktijk ook klopt moet nog worden onderzocht.

3.3.3.4 Stap 1: Bestaande situatie, zonder constructie

Tijdens deze eerste stap worden gedraineerde omstandigheden aangenomen. De initiële spanningen in de bestaande situatie (met dijk onder dagelijkse omstandigheden) volgen uit een reguliere K_0 procedure, met daarna een nul-belastingstap om de onbalans weg te werken.

Voor het geval dat de analyse betrekking heeft op het einde van de levensduur wordt aanbevolen om de aan te nemen bodemdaling van het achterland (door inklinking van slappe lagen) al direct in de geometrie mee te nemen, in combinatie met de veronderstelling dat de dijkhoogte gedurende de levensduur ongeveer gelijk blijft, dankzij compenserende ophogingen.

In deze fase initialiseert *PLAXIS* ook de equivalente isotrope preconsolidatiespanning (voor HS en SSC) en de $\sigma'_{1,max}$ (voor latere SHANSEP toepassing), uit de invoer van het POP veld. In geval van *Rekenschema A* worden direct al de rekenwaarden worden gebruikt, door toepassing van de partiële factor $\gamma_n \cdot \gamma_d$. In geval *Rekenschema B* worden in deze stap voor de grondsterkte karakteristieke waarden van het laaggemiddelde gebruikt. Voor de stijfheidsparameters dienen lage karakteristieke waarden te worden toegepast. Na de stap moeten de verplaatsingen weer op nul worden gezet.

Wanneer eventueel instabiliteit optreedt bij de doelwaarde voor de grondsterkte (karakteristiek voor *Rekenschema B*, rekenwaarde voor *Rekenschema A*) moet tijdelijk een grondsterktewaarde worden gebruikt waarbij de stabiliteit nog net bewaard blijft. De grondsterkte moet in dit geval verder tot de doelwaarde worden aangepast in stap 2 (gelijktijdig met het toevoegen van de constructie).

3.3.3.5 Stap 2: Toevoegen van de constructie

Tijdens deze tweede stap worden nog steeds gedraineerde omstandigheden aangenomen. De grondsterkte moet verder tot de doelwaarde worden aangepast (karakteristiek voor *Rekenschema B*, rekenwaarde voor *Rekenschema A*) indien dit in stap 1 nog niet mogelijk bleek. De eventuele onbalans als gevolg van het aanbrengen van een (aanvullende) ophoging of als gevolg van het aanbrengen van voorspanning moet via belastingstappen worden weggewerkt. Wanneer in deze stap significante verplaatsingen optreden is het gebruik van de *Updated Mesh* optie nodig.

3.3.3.6 *Stap 3: Effecten van inklinking*

Tijdens deze derde stap worden onveranderd gedraineerde omstandigheden aangenomen. Deze stap heeft tot doel om het effect van de inklinking van slappe lagen op de spanningstoestand te bepalen op het beschouwde moment (na oplevering of bij einde levensduur). Daarbij gaat om de spanningstoestand van zowel de grond als de constructieve elementen.

Hier wordt verondersteld dat in stap 1 al rekening is gehouden met het in rekening te brengen effect van bodemdaling (door inklinking van slappe lagen) op de geometrie. En met tussentijdse ophoging tijdens de levensduur. Wanneer men deze effecten in stap 3 door *PLAXIS* wil laten bepalen, dan vereist dat toepassing van de *Updated Mesh*. optie. Bovendien vereist het toepassing van een karakteristieke waarde voor de grondsterkte (Rekenschema B).

Voor het in rekening brengen van het effect van inklinking van slappe lagen op de spanningen in grond en constructie bestaan de volgende twee opties:

- 1 De geschatte of voorgeschreven vervorming van de slappe lagen na het aanbrengen van de constructie wordt in rekening gebracht via een opgegeven verticale contractie. Deze optie is alleen toelaatbaar bij verticaal geplaatste langsconstructies.
- 2 De kruipparameter in SSC model wordt gekalibreerd op de geschatte of voorgeschreven zetting na het aanbrengen van de constructie, waarna een tijdsafhankelijke kruipberekening met SSC wordt uitgevoerd. Deze optie is noodzakelijk bij schuin geplaatste langsconstructies.

Het toepassen van optie 1 of optie 2 zal leiden tot verschillende effecten op constructieve elementen. Optie 2 heeft inhoudelijk de voorkeur bij verticaal geplaatste constructieve elementen en is de enige geschikte optie bij schuin geplaatste constructieve elementen.

De verhoging van de ankerkracht door zakkende grond wordt in beide gevallen berekend op een wijze die in de TR-Langsconstructies zal worden vastgelegd. De totale ankerkracht als resultaat van enerzijds voorspanning en zetting (berekend in *PLAXIS*) en van anderzijds zakkende grond (berekend buiten *PLAXIS*) kan vervolgens weer als "prestress" in de *PLAXIS* berekening worden ondergebracht.

3.3.3.7 *Stap 4a: Waterspanningen aanpassen voor hoogwatersituatie*

Tijdens deze vierde stap worden onveranderd gedraineerde omstandigheden aangenomen. Het effect van hoogwater op de stijghoogteverandering wordt bepaald zoals dat ook voor een groene dijk zou gebeuren, inclusief het aangenomen effect van indringing tijdens de hoogwaterduur. Daarbij moet wel rekening worden gehouden met het eventuele effect van een ondoorlatende wand op het stijghoogteverloop. Zie verder § 3.3.4.4.

3.3.3.8 *Stap 4b (Rekenschema B): Berekening van aanvullende vervormingen door hoogwater en eventueel ook verkeersbelasting*

Deze aanvulling op de vierde stap vereist dat de grondsterkte nog op karakteristieke waarden is gebaseerd (*Rekenschema B*). Voor de stijfheidsparameters moeten lage karakteristieke waarden worden toegepast. Tijdens deze stap worden ongedraineerde omstandigheden aangenomen voor de klei en het veen dat tijdens hoogwateromstandigheden onder de freatische lijn ligt, zie § 3.3.1.3. Conform § 2.3.7.1 moet het resulterende verplaatsingsincrement nog worden vermenigvuldigd met een modelfactor gelijk aan 1,5, in combinatie met lage karakteristieke waarden van de stijfheidsparameters.

3.3.3.9 Stap 5: Berekening van krachten en momenten bij hoogwater en verkeersbelasting

Tijdens deze vijfde stap worden ongedraineerde omstandigheden aangenomen voor de klei en het veen dat tijdens hoogwateromstandigheden onder de freatische lijn ligt, zie § 3.3.1.3. Er moeten rekenwaarden voor de schuifsterkte worden toegepast, door de karakteristieke waarden te delen met het product van γ_n en γ_d . In afwachting van verdere ervaring, moet volgens § 2.3.7.2 vooralsnog een hoge of lage rekenwaarde van de stijfheid worden toegepast, om daarmee het maatgevende geval te bepalen. Daartoe moet een materiaalfactor van 1,5 worden toegepast op de verwachtingswaarde van de stijfheidsparameters, zie § 3.3.3.2.

De resulterende krachten en momenten moeten vervolgens worden vermenigvuldigd met de schematiseringfactor $\gamma_{b, \text{str}}$ voor constructief falen en met de eventuele belastingeffect-factor, conform § 2.3.7.2. Waar nodig worden ook correcties toegepast voor 3D effecten die in de 2D berekening niet kunnen worden meegenomen. Indien tijdens deze stap geen stabiliteit wordt bereikt moet het ontwerp worden aangepast of moet (bij niet-kritische instabiliteit) een restprofiel worden geschematiseerd.

3.3.3.10 Stap 6: Controle op stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting

Tijdens deze zesde en laatste stap blijven de ongedraineerde omstandigheden voor de klei en het veen gehandhaafd en gelden nog steeds rekenwaarden voor sterkte (laag) en stijfheid (laag en hoog). Via een $c - \tan \phi$ reductie wordt gecontroleerd of de $\sum MSF$ groter of gelijk kan worden aan de schematiseringsfactor voor stabiliteit ($\gamma_{b, \text{geo}}$). In combinatie met het SHANSEP NGD-ADP model (dilatatiehoek en wrijvingshoek beiden gelijk aan nul) kent toepassing van de $c - \tan \phi$ reductie geen bezwaren. Indien tijdens deze stap geen stabiliteit wordt bereikt moet het ontwerp worden aangepast of moet (bij niet-kritische instabiliteit) een restprofiel worden geschematiseerd. In afwachting van verdere ervaring, moet volgens § 2.3.7.3 vooralsnog een hoge of lage rekenwaarde van de stijfheid worden toegepast, om daarmee het maatgevende geval te bepalen. Daartoe moet een materiaalfactor van 1,5 worden toegepast op de verwachtingswaarde van de stijfheidsparameters, zie § 3.3.3.2.

3.3.4 Verdere aanwijzingen voor modellering en nauwkeurigheidscntrole

3.3.4.1 Modellering puntweerstand

In § 2.3.7.3 is al aangegeven welke modellering bij een schuin verankerde wand nodig is voor de bepaling van de maatgevende krachten en momenten in stap 5. Voor het gemak wordt de tekst hieronder nog eens herhaald.

Een bovengrens voor de ankerkracht en de normaalkracht wordt gevonden door een bovengrens voor de puntweerstand en uittrekkkracht te veronderstellen en een stijve oplegging tot aan het bereiken van laatstgenoemde bovengrenswaarden. Wanneer in plaats van een vaste oplegging wordt gekozen voor een verende oplegging aan de punt en/of het anker wordt een verplaatsing van maximaal 0,01m aanvaardbaar geacht, voor zowel het anker als de punt. Voor een bovengrens van het moment moet daarnaast ook het effect van een ondergrenswaarde voor de puntweerstand worden beschouwd. De meest conservatieve veronderstelling is om bij deze momentcontrole geen puntweerstand te veronderstellen (geen oplegging). Wanneer echter toch wordt gekozen voor een verende oplegging aan de punt mag de normaalkracht aan de punt de lage karakteristieke puntweerstand volgens de geotechnische norm (NEN, 2016) niet overschrijden.

De maatgevende waarden voor de krachten en momenten moeten dus worden bepaald door de beschouwing van twee gevallen, te weten een hoge en een lage waarde van de puntweerstand. Een vaste of verende oplegging moet worden aangebracht vanaf stap 2. Een verende oplegging kan in *PLAXIS* worden gemodelleerd met een “*Fixed End*” anchor.

Ook bij een onverankerde wand of een horizontaal verankerde wand kan de puntweerstand nog een zekere invloed hebben op de berekende momenten en normaalkrachten. Het verdient daarom aanbeveling om ook in dit geval het effect van een bovengrens en een ondergrens voor de puntweerstand te beschouwen. Bij stap 4b (vervormingen) moeten de maatgevende verplaatsingen worden bepaald bij de ondergrenswaarde voor de puntweerstand.

3.3.4.2 *Modellering restprofiel*

Bij het ontwerpen van een langsconstructie in de kruin of in het binnentalud zal het originele talud achter de wand in de berekening kunnen afschuiven. Voor de stabiliteitscontrole en de bepaling van krachten en momenten moet dan met een restprofiel worden gerekend. Het is echter denkbaar dat het originele talud nog wel stabiel blijft bij een vervormingscontrole. In het laatste geval mag de aanpassing tot het restprofiel plaatsvinden aan de start van stap 5. Bij de vervormingscontrole hoeft dan niet met een restprofiel te worden gerekend. Indien het originele talud bij een vervormingscontrole echter niet stabiel is moet de aanpassing tot het restprofiel al plaatsvinden aan de start van stap 4.

Voor de schematisering van het restprofiel zijn voornamelijk alleen de OSWP aanwijzingen toepasbaar. Deze aanwijzingen stellen dat de hoogte van het talud achter de wand moet worden gereduceerd tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte, zonder aanpassing van de grondsterkte.

Deze eenvoudige aanpak is beperkt gevalideerd (RHDHV, 2012). Een recente POVM studie (POV Macro stabiliteit, 2017i) suggereert dat de aanpak voor het in de studie beschouwde geval alleen voldoende veilig is wanneer in de verstoorde zone nog op de “critical state” sterkte mag worden gerekend. De aanpak is volgens de studie niet meer voldoende veilig indien de grondsterkte in de verstoorde zone (de “reststerkte”) significant lager dan de “critical state” sterkte uitvalt. Alvorens een eventueel benodigde aanpassing van de aanpak te kunnen formuleren is dus allereerst meer inzicht in de werkelijke reststerkte nodig. Op dat onderwerp loopt bij het schrijven van het voorliggende rapport overigens nog een POVM studie.

3.3.4.3 *Modellering anker*

In § 3.3.4.1 is al aangehaald welke modellering volgens § 2.3.7.3 nodig is voor de bepaling van de maatgevende ankerkracht in stap 5. De ontwerpcontrole op de uittrekkraft van een ankerlichaam moet vervolgens worden uitgevoerd volgens de CUR166. Het anker kan naar keuze worden gemodelleerd als een *Fixed End* anker (geen verplaatsing van het ankerlichaam mogelijk) of als een *Node-to-Node* anker in combinatie met een *Embedded Beam*. De laatste oplossing is nodig wanneer inklinking optreedt in een eventuele slappe laag onder de zandlaag waarin het ankerlichaam is aangebracht. Het ankerlichaam moet in dat geval met de zandlaag kunnen meebewegen. Bij modellering als *Node-to-Node* anker wordt ter plaatse van het ankerlichaam (de *embedded beam*) in de richting van de ankerstaaf een verplaatsing aanvaardbaar geacht van maximaal 0,01m.

3.3.4.4 Modelleren stijghoogteverloop

Het Technisch rapport “Waterspanning bij dijken” (TAW, 2004) en hoofdstuk 5 van het concept Technisch rapport Macrostabieliteit (Deltares, 2013e) geven uitgebreide aanwijzingen voor het schematiseren van een 2D stijghoogteverloop onder dagelijkse omstandigheden (inclusief opbolling) en voor de aanpassing daarvan tijdens hoogwateromstandigheden. De WBI schematiseringshandleiding verwijst naar een gestandaardiseerde schematisering via de WBI software, die voor een groot deel op bovengenoemde aanwijzingen is gebaseerd. De aanwijzingen betreffen het schematiseren van:

- het freatisch vlak (inclusief de horizontale lengte waar tijdens de hoogwaterduur aanpassing van stijghoogte plaatsvindt),
- het stijghoogteverloop in de onderliggende zandlaag of zandlagen,
- het begrenzend effect op de stijghoogte in de zandlaag door het bovenliggende gewicht (grenspotentiaal);
- de verticale indringing in cohesieve grond vanuit zandlagen tijdens de hoogwaterperiode;
- het (in eerste instantie ongedraineerde) effect van het extra gewicht van de verhoogde waterstand op de cohesieve lagen aan waterzijde.

De gegeven aanwijzingen zijn in principe zowel van toepassing voor glijvlakberekeningen als voor EEM berekeningen. Bij toepassing van niet-doorlatende wanden moet wel rekening worden gehouden met het effect daarvan op het stijghoogteverloop.

Naast bovengenoemde aanwijzingen bestaat er ook de mogelijkheid om stijghoogteverlopen (gedeeltelijk) af te leiden uit de resultaten van 2D of 3D EEM grondwaterstromingsberekeningen, al dan niet gekoppeld met een vervormingsberekening (consolidatieberekening). 3D berekeningen zijn nodig voor de gevallen waarin de geohydrologische omstandigheden een 2D vereenvoudiging niet toestaan.

Het wordt vooralsnog niet aangeraden om een EEM grondwaterstromingsberekening direct te koppelen aan een EEM analyse van spanningen en vervormingen, omdat het vereiste conservatisme in de EEM grondwaterstromingsberekening niet eenvoudig kan worden gemodelleerd. De resultaten van EEM grondwaterstromingsberekeningen zijn echter wel prima bruikbaar voor onderbouwing van de uiteindelijke handmatige schematisering van het stijghoogteverloop voor de uiteindelijke spannings- en vervormingsberekening.

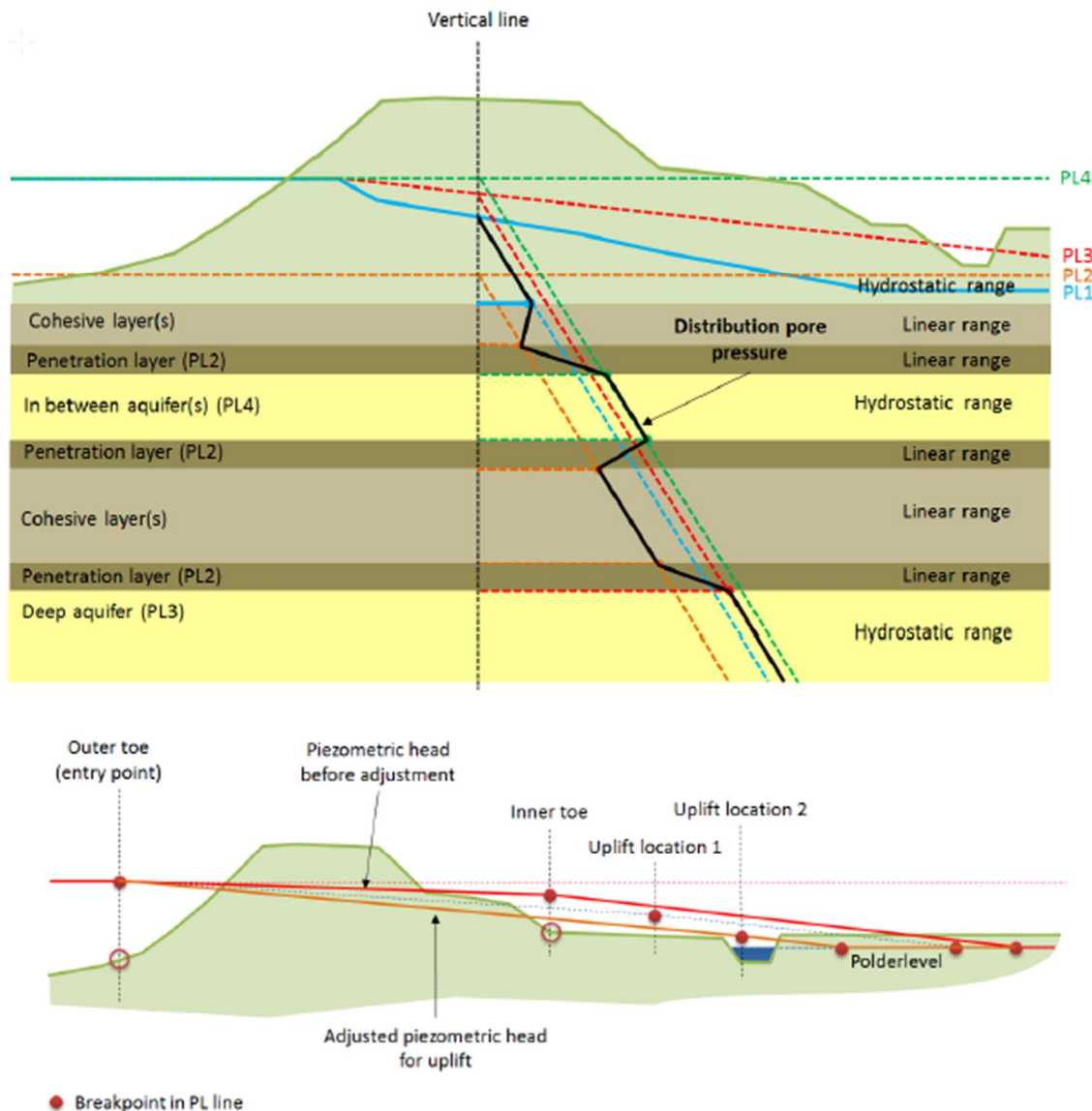
Er zijn zowel stationaire als tijdsafhankelijke EEM grondwaterstromingsberekeningen mogelijk.

- Stationaire berekeningen bieden meerwaarde ten opzichte van analytische formules ter bepaling van het stijghoogteverloop in de watervoerende zandlagen, na kalibratie op metingen. Wanneer in het achterland de grenspotentiaal wordt bereikt moet de invloed daarvan wel in de berekening meegenomen kunnen worden. Dat laatste is met de PLAXIS module PLAXFLOW overigens (nog) niet mogelijk
- Stationaire en tijdsafhankelijke berekeningen bieden ook meerwaarde om het effect van een niet-doorlatende wand of van een drainagemaatregel te kunnen schatten.
- Met tijdsafhankelijke EEM berekeningen kan het effect van indringing in de tijd worden voorspeld, ter aanscherping van de schematiseringsregels en/of analytische formules. Daarbij moet de elastische berging van de cohesieve grond wel realistisch worden gekozen, zodat er in combinatie met de doorlatendheid een realistische consolidatiecoëfficiënt resulteert.
- Met de tijdsafhankelijke berekeningen kan via gevoeligheidsanalyses ook worden afgetast wat de invloed is van verschillende (onzekere) dijksamenstellingen, van verschillende (onzekere) dagelijkse omstandigheden en van verschillende aannames

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

voor de regenval tijdens de hoogwaterperiode. De resultaten kunnen leiden tot aanscherping van de uiteindelijke handmatige schematisering.

- Om in tijdsafhankelijke berekeningen aan waterzijde in de cohesieve lagen ook het (in eerste instantie ongedraineerde) effect mee te kunnen nemen van het extra gewicht door de waterstandsverhoging is een tweezijdige koppeling nodig tussen grondwaterstromingsberekening en vervormingberekeningen (consolidatieberekening). Binnen de consolidatieberekening moet in de tijdsafhankelijke berekening dan ook verandering van de buitenwaterstand worden meegenomen. Dat laatste is binnen een *PLAXIS* consolidatieberekening overigens (nog) niet direct mogelijk



Figuur 3.5 Voorbeeld van schematisering waterspanningen, met indringing. Aanvullend (maar niet getekend) moeten in de cohesieve lagen aan waterzijde ook de ongedraineerde wateroverspanningen worden geschematiseerd die worden veroorzaakt door het gewicht van een kortdurende hoogwaterbelasting

3.3.4.5 Modelleren opdrijven

Bij hoogwatercondities neemt de stijghoogte toe in de zandlaag die onder de deklaag aan landzijde ligt. Zodra op de grens met de deklaag de zogenaamde grenspotentiaal bereikt (waterspanning gelijk aan korrelspanning) gaat de deklaag opdrijven. Volgens het WBI moet bij het bereiken van de grenspotentiaal met een sterkte van nul voor de deklaag worden gerekend indien de dikte van de deklaag minder is dan 4 meter. In dat geval wordt "uitknikken" van de deklaag verondersteld. In POVM kader loopt bij het schrijven van dit rapport een verkennend numeriek onderzoek naar dit veronderstelde uitknikgedrag. Daarin wordt de remmende invloed meegenomen van het water dat in de tijd eerst tussen het zand en de deklaag moet worden geborgen om de deklaag verder te kunnen laten uitknikken. Vooralnog moet echter van het conservatieve WBI voorschrift worden uitgegaan.

In de eindige-elementenmodellering kan het stijghoogteverloop bij het bereiken van de grenspotential niet precies worden opgelegd. Want dan ontstaan nulspanningen in de top van de zandlaag, waarbij sterkte en stijfheid ongedefinieerd zijn. Bij deze nulspanningen wordt geen numeriek stabiele oplossing meer gevonden. Daarom moet er via het opgegeven stijghoogteverloop voor worden gezorgd dat er altijd nog enige korrelspanning resteert. De waarde van die korrelspanning moet proberenderwijs worden beperkt tot de voor numerieke stabiliteit minimaal benodigde waarde.

Om in de deklaag een sterkte gelijk aan nul te modelleren (zoals volgens WBI vereist bij opdrijven en een deklaagdikte van minder dan 4 meter) bestaan verder de volgende twee mogelijkheden:

- De elementen weghalen en de waterdruk laten staan.
- Het SHANSEP NGI-ADP model gebruiken met een sterkte die voor het passieve deel tot nul nadert.

Deze laatste optie benadert de te modelleren situatie het best en is ook het meest eenvoudig toe te passen. De toepasbaarheid beperkt zich echter tot de rekenfasen waarin de ongedraineerde sterkte moet worden toegepast.

3.3.4.6 *Controle op rekennauwkeurigheid*

Bij de controle op de rekennauwkeurigheid moet worden aangetoond dat een fijner elementennet geen significante invloed heeft op de uitkomst en dat deze conclusie ook geldt wanneer een scherper nauwkeurigheidscriterium wordt gekozen voor het aantal iteraties dat binnen elke numerieke (sub)stap nodig is om de onbalans weg te werken.

3.3.4.7 *Scenario-analyse*

Voor het in rekening brengen van de onzekerheden in laagligging, waterspanningen en effectiviteit van verbetermaatregelen moeten verschillende scenario's worden doorgerekend, waarop een aparte schematiseringsfactor voor constructief falen en voor geotechnische instabiliteit wordt gebaseerd. Zie § 2.3.7.3.

4 Samengevat voorstel en aanbevelingen

4.1 Samengevat voorstel voor eisen en partiële factoren

Tabel 4.1. en Tabel 4.2 geven een overzicht van het in § 2.3 gepresenteerde voorstel voor de toe te passen eisen en partiële factoren. Om dit voorstel voldoende te onderbouwen zijn overigens wel nadere analyses en meer praktijkgegevens nodig, zie § 4.3.4.

Tabel 4.1 Samenvatting van de naast geotechnische stabiliteit uit te voeren controles bij toepassing van constructieve elementen in de dijk en van de daarbij voorgestelde eisen

Controle	Eisen
Controle op basis van de met EEM bepaalde krachten en momenten in constructieve elementen bij hoogwater en verkeersbelasting.	De krachten en momenten moeten worden bepaald bij WBN en verkeersbelasting, met toepassing van de partiële factoren volgens Tabel 4.2. De in rekening te brengen effecten van zakkende grond op ankerstaven worden buiten de EEM berekening bepaald. De daarop volgende <i>Unity Checks</i> moeten worden uitgevoerd conform NEN9997-1 en CUR166 ¹⁰ , met als aanvullende eis dat in staal geen plasticiteit wordt toegestaan. Voor de ankerstaaf gelden daarbij hogere partiële factoren dan voor het ankerlichaam en de gording, waardoor voor de ankerstaaf een hogere doelbetrouwbaarheid wordt bereikt.
Controle op basis van de met EEM berekende vervorming door hoogwater en door de daarbij aan te nemen verkeersbelasting	Maximaal 0,1m kruindaling over een breedte van 3 meter en maximaal 0,1m horizontale wandverplaatsing, bij WBN en bij lage karakteristieke waarden voor grondsterkte en grondstijfheid. Meer vervorming is alleen toegestaan bij toepassing van aanvullende controles "op maat", zoals aangegeven in bijlage B.

¹⁰ Ten opzichte van de CUR166 wordt bij de unity check volgens de NEN9997-1 in plaats van een separate belastingeffect-factor een hogere partiële weerstandsfactor gebruikt. Dit leidt per saldo tot een vergelijkbaar eindresultaat.

Tabel 4.2 Samenvatting van de voorgestelde partiële factoren bij controle op stabiliteit, constructieve sterkte en vervorming

Partiële factor	Voorstel
Schadefactor γ_n voor het in rekening brengen van de doelbetrouwbaarheid	<p>Toe te passen op de grondsterkte bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN. De volgens WBI voor macrostabiliteit maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede moet bij toepassing van constructies in de dijk nog door 3 worden gedeeld. Anno 2017 gelden daarvoor de volgende formules:</p> $\beta_{\text{eis;dsn}} = \Phi^{-1} \left(1 - \frac{P_{f;\text{toel;traject}} \cdot \omega_{\text{macro}}}{3 \cdot N} \right)$ $\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{\text{eis;dsn}} + 0,41$ <p>Zie § 2.2.2 voor een toelichting op deze formules.</p>
Modelfactor $\gamma_{d;\text{EEM}}$	<p>Toe te passen op de grondsterkte bij controle op stabiliteit en op constructief falen bij WBN. Gelijk te nemen aan de modelfactor volgens WBI voor het Uplift Van glijvlakmodel. Anno 2017 geldt:</p> $\gamma_{d;\text{EEM}} = \gamma_{d;\text{UpliftVan}} = 1,06$
Modelfactor $\gamma_{d;\text{vervorming}}$	<p>Toe te passen op het verplaatsingsincrement door hoogwater (WBN) en door de daarbij aan te nemen verkeersbelasting, berekend bij lage karakteristieke waarden voor grondsterkte en grondstijfheid.</p> $\gamma_{d;\text{vervorming}} = 1,5$
Schematiseringsfactor $\gamma_{b;\text{GEO}}$ voor stabiliteit	<p>Aanvullend toe te passen op de grondsterkte bij de stabiliteitscontrole. Te bepalen volgens de systematiek die is beschreven in de TR “Grondmechanisch Schematiseren van dijken” (ENW, 2012)¹¹.</p>
Schematiseringsfactor $\gamma_{b;\text{STR}}$ voor krachten/momenten	<p>Toe te passen op de krachten en momenten. Te bepalen volgens de systematiek uit de TR “Grondmechanisch Schematiseren van dijken”. In plaats van de veiligheidsfactor moet dan het relatieve verschil in de krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisering worden gebruikt.</p>
Belastingeffect-factoren voor krachten/momenten	<p>Toe te passen op de krachten en momenten. Zie bijlage E.</p>

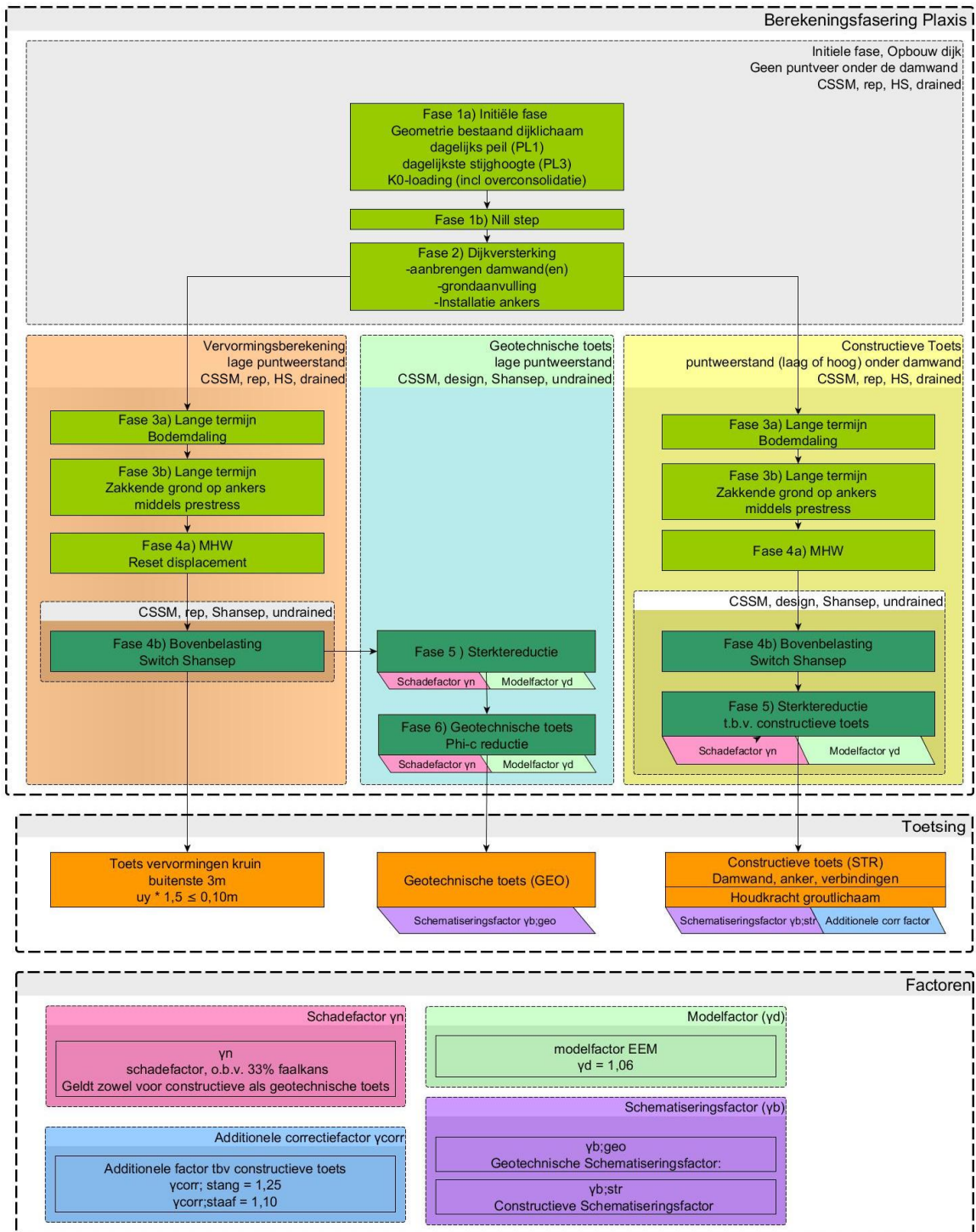
4.2 Samengevat voorstel voor de toe te passen rekenprocedure

- Figuur 4.1 geeft een schematisch overzicht van de in § 3.3.3 voorgestelde rekenprocedure voor rekenschema B.

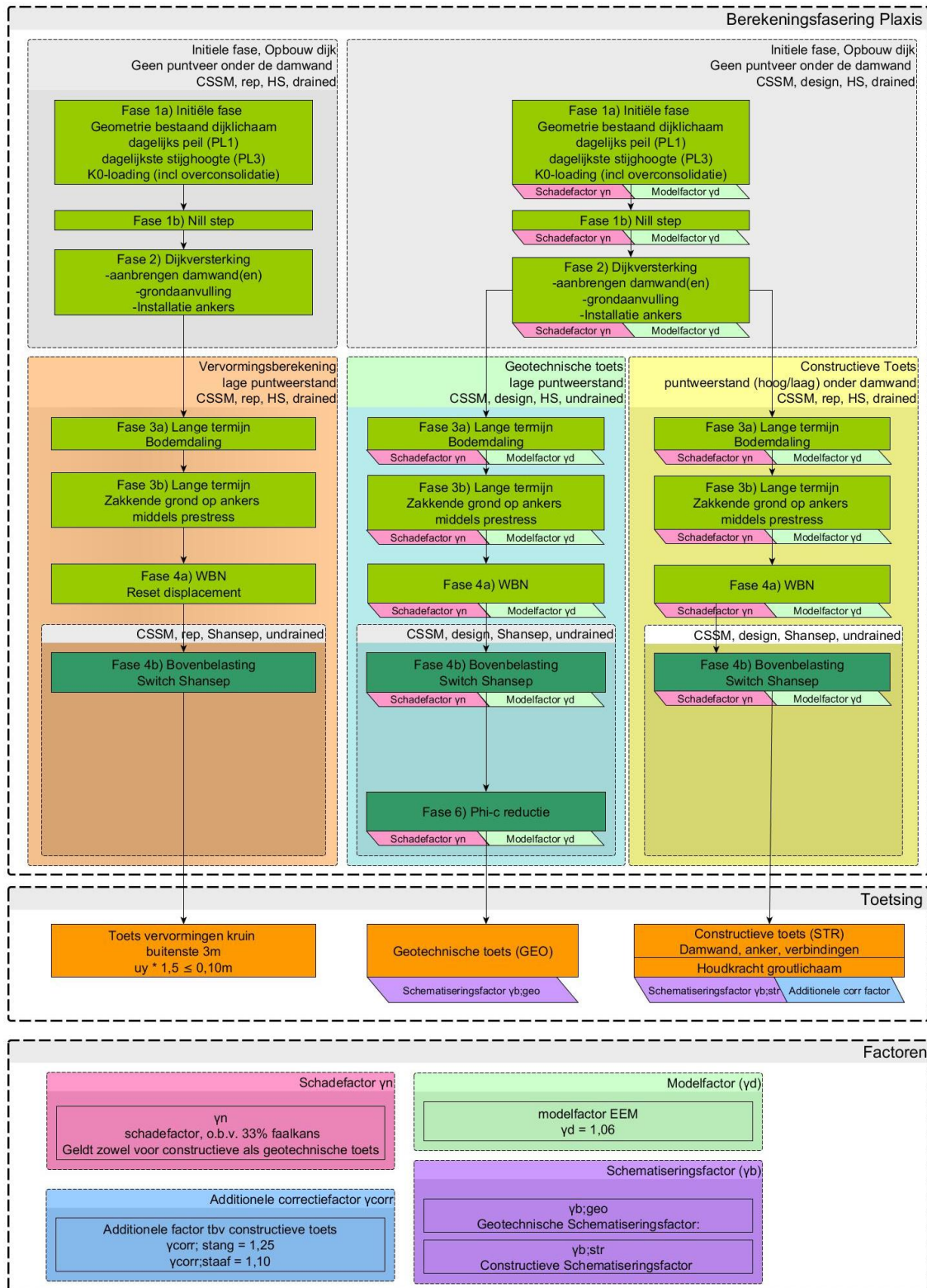
¹¹ Bij het bepalen van de schematiseringsfactor mag niet langer gebruik worden gemaakt van de tabel in de TR “Grondmechanisch Schematiseren van dijken”, omdat die tabellen nog zijn gebaseerd op de niet meer actuele relatie tussen betrouwbaarheidsindex en stabiliteitsfactor volgens het WTI

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

Figuur 4.2 geeft een schematisch overzicht van de in § 3.3.3 voorgestelde rekenprocedure voor rekenschema A.



Figuur 4.1 Samengevat voorstel voor rekenschema B, bij een keuze voor HS en voor het daarbij in stap 3a toepassen van "verticale contractie". In plaats van HS is ook toepassing van "Soft Soil (Creep)" toegestaan. Bij toepassing van schuin geplaatste constructieve elementen is deze keuze zelfs noodzakelijk.



Figuur 4.2 Samengevat voorstel voor rekenschema A (controle stabiliteit en krachten/momenten) in combinatie met rekenschema B (controle vervormingen), bij een keuze voor HS en voor het daarbij in stap 3a toepassen van "verticale contractie". In plaats van HS is ook toepassing van "Soft Soil (Creep)" toegestaan. Bij toepassing van schuin geplaatste constructieve elementen is deze keuze zelfs noodzakelijk.

4.3 Aanbevelingen

4.3.1 Inleiding

Het vervolg van deze paragraaf bevat aanbevelingen. Deze hebben allereerst betrekking op de verdere invulling, inbedding en onderbouwing van de aanwijzingen in het voorliggende document (§ 4.3.2 en § 4.3.3), op korte termijn. Daarnaast worden ook aanbevelingen gegeven voor het nader invullen van de relevante kennislacunes die bij het opstellen van dit rapport zijn geconstateerd (§ 4.3.3 tot en met § 4.3.7). Deze lacunes leiden momenteel tot schematiseringen waarvan het betrouwbaarheidsniveau onduidelijk is en tot een ontwerpaanpak die op onderdelen waarschijnlijk conservatiever is dan nodig. Het invullen van deze kennislacunes zal daarom leiden tot een beter onderbouwd en scherper veiligheidsoordeel en daarmee naar verwachting ook tot een scherper ontwerp.

4.3.2 Snelle update van het basisrapport EEM

Bij het afronden van de voorliggende versie 1.0 ontbreekt nog ervaring met daadwerkelijke toepassing. Daartoe loopt sinds november 2017 wel een consequentie-analyse binnen het POVM rekencluster (POV Macro stabiliteit, 2018 (nog te verschijnen)). Daarin worden de resultaten volgens de hier voorgestelde aanpak vergeleken met de resultaten bij toepassing van de nog vigerende OSPW richtlijn, voor 5 verschillende praktijkgevallen. Binnen het rekencluster worden tot en met april 2018 verder ook nog rekenvoorbeelden opgezet voor langsconstructies en vernageling. In de rekenvoorbeelden wordt de hier voorgestelde aanpak ook toegepast. Het schematiseringsproces en het rekenproces worden daarbij in detail doorlopen, inclusief de benodigde bepaling van grondparameters. Ten slotte is binnen het rekencluster per eind 2017 ook nog onderzoek in uitvoering naar: (1) de mogelijkheden voor EEM kalibratie van grondparameters op testresultaten; (2) de reststerkte van grond bij zeer grote schuifvorming; (3) een eerste toepassing van probabilistische analyses voor een onverankerde wand.

Aanbeveling is om de ervaringen en resultaten uit voorgenoemde POVM projecten tot en met april 2018 te benutten voor aanscherping en/of bijstelling van de voorliggende eerste conceptversie. Deze update dient dan als basis voor de TR-Langsconstructies en de TR-Vernageling (beiden beschikbaar rond de zomer van 2018).

4.3.3 Meer samenhang en minder lacunes in de kaderstellende documenten

De relevante kaderstellende documenten voor het beoordelen ontwerpen van waterkeringen met stabiliteitsverhogende constructies hangen op dit moment onvoldoende samen. Doublures komen daarbij vaker voor dan nodig is en actualisatie vindt onvoldoende - of asynchroon - plaats. Dit leidt tot onduidelijkheden en tegenstrijdigheden. Het verdient daarom aanbeveling om tot een beperkte, heldere en volledig samenhangende documentenset te komen, met gesynchroniseerde actualisatie. De inhoud van de kaderstellende POVM documenten (zowel het voorliggende rapport als de technische richtlijnen) moet in deze set worden ingebed. Hetzij als zelfstandig document, hetzij door de inhoud over te nemen.

Inhoudelijk wordt verder aanbevolen om in de kaderstellende documenten de lacunes te dichten die zowel van toepassing zijn voor groene dijken als voor dijken met stabiliteitsverhogende constructies. Waaronder:

- het juridische kader voor het ontwerpen van een waterkering met nevenfuncties en/of belendingen volgens de Waterwet en/of het Bouwbesluit;
- het ontwerpen op uitvoeringsstabiliteit;

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

- Het ook beschouwen van de situatie met extreme neerslag, naast de hoogwatersituatie.

Ten slotte wordt aanbevolen om in de aanstaande technische richtlijnen per uitvoeringstechniek voldoende aandacht te schenken aan de volgende aspecten, voor zover dat in constructieve normen nog niet voldoende gebeurt.

- de faalkansverdeling;
- de ontwerpdetailering en de daarbij te bereiken redundantie;
- de aanwijzingen voor het modelleren en beheersen van uitvoeringonzekerheid, met proefbelastingen en lange-termijn monitoring als voorbeelden van beheersmaatregelen.

4.3.4 Kansen voor constructies

In de voorgestelde veiligheidsbenadering zijn de volgende aannames onvoldoende onderbouwd.

- De aanname dat de minimaal beoogde doelbetrouwbaarheid voor de stabiliteit van dijken met constructieve elementen wordt gerealiseerd bij toepassing van de schadefactor volgens WBI op de grondsterkte.
- De aanname dat de minimaal beoogde doelbetrouwbaarheid voor constructief falen en voor bezwijken van ankersystemen wordt gerealiseerd bij toepassing van de schadefactor volgens WBI op de grondsterkte, in combinatie met de belastingeffectfactoren volgens NEN9997-1 en CUR166.
- De aanname dat de relatie tussen doelbetrouwbaarheid en schadefactor volgens het WBI ook geschikt voor de bepaling van op krachten en momenten toe te passen schematiseringsfactor.

Voor onderbouwing en eventueel benodigde bijstelling zijn probabilistische EEM analyses nodig, voor verschillende representatieve gevallen. Dergelijke analyses bieden bovendien ook mogelijkheden voor een scherper veiligheidsoordeel, al dan niet in combinatie met “bewezen sterkte”. Binnen het *Actuele Sterkte* spoor van het POVM rekencluster is dit voordeel eerder al aangetoond voor groene dijken (POV Macro stabiliteit, 2016e).

Eind 2017 zijn in POVM kader eerste mogelijkheden beschikbaar gekomen voor probabilistische analyses met PLAXIS. In theorie worden daarmee analyses mogelijk voor een gegeven schematisering van ondergrond en buitenwaterstand. Met het daadwerkelijk uitvoeren van probabilistische EEM analyses voor dijken met constructies bestaat echter nog geen ervaring. Mede daarom is eind 2017 een eerste POVM onderzoek gestart naar de toepasbaarheid voor de analyse van een onverankerde wand.

In relatie tot het kwantificeren van onzekerheden ontbreekt op dit moment verder inzicht in de voorspellende kwaliteit van EEM voor de controle van stabiliteit, krachten/momenten en vervormingen.

Ten slotte zijn ook meer handvatten nodig om de invloed van uitvoeringonzekerheid op de faalkans te kunnen kwantificeren en beheersen. Dat laatste geldt overigens niet alleen bij toepassing van constructieve elementen, maar ook bij “groene dijken”.

In relatie tot het bovenstaande worden de volgende stappen aanbevolen.

- Uitbreiding van het lopende POVM onderzoek rond probabilistische analyse, om de vereiste nauwkeurigheid, robuustheid en rekenefficiëntie van de software op korte termijn breder te kunnen evalueren en waar nodig te verbeteren. Verbreding is tevens nodig om de benodigde procedure vast te kunnen stellen voor het meenemen van alle relevante onzekerheden, waar nodig door integratie over afzonderlijke probabilistische

EEM analyses. Idealiter leidt dat op termijn ook tot uitbreiding van de handreiking voor faalkansanalyses, die zich nu nog beperkt tot glijvlakberekeningen (Deltares, 2017b).

- Na het vaststellen van de benodigde procedure en het evalueren van de toepasbaarheid van de software wordt aanbevolen om het complete gereedschap toe te passen binnen verschillende HWBP praktijkprojecten. Dit levert het benodigde inzicht op in de validiteit van het voorlopige veiligheidsraamwerk dat in het voorliggende rapport is voorgesteld. Daarnaast levert het wellicht al de mogelijkheid voor een naar verwachting scherper ontwerp, op basis van “op maat” gekalibreerde partiële factoren.
- Om de extra onzekerheden bij toepassing van constructies te kunnen karakteriseren en beheersen wordt aanbevolen om via monitoring binnen verschillende HWBP praktijkprojecten parallel meer kennis op te bouwen over het werkelijke gedrag van de constructie versus het voorspelde gedrag, onder invloed van de overleefde belasting. Aanbeveling is daarbij ook om in praktijk bereikte uitvoeringskwaliteit structureel te meten, onder invloed van beheersmaatregelen die de kwaliteit moeten borgen.
- Met hulp van de resultaten van de probabilistische analyses en van de praktijkmetingen voor voldoende representatieve praktijkgevallen kan ten slotte een herijking plaatsvinden van het voorlopige veiligheidsraamwerk.

4.3.5 Grip op grondgedrag

Paragraaf 3.3.1 schetst op hoofdlijnen de mogelijkheden die *PLAXIS* anno 2017 biedt om de grondsterkte te modelleren op de door WBI voorgeschreven wijze. Voor nat veen en natte klei betekent dit het toepassen van het SHANSEP NGI-ADP model (§ C.4) voor ongedraineerde sterkte in de laatste rekenfase en het toepassen van het HS of SSC model (§ C.2) in de eerdere gedraineerde rekenfasen. De invoerparameters voor deze modellen zijn niet gelijk en ook niet eenduidig aan elkaar te relateren. Zeker niet wanneer men de rekafhankelijke sterkteontwikkeling tot de *Critical State* voor het HS model en het NGI-ADP model consistent wil beschrijven. Bij het HS model worden de interne modelparameters bepaald door kalibratie op de invoerparameters. Dit leidt tot onvoorspelbare foutmeldingen op het moment dat invoerparameters resulteren in niet toegelaten combinaties van de interne modelparameters. De volgens het SSC model voorspelde kruip levert in de tijd ten slotte een tijdsafhankelijke toename van de grensspanning op die in praktijk niet lijkt te worden gemeten.

Al met al zitten er dus nog verschillende haken en ogen aan het tijdens verschillende rekenstappen toe te passen constitutieve model, aan de kwaliteit van de daarmee voorspelde vervorming en sterkte en aan de procedure voor de bepaling van consistente invoerparameters, onder invloed van partiële factoren.

Het Creep SClay1 model (§ C.3) biedt mogelijk een beter en meer eenduidig alternatief. Dit model is in theorie in staat om de ontwikkeling van schuifsterkte als functie van de schuifrek te beschrijven tot de pieksterkte en vervolgens weer terug naar de *Critical State* waarde. En om het ongedraineerde gedrag te beschrijven overeenkomstig het SHANSEP model, voor zowel licht als zwaar overgeconsolideerde grond. Het model zou daarmee in theorie ook toepasbaar moeten zijn voor het modelleren van waterspanningsdissipatie in een consolidatieberekening, waarmee bijvoorbeeld de indringingsdiepte kan worden berekend. Of het model de theoretische voordelen in praktijk ook waarmaakt moet echter nog blijken. Daarbij speelt - naast de vragen omtrent robuustheid - ook de vraag in hoeverre het Creep SClay1 model het effect van kruip op schuifsterkte beter beschrijft dan het SSC model.

Het verdient daarom aanbeveling om te onderzoeken welk model - of welke combinatie van modellen - voldoende aansluit op enerzijds de gewenste nauwkeurigheid en anderzijds de

gewenste praktische toepasbaarheid. Hierbij is ook expliciete aandacht nodig voor de benodigde eenduidige bepaling van de verwachtingswaarden en spreidingen van de in te voeren grondparameters en grensspanningen uit een combinatie van reguliere labproeven en veldtesten.

In verband met het mogelijke effect van kruip op de grensspanning en de daaraan gerelateerde schuifsterkte wordt ten slotte aanbevolen om de ontwikkeling van de grensspanning in de tijd te gaan monitoren binnen de HWBP praktijkprojecten. Vooral voor de gevallen waarin ophoging heeft plaatsgevonden tot nabij of voorbij de oorspronkelijke grensspanning.

4.3.6 Kijken in de dijken

Het klassieke grondonderzoek en de klassieke waterspanningsmetingen concentreren zich op de grondlagen onder de dijk. De (vaak heterogene) samenstelling en eigenschappen van de dijk en van de dijkbekleding, in combinatie met de wisselende omstandigheden door regenval, hoogwater en rivierbedding, zijn echter vaak van grote invloed op de macrostabiliteit. Vooral wanneer ondiepe glijcirkels optreden, bij steile taluds. De overstap op een *Critical State* sterkte modellering van het dijksmateriaal (volgens WBI zonder cohesie boven de freatische lijn) leidt er toe dat er bij steile taluds vaker ondiepe glijcirkels worden gevonden dan voorheen. Indien het bestaan van scheuren kan worden uitgesloten mag in het dijksmateriaal boven de freatische lijn op meer schuifsterkte worden gerekend, zoals aangegeven in bijlage D.

Er is dus specifieke aandacht nodig voor het betrouwbaar karakteriseren van de lokale samenstelling en de lokale eigenschappen van de dijk en het dijksmateriaal, inclusief eventuele scheuren, onder invloed van de wisselende omstandigheden. Hiervoor moeten resultaten van lokaal grondonderzoek, van ruimtelijk continue metingen en van lokale metingen in de tijd met elkaar in verband worden gebracht.

4.3.7 Rekenen op reststerkte

Bij het beoordelen van een dijk wordt momenteel aangenomen dat de kans op het optreden van een kritische instabiliteit gelijk is aan de kans op overstromen. Een zelfstandige kerende constructie of erosiescherm wordt verder ontworpen onder de conservatieve aanname dat de kans op het ontstaan van een restprofiel als gevolg van een niet-kritische afschuiving gelijk is aan 1. Het is verder nog onvoldoende duidelijk welke schematisering van het restprofiel zowel voldoende eenvoudig als voldoende conservatief is.

In vergelijkbare zin schrijft het WBI voor dat er na het bereiken van de grenspotential (opdrijven) geen rekening mag worden gehouden met de in praktijk nog wel aanwezige sterkte van een deklaag die dunner is dan 4 meter.

In § 4.3.64.3.6 is al benoemd dat de overstap op een *Critical State* sterkte modellering er toe leidt dat er bij steile taluds vaker ondiepe glijcirkels worden gevonden dan voorheen. Dergelijke glijcirkels zijn niet altijd hoogwatergedreven en ze tasten het waterkerend vermogen ook slechts beperkt aan. Volgens het huidige WBI voorschrift leiden ze echter wel tot afkeuring, zodra ze in de kruin intreden.

Wanneer in bovengenoemde gevallen beter rekening kan worden gehouden met de werkelijke reststerkte zullen er minder zware ontwerpen resulteren. Aanbeveling is daarom om per onderscheiden aspect een voldoende praktische en onderbouwde aanpak te ontwikkelen, zonder onnodig conservatisme. Deze aanpak moet worden onderbouwd met



11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

resultaten van experimenteel onderzoek in lab en veld, gekoppeld aan een adequate numerieke modellering.

Referenties

- Abaqus. (2016). *Theory Guide*.
- Craig, R. (2004). *Soil Mechanics, 7th Ed.*
- CUR. (1992). *Rapport 162 - Construeren met grond*.
- CUR. (1997). *Rapport 189 - Cement-Bentoniet schermen*.
- CUR. (2003). *Rapport 2003-7 Bepaling geotechnische parameters*.
- CUR. (2007). *Rapport 219 - INSIDE, ISBN 978-90-376-0507-5*.
- CUR. (2012). *Rapport 166 - Damwandconstructies, 6e druk, ISBN nr 9037600638 + 9037600735*.
- Deltares. (2009). *SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen - Achtergronden bij Activiteit EEM 04.a: Opstellen stappenplan. Deltares rapport nr. 001463-013-GEO-0001*.
- Deltares. (2011). *Praktijkervaringen INSIDE, MIP en Dijkdeuvels, rapport nr. 1204317-003*.
- Deltares. (2013a). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), rapport nr. 1205887-000-GEO-0016*.
- Deltares. (2013b). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), voorbeeldcase, rapport nr. 1205887-000-GEO-0013*.
- Deltares. (2013c). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), Achtergronden, concept rapport nr. 1205887-000-GEO-0012, versie 5*.
- Deltares. (2013d). *Ontwerp zelfstandig waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS, rapport nr. 1205887-014-GEO-0002, Versie 2*.
- Deltares. (2013e). *Technisch Rapport Macrostabiliteit, concept versie 2, rapportnr. 1204203-007-GEO-0003*. Retrieved from dtvirt35.deltares.nl/products/30348
- Deltares. (2015a). *Addendum Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen, memo nummer 1203849-080-GEO-0008*.
- Deltares. (2015b). *Toepassen van de piekwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte, rapport nr 209434-002-GEO-0001*.
- Deltares. (2015c). *Dijken op Veen - Eindrapport Heterogeniteit, rapport nr. 1208254-019*.
- Deltares. (2016a). *Ontwerprichtlijn in de grond ingebedde stabiliteit-verhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, Deltares rapport 122081-00-GEO-0006*.
- Deltares. (2016b). *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen, rapport nr. 1230090-019-GEO-0002, versie 3*.
- Deltares. (2016c). *Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond, memo nr. 1220077-005-HYE-0013*.
- Deltares. (2016d). *Protocol sonderen voor Su bepaling, rapport nr. 1220083-010-GEO-0006*.
- Deltares. (2016e). *Invulling witte vlekken acceptatie dijkvernageling voor toepassing in primaire waterkeringen, rapport nr. 1209112-001*.
- Deltares. (2017a). *POVM, onderdeel 6.2.6A: opstellen Basisrapport EEM, inclusief review veiligheidsfilosofie, offerte 11201406-001-GEO-0001*.
- Deltares. (2017b). *Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliteit, rapport nr. 11200575-016-GEO-0005*.
- Deltares. (2017c). *Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability, report nr. 1230086-009-GEO-0030*.
- ENW. (2012). *Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*.
- ENW. (2016). *Grondslagen voor hoogwaterbescherming*.
- Fugro. (1991). *Veiligheid van Damwandconstructies, deel II*.

- Gebreselassie, B., & Kempfert, H. (2005). Calibration of soil parameters for an elasto-plastic cap model under drained conditions.
- Grimstad, G., Andresen, L., & Jostad, H. (2012). NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 483–497.
- Grondmechanica Delft. (1991). *Veiligheid van Damwandconstructies, deel I. Rapport nr. CO-316980/12.*
- KPR. (2016a). *Verkeersbelasting en macrostabiliteit, Factsheet Kennisplatform Risicobenadering, versie 2.*
- KPR. (2016b). *Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag, Factsheet Kennisplatform Risicobenadering, versie 3.*
- KPR. (2016c). *Voorstel t.a.v. beoordeling macrostabiliteit incl. golfoverslag, memo Kennisplatform Risicobenadering, versie 3.*
- KPR. (2016d). *UGT en BGT bij het ontwerpen van waterkeringen (discussiestuk).*
- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.*
- Mayne, P., Coop, M., Springman, S., Huang, A.-B., & Zornberg, J. (2009). Geomaterial behavior and testing. *17th ICSMGE SOA-1 (2009) Alexandria.*
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016a). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I: Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen.*
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016b). *Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017, versie 2.1.*
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017a). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III: Sterkte en veiligheid.*
- Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017b). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4.*
- NEN. (2011). *Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp, NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011 nl.*
- NEN. (2016). *NEN 9997-1: Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels.*
- Plaxis. (2016a). *The SHANSEP MC model.*
- Plaxis. (2016b). *Material models Manual.*
- Plaxis. (2017a). *Probabilistic analysis.*
- Plaxis. (2017b). *Plaxis 2D, Reference Manual.*
- Plaxis. (2017c). *Scientific Manual.*
- Plaxis. (2017d). *Plaxis 2D, Tutorial Manual.*
- POV Macrostabiliteit. (2016a). *Cluster Rekenen - Quick Wins, Deltares Project nr. 1220505-001.*
- POV Macrostabiliteit. (2016b). *Blauwdruk EEM.*
- POV Macrostabiliteit. (2016c). *Ongedraineerd rekenen - Ondersteuning referentieprojecten; optimalisatie omgaan met onzekerheden.*
- POV Macrostabiliteit. (2016d). *Verbetering berekeningswijze onverankerde stabiliteitsschermen.*
- POV Macrostabiliteit. (2016e). *Beter benutten actuele sterkte KIJK, Activiteit 6 - Faalkans updating 3 cases, concept rapport.*
- POV Macrostabiliteit. (2016e). *POVM Ongedraineerd rekenen - Ondersteuning referentieprojecten; invloed "tension cut-off" bij stabiliteitsberekeningen.*
- POV Macrostabiliteit. (2017a). *Technische Richtlijn Grondverbeteringen - Klassieke grondverbeteringstechnieken en moderne sterkteverhogende toevoegingen aan de grond.*

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0

- POV Macrostablieit. (2017b). *Technische Richtlijn Drainagetechnieken, Deltares rapport 1221098-002-GEO-0004.*
- POV Macrostablieit. (2017c). *Technische Richtlijn Dijkvernagelingstechnieken, werkversie 31 augustus 2017, revisie 0A.*
- POV Macrostablieit. (2017d). *SHANSEP NGI-ADP - Model description and verification examples.*
- POV Macrostablieit. (2017e). *SHANSEP NGI-ADP - Validatie cases.*
- POV Macrostablieit. (2017f). *Beter benutten actuele Sterkte - Activiteit 4: Toepassen betere schematisatie en beter berekeningsmodel EEM - Parameterbepaling - Factual Report.*
- POV Macrostablieit. (2017g). *Beter benutten actuele Sterkte - Activiteit 4: Toepassen betere schematisatie en beter berekeningsmodel EEM.*
- POV Macrostablieit. (2017h). *Geometrische variatie Pre-Overburden Pressure in Plaxis.*
- POV Macrostablieit. (2017i). *Verbetering berekeningswijze restprofiel.*
- POV Macrostablieit. (2017j). *Onderdelen 2.3 & 2.7 – niet stationaire grondwaterstroming en EEM schematisering van 3D grondwaterspanningen.*
- POV Macrostablieit. (2018 (nog te verschijnen)). *POV Macrostablieit - Rekentechnieken - Consequentieanalyse.*
- RHDHV. (2012). *Onderzoek in het kader van ontwerprichtlijn stabiliteitschermen WSRL, Onderdeel 6: Reststerkte. Rapport nr. 9X1883.A0.*
- Rijkswaterstaat. (2011). *Technisch Rapport Analyse Macrostablieit Dijken met de Eindige Elementen Methode, Deltares rapportage 1202121-012-GEO-0005.*
- Robertson, P., & Cabal, K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 6th Edition.*
- Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Bonnier, P. (2015). Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. *Computers and Geotechnics.*
- Surarak, C., Likitlersuan, S., Wanatowsk, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 682–697.
- TAW. (2003). *Leidraad Kunstwerken.*
- TAW. (2004). *Technisch rapport Waterspanningen in Dijken.*
- Waterschap Rivierenland. (2015). *Plan van Aanpak Projectoverstijgende Verkenning Macrostablieit.*
- Waterschap Rivierenland. (2016a). *Regionale proevenverzameling - Beschrijving Parameters. Arcadis document nr 078693217 B.* Retrieved from https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/36401/regionale_proevenverzameling_-_beschrijving_parameters_078693217-b.pdf
- Waterschap Rivierenland. (2016b). *Regionale proevenverzameling - Spreadsheets voor uitwisseling en interpretatie.* Retrieved from <https://www.helpdeskwater.nl/algemene-onderdelen/structuur-pagina/zoeken-site/@42464/database/>

A Inventarisatie achtergronddocumenten

A.1 Inleiding

A.2 WBI - Regeling veiligheid primaire waterkeringen (2017)

(Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017a)

De volgende punten gelden voor de “wettelijke regeling veiligheid primaire waterkeringen”.

- Legt vast wat de wettelijk maximaal toelaatbare faalkans (of de minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex) is voor binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit in een doorsnede ($P_{f,toel;dsn}$). Deze waarde hangt af van de norm, van de trajectlengte en van de faalkansverdeling.
- Relateert voorgenoemde maximaal toelaatbare faalkans in een doorsnede via een vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis;dsn}$ aan een minimaal vereiste stabiliteitsfactor (genoemd: schadefactor) γ_n voor een semi-probabilistische toetsing met glijvlakberekeningen, op basis van karakteristieke grondsterkte. Deze relatie is afgeleid voor groene dijken, door kalibratie op probabilistische resultaten.

$$P_{f,toel;dsn} = \Phi(-\beta_{eis;dsn}), \quad \beta_{eis;dsn} = \frac{\gamma_n - 0,41}{0,15} \quad (A.1)$$

- Verwijst voor partiële factoren door naar de WBI schematiseringhandleiding, zie § A.3.
- Geeft aan dat onzekerheden in de ligging van grondlagen, dijkopbouw en stijghoogteverloop moeten worden meegenomen door middel van onafhankelijke “scenario’s”, met kans van voorkomen. Bij gebruik van scenario’s in combinatie met de relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor is geen “schematiseringsfactor” meer nodig.
- Geeft aan dat er geen veiligheidsfactoren zijn afgeleid voor langsconstructies en voor stabiliteit buitenwaarts (groep 4).
- Geeft aan dat het toepassen van “Bewezen Sterkte”, EEM, Tijdsafhankelijke grondwaterstroming” en het in rekening brengen van reststerkte valt onder “Toets op maat”.
- Verwijst voor langsconstructies door naar ontwerprichtlijnen van Deltares voor damwanden (Deltares, 2013a; Deltares, 2013b), zie § A.9.

Samengevat worden onzekerheden als volgt afgedekt om te voldoen aan de doelbetrouwbaarheidseis op doorsnedeniveau:

- Een waterstand bij norm en conservatieve bijbehorende waterspanningen;
- Een modelfactor;
- Rekenen met scenario’s om schematiseringsonzekerheden af te dekken;
- Karakteristieke ondergrenswaarden voor de grondsterkte (materiaalfactoren 1.0);
- Een overall, betrouwbaarheidsniveauafhankelijke schadefactor.

A.3 WBI - Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit (2016)

(Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b)

De volgende punten gelden voor de schematiseringshandleiding.

- Is van toepassing op een “groene dijk”, dat wil zeggen zonder constructies.
- Geeft nadere aanwijzingen voor schematisering van grondlagen, grondparameters en het stijghoogteverloop (met doorverwijzing naar technische rapporten).
- Geeft aanwijzingen voor bepaling van de karakteristieke sterkteparameters als 5 % ondergrenswaarden.
- In het geval van ongedraineerde sterkte wordt aanbevolen om de grensspanning uit sonderingen te bepalen. In onderliggende documenten worden wel aanwijzingen gegeven voor default waarden voor de POP (het verschil tussen grensspanning en verticale spanning) onder dagelijkse omstandigheden.
- Gaat voor alle sterkte-parameters uit van partiële materiaalfactoren gelijk aan 1. Rekenwaarden zijn dus gelijk aan karakteristieke waarden.
- Geeft “modelfactor” voor glijvlakmodellen, waarbij de modelfactor in tegenstelling tot het verleden niet meer verschilt voor de situatie met of zonder opdrijven .
- Zegt dat alleen falen optreedt bij schuifvlakken met het intredepunt van het schuifvlak in de kruin van de waterkering of in de bovenste helft van het binnentalud (zonering).

A.4 OI2014v4 - Handreiking Ontwerpen met overstromingskansen (2017)

(Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b)

De volgende punten gelden voor versie vier van de handreiking “Handreiking ontwerpen met overstromingskansen”:

- Correspondeert grotendeels met WBI documenten voor wat betreft de toelaatbare faalkans en partiële factoren.
- Verwijst voor het ontwerpen van langsconstructies naar een ontwerprichtlijn langsconstructies (Deltares, 2013a; Deltares, 2015a), zie ook § A.10.
- Gaat (in tegenstelling tot de WBI schematiseringshandleiding) nog wel uit van schematiseringsfactoren, te bepalen op basis van de scenario’s.
- Geeft aanvullend op de WBI documenten aan hoe om te gaan met significante overslagdebieten, waarbij interactie tussen golfoverslag en macrostabiliteit ontstaat (§ 5.4 van de handreiking). Daarbij wordt verwezen naar een KPR factsheet (KPR, 2016b). In de factsheet wordt een voorlopige werkwijze gepresenteerd voor een separate semi-probabilistische beoordeling van het overslagscenario. Het wordt aanvaardbaar geacht om zowel het scenario voor instabiliteit zonder significante overslag als het scenario voor instabiliteit met significante overslag te toetsen aan dezelfde maximaal toelaatbare faalkans voor macrostabiliteit in de doorsnede (dus zonder decompositie toe te passen). Hiermee wordt de totale faalkans maximaal een factor twee onderschat. Een achterliggend concept memo (KPR, 2016c) geeft hiervoor een (niet eenvoudig navolgbare) motivatie. Significante overslag wordt gedefinieerd als groter dan of gelijk aan 1 l/m/s. In het scenario met significante overslag moet worden gerekend met een buitenwaterstand die hoort bij de ontwerpwaarde voor een overslagdebiet van 1 l/m/s en met volledige verzadiging als gevolg van infiltratie. De maximaal toelaatbare kans op instabiliteit in de doorsnede gegeven significante overslag is volgens de factsheet gelijk aan de maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede, gedeeld door de kans dat een debiet van 1 l/m/s wordt overschreden. Zowel diepe als ondiepe liggingen van het glijvlak moeten worden beschouwd.

- Geeft aanvullend op de WBI documenten ook aan welke principes gehanteerd kunnen worden voor combinaties voor verkeersbelasting en buitenwaterstand, waarbij wederom wordt verwezen naar een KPR factsheet. (KPR, 2016a). Deze factsheet laat ruimte voor maatwerk. Tijdens maatgevend hoogwater mag doorgaans met minder verkeersbelasting worden gerekend dan tijdens dagelijkse omstandigheden. Herstelwerkzaamheden tijdens extreme hoogwateromstandigheden worden ook niet aannemelijk geacht.

A.5 Grondslagen voor Hoogwaterbescherming (2016)

(ENW, 2016)

In de recente grondslagen voor hoogwaterbescherming worden de eisen voor de Waterwet en de eisen volgens het Bouwbesluit (de Eurocode) met elkaar in verband gebracht.

Hierna volgt daarvan geen samenvatting, maar worden alleen twee zaken aangehaald die relevant zijn binnen de context van het onderhavige rapport.

- Volgens de grondslagen moeten waterkerende kunstwerken, zoals sluizen en coupures zowel voldoen aan de eisen uit de Waterwet als aan de eisen uit het Bouwbesluit. In § 5.5 op bladzijde 81 van de grondslagen wordt gesteld dat de Bouwbesluit eisen niet van toepassing zijn op waterkerende grondconstructies zoals dijken en grondlichamen met damwanden.
- Verder staat er op bladzijde 95 van de grondslagen dat het aanvaardbaar is om de aangroei van sterkte na versterking (door consolidatie en daarop volgende kruip) mee te nemen tot een periode van 4 jaar, op voorwaarde dat altijd minimaal de sterkte aanwezig is van voor de versterking.

A.6 Eurocode 0 - Grondslagen van het constructief ontwerp (2011)

(NEN, 2011)

Het grondslagen document van de Eurocode onderscheidt in § 6.4.1 voor een semi-probabilistisch ontwerp de volgende uiterste grenstoestanden:

- EQU: stabiliteitsverlies als star lichaam,
- STR: constructief bezwijken,
- GEO: bezwijken van de grond,
- FAT: vermoeiing,
- UPL: opdrijven
- HYD: hydraulische grondbreuk.

In de (informatieve) Annex B worden in de grondslagen de volgende drie gevolgklassen onderscheiden, gekoppeld aan de volgende betrouwbaarheidsindices.

Tabel A.1 Relatie tussen betrouwbaarheidsklasse RC en betrouwbaarheidsindex β volgens de Eurocode

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

De omrekening van 50 jaar naar 1 jaar vindt volgens de Eurocode plaats door de β_{doel} bij 50 jaar te relateren aan de maximaal toelaatbare faalkans bij 50 jaar (P_{50}), door die kans te vertalen naar de toelaatbare kans per jaar (P_1) en door die laatste kans weer terug te rekenen naar een β_{doel} per jaar.

$$\beta_{doel.50} \equiv P_{50}, P_{50} = 1 - (1 - P_1)^{50}, P_1 = 1 - (1 - P_{50})^{\frac{1}{50}}, P_1 \equiv \beta_{doel.1}$$

Bij een $\beta_{doel.50} = 4,3$ (overschrijdingskans 1/100.000, betrouwbaarheidsklasse RC3) wordt zo gevonden $\beta_{doel.1} \approx 5,2$ (naar boven afgerond).

A.7 Leidraad Kunstwerken (2003)

(TAW, 2003)

De leidraad kunstwerken (die momenteel wordt herzien) onderscheidt verschillende typen kunstwerken.

- Type II constructies moeten de waterkerende functie volgens § B4.1 van de leidraad vervullen in combinatie met het aanwezige grondlichaam, waarbij het lengte-effect niet mag worden verwaarloosd. De doorsnede-eis voor sterkte en stabiliteit van Type II constructies wordt gedefinieerd als 1/200 van de norm op trajectniveau, indien er een duidelijk onderscheid is tussen de faalmechanismen die samenhangen met falen van de constructie en faalmechanismen die samenhangen met het falen van het grondlichaam. Deze factor wordt de “faalkansruimtefactor genoemd”. Wanneer dat onderscheid er niet is geldt volgens de leidraad een faalkansruimtefactor van 1/100.

In vergelijking tot een “groene dijk” is de faalkansruimtefactor voor een type II constructie equivalent met de factor waarmee in de momenteel vigerende voorschriften de aanvaardbare faalkans voor macrostabiliteit op doorsnedeniveau wordt afgeleid uit de normwaarde. Zie § A.1 en § A.3 van het voorliggende document.

- Type I constructies moeten volgens § B4.1 van de leidraad zelfstandig een waterkerende functie kunnen vervullen. Voor deze constructies geldt volgens de leidraad een faalkansruimtefactor van 1/100.
- Type III constructies moeten volgens § B4.1 de waterkerende functie kunnen vervullen na falen van andere constructie.

Verder wordt in § B4.1 van de leidraad gesteld dat op constructieniveau geen verdere verdeling van de maximaal aanvaardbare faalkans over deelmecanismen hoeft plaats te vinden, vanwege de aanzienlijke afhankelijkheid tussen de kansen op optreden van deze deelmecanismen, via met name de waterstand en vanwege de “redundantie.” in de constructie. Met redundantie wordt bedoeld dat onderdelen meervoudig zijn uitgevoerd, zodat de functie van een falend onderdeel door andere onderdelen kan worden overgenomen.

De referentieperiode voor de doelbetrouwbaarheid bij kunstwerken is, net zoals bij andere constructies, gelijk aan 50 jaar. In de nog te publiceren herziening wordt naar verwachting voorgeschreven dat zowel een toetsing moeten worden uitgevoerd bij een referentieperiode van 50 jaar voor de doelbetrouwbaarheid volgens het Bouwbesluit (waterstanden bij de norm omgerekend naar 1/50 jaar) als een toetsing bij een referentieperiode van 1 jaar voor de doelbetrouwbaarheid en met de daarbij horende partiële “schadefactor” volgens de Waterwet.

De maximaal toelaatbare faalkans voor een constructie bij een referentieperiode van 50 jaar wordt in § B4.3 van de leidraad geschat op 10 keer de maximaal toelaatbare faalkans per jaar volgens de Waterwet. (levensduurfactor f_N gelijk aan 10). Volgens de toelichting in de leidraad is de levensduurfactor geïntroduceerd om rekening te houden met het feit dat de faalkansen in verschillende jaren gedeeltelijk van elkaar afhankelijk zijn, omdat de sterkte per jaar nauwelijks varieert. Kanttekening daarbij is dat een grotere levensduurfactor nodig is indien de onzekerheid in de waterstand een veel grotere invloed heeft op de faalkans dan de onzekerheid in de sterkte. De onzekerheid in de waterstand is namelijk van jaar tot jaar onafhankelijk.

De Leidraad Kunstwerken gaat uit van een ontwerp volgens de Nederlandse norm voor constructies, zoals die anno 2003 van toepassing was. De leidraad stelt vast dat de (toenmalige) waterveiligheidseis doorgaans leidt tot een hogere doelbetrouwbaarheid dan die volgens de (toenmalige) norm voor constructies. De leidraad vertaalt de waterveiligheidseis op trajectniveau per jaar daarvoor naar een eis per constructie gedurende de levensduur. Daarbij maakt de leidraad gebruik van een aangenomen faalkansruimtefactor (de verhouding tussen de maximaal toelaatbare overstromingskans op een traject en de maximaal toelaatbare faalkans van de constructie) en van een aangenomen levensduurfactor f_N (de verhouding tussen de kans per N jaar en de kans per jaar).

Bij de in de leidraad aangenomen levensduurfactor van 10 leidt een doelbetrouwbaarheid $\beta_{doel.1} = 4,8$ bijvoorbeeld tot een $\beta_{doel.10} = 4,3$. De leidraad stelt dat een grotere levensduurfactor dan 10 aanvaardbaar is indien de onzekerheid in de waterstand een veel grotere invloed op de faalkans heeft dan de onzekerheid in de sterkte. De onzekerheid in de waterstand is namelijk van jaar tot jaar onafhankelijk.

Materiaalfactoren volgens de constructieve norm dienen volgens § B4.6.1 van de leidraad in principe te worden gecorrigeerd met een correctiefactor γ_{cor} indien de doelbetrouwbaarheid volgens de Waterwet $\beta_{doel.50}$ hoger uitvalt dan de referentiewaarde β_{ref} volgens de constructieve norm. De correctie valt uiteen in een correctiefactor $\gamma_{cor,R}$ voor de grondsterkte en een correctiefactor $\gamma_{cor,S}$ wanneer bij de levensduur moet worden gerekend met een significant andere waterstand dan het Wettelijk Belastingniveau bij de norm (WBN).

$$\gamma_{cor} = \gamma_{cor,R} \cdot \gamma_{cor,S} \quad (A.2)$$

Een correctie voor materiaalsterkte bij een doelbetrouwbaarheid anders dan de referentiewaarde:

$$\gamma_{cor,R} = \frac{\gamma_{doel}}{\gamma_{ref}} = e^{((\beta_{doel} - \beta_{ref}) \cdot \alpha_R) \cdot \sqrt{(1 + V_R^2)}} \quad (A.3)$$

Een eventuele aanvullende correctie voor een waterstand bij een doelbetrouwbaarheid anders dan die bij WBN. Aanname bij deze tweede correctie is dat de sterkte- en belastingfactoren uitwisselbaar zijn.

$$\gamma_{cor,S} = \frac{H_{doel.N}}{WBN} \approx \frac{u - B \cdot \log(\Phi(\alpha_S \cdot \beta_{doel.N}) / f_N)}{u - B \cdot \log(P_{norm.1})} \quad (A.4)$$

Hierin is:

α_R	de invloedscoefficiënt voor de materiaalsterkte R , die gelijk wordt gesteld aan 0.8
V_R	de variatiecoëfficiënt voor de materiaalsterkte R die gelijk wordt gesteld aan 0,1 voor staal en aan 0,2 voor beton/hout/metselwerk/fundering
WBN	de “Waterstand Bij Norm”, voorheen genoemd “Maatgevend Hoogwater” (MHW)
$H_{\text{doel},N}$	de waterstand bij de te bereiken doelbetrouwbaarheid voor de levensduur van N jaar
α_S	de invloedscoefficiënt voor de belasting S die gelijk wordt gesteld aan -0.7
u	Liggingsparameter voor de Gumbel verdeling. Praktisch betekent dit het gekeerde waterstandsverschil dat met een kans van 0,63 per jaar wordt overschreden ($0.63 = 1 - \frac{1}{e}$)
B	de decimeringshoogte
$\beta_{\text{doel},N}$	de te bereiken doelbetrouwbaarheid bij een referentieperiode van N jaar.
$P_{\text{norm},1}$	De overschrijdingskans per jaar voor de waterstand bij norm
f_N	de levensduurfactor bij een referentieperiode van N jaar

Volgens de leidraad is geen correctie nodig wanneer glijvlakstabiliteit wordt gecontroleerd, omdat de doelbetrouwbaarheid dan al volledig via de grondsterkte in rekening wordt gebracht. Voor damwandconstructies wordt verwezen naar CUR166 (zie § A.8 van het voorliggende document).

A.8 CUR166 (2012)

Damwanden worden in Nederland standaard ontworpen volgens het CUR 166 handboek (CUR, 2012), dat aansluit op de Eurocode. De onderliggende basis voor de veiligheidsbeschouwing is al gelegd in 1991 (Grondmechanica Delft, 1991), (Fugro, 1991).

In § 4.12 van het handboek wordt ook kort aandacht gegeven aan damwanden in primaire waterkeringen. Voor deze damwanden moet volgens CUR166 rekening worden gehouden met een planperiode van 100 jaar voor wat betreft (hydraulische) belastingen, zetting en corrosie. Geplande ophogingen tijdens de planperiode moeten in het ontwerp ook zijn meegenomen. De toe te passen belastingen en veiligheidsfactoren worden in dit handboek afhankelijk gesteld van een betrouwbaarheidsklasse en van de daarmee corresponderende betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{doel},50}$ over een levensduur van 50 jaar. Damwanden in primaire keringen worden volgens § 2.4.3 van CUR166, deel 2, ingedeeld in de zwaarste betrouwbaarheidsklasse RC3, met $\beta_{\text{doel},50} = 4,3$. Voor de drie onderscheiden deelmechanismen (geotechnisch falen, vloeien damwand, falen ankersysteem) wordt daarbij een verhoogde doelbetrouwbaarheid van $\beta_{\text{doel},50} = 4,5$ aangehouden. Het verschil tussen de $\beta_{\text{doel},50} = 4,5$ en $\beta_{\text{doel},50} = 4,3$ impliceert dat bij de verhoogde doelbetrouwbaarheid voor de deelmechanismen wordt gewerkt met 25 % van de maximaal toelaatbare kans voor RC3.

De van betrouwbaarheidsklasse afhankelijke belastingen en partiële factoren op de grondsterkte volgens de CUR166 gelden voor een levensduur van 50 jaar. De afhankelijkheid van betrouwbaarheidsklasse geldt volgens de CUR166 niet voor de partiële factoren op de materiaalsterkte. In § 2.4.7 van deel 2 wordt formule (A.3) wel toegepast om de materiaalfactoren voor constructieve sterkte te corrigeren voor een levensduur van 100 jaar in plaats van 50 jaar. Deze kunstgreep wordt toegepast om aanpassing van belasting te vermijden bij een overstap naar een doelbetrouwbaarheid bij 100 jaar.

In H4 van deel 1 en in § 4.3 van deel 2 wordt aandacht gegeven aan het ontwerpen met de eindige-elementenmethode. Aanwijzingen voor de toe te passen constitutieve modellen en

voor de parameterbepaling worden gegeven in § 4.3.4 van deel 2 van de CUR166. Er wordt een voorkeur uitgesproken voor het *Hardening Soil* model, omdat deze zowel krachtswerking als vervorming zo goed mogelijk beschrijft.

Voor de UGT toets wordt in H4 van deel 1 onderscheid gemaakt tussen rekenschema A en rekenschema B, die beide zijn toegestaan.

- Bij rekenschema A wordt voor de UGT berekening al vanaf het begin met rekenwaarden voor de grondsterkte gewerkt. Bij grondkerende damwanden leidt dat tot hogere snedekrachten en grotere verplaatsingen dan bij rekenschema B.
- Bij rekenschema B wordt tot de laatste rekenfase (na het aanbrengen van de hoogwateromstandigheden) gebruik gemaakt van representatieve/karakteristieke waarden voor de sterkte van de grond en van rekenwaarden voor de belastingen en de grondstijfheden.

De UGT analyse moet zowel met zowel lage als met hoge rekenwaarden voor de stijfheid worden uitgevoerd. Bij de overstap op rekenwaarden voor de sterkte wordt voor betrouwbaarheidsklasse RC3 (damwanden in waterkeringen) een partiële factor op de grondsterkte van 1.2 genoemd. Hieruit volgen de rekenwaarden voor krachten/momenten. Met herverdeling door plastische vervorming in de damwand mag rekening worden gehouden, totdat de plastische vervormingscapaciteit is bereikt.

Voor de aanvullende BGT toets dienen de gevonden krachten en momenten bij de representatieve waarden van de sterkte en lage waarden van de stijfheid naar rekenwaarden te worden vertaald door vermenigvuldiging met een partiële factor van 1.2 (onafhankelijk van RC klasse).

Bij de controles van de rekenwaarden van krachten en momenten op de toelaatbare waarde (de *Unity Check*) moet vervolgens nog rekening worden gehouden met aanvullende partiële factoren, die verschillen voor damwand, anker, ankerstaaf, en verbinding.

- Materiaalfactoren. Bij een levensduur van 50 jaar geldt voor het moment volgens § 3.3.9 van deel 1 een materiaalfactor van 1,0 voor vloeien van staal en van 1,1 en 1,2 voor beton en hout. De materiaalfactor voor de breuksterkte van staal is 1,4.
- Belastingeffect-factoren. Voor controle van ankerschot en gording moet de ankerkracht volgens § 3.3.9 van deel 1 worden vermenigvuldigd met 1,1¹². Voor controle van de ankerstaaf moet de ankerkracht worden vermenigvuldigd met 1,25. De factor van 1,1 is afgeleid door de probabilistisch bepaalde faalkansen te vergelijken voor de grenstoestand grondbreuk en voor de grenstoestand constructief bezwijken (Grondmechanica Delft, 1991). Dat is gebeurd met een balk/veren model, voor drie gevallen (oeververdediging, bouwkuip, kademuur). De factor zorgt er voor dat de faalkans voor constructief bezwijken in de beschouwde gevallen minimaal gelijk wordt aan de faalkans voor grondbreuk¹³, indien in de semi-probabilistische ontwerpberekening gebruik wordt gemaakt van partiële factoren voor grondsterkte die

¹² Er staat niet beschreven waarom de "belastingeffect-factor" 1,1 in de CUR166 wel voor ankerkrachten wordt voorgeschreven, maar niet voor wandmomenten. Een mogelijke reden kan zijn dat er in het geval van momenten nog capaciteit resteert indien falen wordt gedefinieerd als het overschrijden van de vloeispanning in de uiterste vezel

¹³ De geconstateerde verschillen in de faalkans voor grondbreuk en constructief bezwijken worden waarschijnlijk veroorzaakt door de meer niet-lineaire invloed van de grondsterkte op krachten en momenten nabij grondbreuk. Deze afgeleide zit rechtstreeks in het verband tussen de standaardafwijking op de momenten/krachten en de standaardafwijking op de grondsterkte.

zijn gekalibreerd op de te bereiken doelbetrouwbaarheid voor de grenstoestand grondbreuk. De gevonden belastingeffect-factor bleek verder niet al te zeer afhankelijk van de te bereiken doelbetrouwbaarheid.

De keuzes voor de hogere waarde van de belastingeffect-factor voor de ankerstaaf (1,25) volgt uit de constructieve wens om voor ankerbreuk een hogere doelbetrouwbaarheid te realiseren dan voor gording en ankerlichaam.

In § 4.12 van deel 2 wordt ingegaan op damwanden in waterkeringen. Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt in die paragraaf een maximale horizontale vervorming van 0,1m gedefinieerd.

Schematiseringonzekerheid, modelonzekerheid en uitvoeringonzekerheid worden in de CUR166 niet expliciet gemaakt.

A.9 CUR INSIDE (2007)

(CUR, 2007)

Het CUR rapport 219 INSIDE (CUR, 2007) behandelt de verbeteringstechnieken: mixed-in-place (MIP); dijkvernageling en dijkdeuvels. Het document zal medio 2018 worden vervangen door de definitieve versies van de Technische Richtlijnen voor langsconstructies en voor vernageling,. Daarbij zullen MIP en dijkdeuvels worden behandeld in de TR-Langsconstructies. Zie § A.12 voor de TR-Vernageling.

De veiligheidsfilosofie voor MIP wordt behandeld in § 3.1.3. Voor het ontwerp wordt toepassing van 2D EEM verondersteld, waarbij het resultaat zonder vernageling is “geijkt” op een glijvlakberekening. Overeenkomstig de leidraad kunstwerken (§ A.7) wordt aangenomen dat de kans per jaar een factor 10 lager is dan de kans per levensduur. Voor binnenwaarts afschuiven wordt een verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede toegepast voor drie afzonderlijk te beoordelen faalmechanismen (horizontaal afschuiven, glijvlak onder MIP, overig). Voor het effect van de MIP blokken wordt een equivalente 2D schuifsterkteverbetering geïntroduceerd. De standaard materiaalfactoren op schuifsterkte volgens de NEN6702 (bij doelbetrouwbaarheid $\beta_{50} = 3.6$) worden gecorrigeerd tot de vereiste doelbetrouwbaarheid voor het beschouwde mechanisme, door toepassing van formule (A.2).

De veiligheidsfilosofie voor vernageling wordt behandeld in § 3.2.6. Voor het ontwerp wordt toepassing van glijvlakmodellen of van EEM verondersteld. Overeenkomstig de leidraad kunstwerken (§ A.7) wordt weer aangenomen dat de kans per jaar een factor 10 lager is dan de kans per levensduur. Voor binnenwaarts afschuiven wordt een verdeling van de maximaal toelaatbare faalkans in de doorsnede toegepast voor geotechnisch bezwijken en constructief bezwijken. Constructief bezwijken wordt daarna nog verder uitgesplitst in deelmechanismen (bezwijken nagels, slip ankers, grondbreuk rond ankers, bezwijken facing). De doelbetrouwbaarheid voor afzonderlijke deelmechanismen voor constructief bezwijken is hoger dan de totale doelbetrouwbaarheid voor constructief bezwijken. De standaard materiaalfactoren op schuifsterkte volgens de NEN6702 (bij doelbetrouwbaarheid $\beta_{50} = 3.6$) worden gecorrigeerd tot de vereiste doelbetrouwbaarheid voor het beschouwde mechanisme, door toepassing van formule (A.2). Voor de houdkracht van de nagels wordt verder een belastingeffect-factor van 1,1 geïntroduceerd, in analogie met belastingeffect-factor in de CUR166. Voor de materiaalfactor van de houdkracht wordt aangesloten op de CUR166 materiaalfactoren voor het ankerlichaam (1,4 zonder controleproef, 1,25 met controleproef). Voor toetsing van nagels moet zowel op breuk als op vloeï worden gecontroleerd, waarbij voor de breuksterkte een partiële factor van 1,4 moet worden toegepast).

Voor dijkdeuvels wordt geen veiligheidsfilosofie beschreven.

A.10 Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (2013, 2016)

(Deltares, 2013a), (Deltares, 2016a)

A.10.1 Scope en status

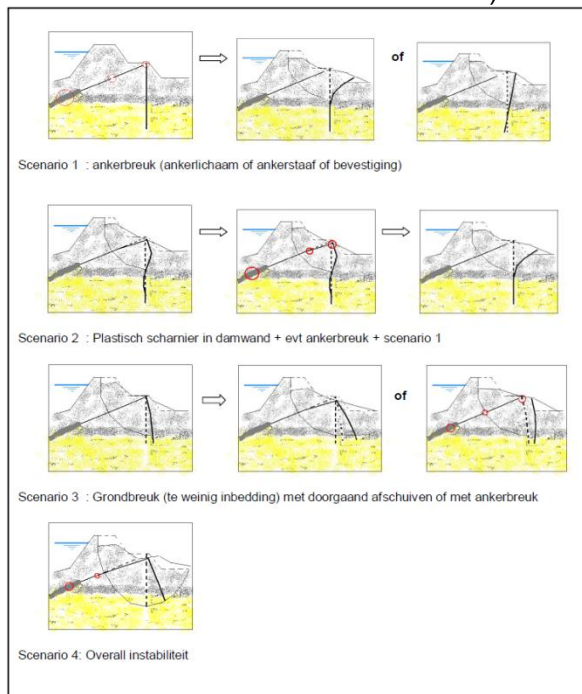
De ontwerprichtlijn beperkt zich tot diepe stalen damwanden. Palenwanden, diepwanden, kistdammen en de korte damwand vallen buiten de scope.

Er bestaat een versie uit 2013 (Deltares, 2013a; Deltares, 2013b; Deltares, 2013c) met addendum uit 2015 (Deltares, 2015a) een versie uit 2016 (Deltares, 2016a). De versie uit 2013 is samen met het addendum vigerend, volgens het OI2014v4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017b). Deze versie wordt de OSPW genoemd. De OSPW bouwt voor de veiligheidsfilosofie voort op het "kookboek lange damwanden". Dat kookboek is in de OSPW opgenomen als bijlage D. Voor de rekengang met eindige-elementensoftware bouwt de OSPW voort op het "Technisch Rapport Analyse Macro stabiliteit van Dijken met de Eindige Elementen Methode" (Rijkswaterstaat, 2011).

A.10.2 Veiligheidsfilosofie en eisen

H2 van de OSPW beschrijft de veiligheidsfilosofie en H5 beschrijft de gestelde eisen.

- **Bezwijkoorzaken.** De OSPW beschouwt de grotendeels ook in CUR166 beschouwde (deel)oorzaken voor bezwijken van grond (afschuiving, grondbreuk, doorpersen bij gaten, verticaal evenwicht) of van constructiedelen (overschrijding opneembare krachten/momenten in damwand/anker).



Figuur A.1 Denkbare scenario's voor initiële en vervolg faalmechanismen m.b.t. macro stabiliteit binnentalud, bij een als verankerde damwand uitgevoerd stabiliteitsscherm (bron: Kookboek lange damwanden, 2003, opgenomen als bijlage D in de ontwerprichtlijn)

- **UGT eis aan geotechnische stabiliteit.** Bij de doelbetrouwbaarheid voor de uiterste grenstoestand moet de geotechnische stabiliteit bewaard blijven en moeten afschuiving en grondbreuk worden voorkomen.

- **UGT eis aan verticale draagkracht.** Bij dezelfde doelbetrouwbaarheid als voor geotechnische stabiliteit wordt ook een eis aan “verticale draagkracht” gesteld, overeenkomstig de CUR166. Eis is dat geen (tijdelijk) verlies van draagkracht wordt toestaan. Tijdelijk verlies van draagkracht kan optreden door neerwaartse belasting als gevolg van de verticale component van de voorspanning in ankers en als gevolg van kleeft van zakkende naastgelegen grond. Verlies van draagkracht heeft gevolgen voor de ankerkrachten.
- **“BGT” vervormingseisen.** Volgens § 5.1.3 van de OSPW worden voorlopige vervormingseisen gesteld aan de kruinzakking (over een breedte van minimaal 3 meter) en aan de horizontale verplaatsing van een onverankerde langsconstructie. Dit vindt plaats bij maatgevende omstandigheden voor het stijghoogteverloop en bij karakteristieke waarden voor de grondsterkte (in de OSPW benoemd als “BGT”). Voor zowel verticale kruinverplaatsing als horizontale damwandverplaatsing is de eis: minder 0,1m.
- **UGT vervormingseis.** Aanvullend wordt voor een onverankerde damwand bij UGT (gereduceerde grondsterkte) als voorlopige eis een maximaal toelaatbare horizontale vervorming van 2 % van de damwandlengte voorgeschreven, met een maximum van 0,5m.
- **Relatie doelbetrouwbaarheid en grondsterkte voor een groene dijk (schadefactor).** Bij toetsing op de uiterste grenstoestand (UGT) voor geotechnische instabiliteit wordt de toe te passen partiële factor voor de grondsterkte gelijk gesteld aan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor een groene dijk (de “schadefactor” $\gamma_{n,g}$), vermenigvuldigd met de schematiseringsfactor $\gamma_{b,g}$ en modelfactor $\gamma_{d,g}$. Deze minimaal vereiste stabiliteitsfactor voor macrostabiliteit in een doorsnede wordt bepaald overeenkomstig WBI, dus via de relatie tussen stabiliteitsfactor en faalkans per jaar die is gekalibreerd voor groene dijken¹⁴.
- **Aangepaste schadefactoren en belastingeffect-factoren via faalkansdecompositie.** Het WBI legt vast wat de maximaal toelaatbare doorsnede-faalkans voor macrostabiliteit is. De OSPW gaat vervolgens uit van een decompositie van deze maximaal toelaatbare kans over deelmechanismen. Daarbij worden aparte doelbetrouwbaarheden bepaald voor het overschrijden van afzonderlijke lokale grenstoestanden voor grondmechanisch falen en constructief falen. Bij toepassing van stabiliteitsverhogende constructies is de te bereiken doelbetrouwbaarheid voor geotechnische instabiliteit daarom hoger dan bij een groene dijk. Dat wordt vertaald naar een verhoogde “schadefactor” $\gamma_{n,g}$. De verschillende doelbetrouwbaarheid voor geotechnische stabiliteit bij een groene dijk en die voor krachten/momenten (constructief ontwerp) wordt in rekening gebracht met een correctiefactor voor de krachten/momenten, onder aanname dat deze in de EEM berekening zijn bepaald bij een schadefactor voor een groene dijk. De correctiefactor wordt bepaald door de

¹⁴ *Het reduceren van grondsterkte komt alleen overeen met een controle op de stabiliteitsfactor in een glijvlakberekening, zolang de glijvlakligging bij karakteristieke waarden (waarbij vervolgens de stabiliteitsfactor wordt bepaald) gelijk is aan de glijvlakligging bij gereduceerde sterkte.*

doelbetrouwbaarheden en aangenomen variatiecoëfficiënten voor de onzekerheid van constructieve sterkte in te vullen in formule (A.3), zoals ook gebruikt in de leidraad kunstwerken. Tabel A.2 geeft de verdeling die voorbeeldsgewijs wordt gegeven in de OSPW. De correctiefactor vormt de zogenaamde “belastingeffect-factor”. In het geval van een stalen damwand is de materiaalfactor gelijk aan 1.

Deelmechanisme/scenario	Toegedeelde faalkans
1.a. trekcapaciteit ankerlichaam	40%
1.b. en 1.c. breuk ankerstaaf of verbinding ankerstaaf- damwand	10%
2. overschrijden van opneembare snedekrachten/momenten	40%
3. onvoldoende inbedding damwand in zandlaag en afschuiving onderlangs (overall-instabiliteit) en afschuiving bovenlangs de damwand	10%
4. Verticale draagkracht	10%
5. afschuiving talud aan de landzijde van de damwand	Via “restprofiel” schematisering, zie § A.10.4

Tabel A.2 Voorbeeld faalkansdecompositie, zoals gehanteerd in de OSPW en eerder in het “kookboek lange damwanden”

- Modelfactoren.** De modelfactor voor geotechnische instabiliteit $\gamma_{d,g}$ wordt gelijk gesteld aan 1,05 voor opdrijfsituaties en aan 1,0 voor overige situaties, op voorwaarde dat door “finetuning” zeker is gesteld dat de numerieke discretisatie voldoende fijn is en dat in 2D berekeningen al voldoende conservatief is gecorrigeerd voor eventuele 3D effecten. De eventuele modelfactor voor geotechnische instabiliteit wordt in rekening gebracht op de grondsterkte. De modelfactor voor constructieve sterkte $\gamma_{d,i}$ wordt bij “finetuning” gelijk aan 1 verondersteld. Er wordt geen aparte modelfactor voor vervormingen onderscheiden.
- Schematiseringsfactoren.** De schematiseringsfactor is nodig om rekening te houden met realistische scenario’s in ondergrond en stijghoogteverloop die ongunstiger zijn dan het beschouwde geval waarop wordt ontworpen. Volgens § 2.4.4 en bijlage B van de OSPW dienen schematiseringsfactoren afzonderlijk te worden bepaald voor geotechnische instabiliteit ($\gamma_{n,g}$) en voor overschrijden van constructieve sterkte ($\gamma_{n,i}$). Volgens bijlage B van de OSPW moet het ontwerpscenario zo worden gekozen dat de schematiseringfactor voor geotechnische instabiliteit kleiner of gelijk aan 1,1 wordt, waarbij 1,1 als minimumwaarde wordt aangehouden. Het ontwerpscenario moet bovendien zo worden gekozen dat de berekende schematiseringsfactor voor constructieve sterkte kleiner of gelijk aan 1,07 wordt. In dat geval mag de schematiseringsfactor voor constructieve sterkte gelijk aan 1 worden gesteld. De schematiseringfactor voor instabiliteit volgt net zoals voor groende dijken uit de gesommeerde kans op voorkomen van scenario’s met een stabiliteitsfactor die bij karakteristieke grondsterkte een bepaald percentage kleiner zijn dan de stabiliteitsfactor voor het ontwerpscenario. Daarvoor wordt gebruik gemaakt van een tabel die gelijk is aan tabel 3.2 van het “Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken” (ENW, 2012) Deze tabel is echter gebaseerd op een relatie tussen doelbetrouwbaarheid en stabiliteitsfactor, die anno 2017 echter niet meer overeenkomt met de actuele WBI relatie. Dezelfde tabel wordt ook gebruikt om een

schematiseringfactor voor constructieve sterkte te bepalen. In plaats van de veiligheidsfactor moet dan het relatieve verschil in de krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisering worden gebruikt. De uiteindelijke minimale schematiseringsfactor van 1,1 voor geotechnische instabiliteit wordt in rekening gebracht op de grondsterkte.

A.10.3 Randvoorwaarden

H3 van de OSPW beschrijft de toe te passen randvoorwaarden, waaronder de verkeersbelasting.

A.10.4 Restprofiel

H4 van de OSPW beschrijft dat bij instabiliteit achter de damwand een aangepaste schematisering moet worden toegepast, waarbij de hoogte van het aangenomen restprofiel is afgenomen tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte. De achterliggende redenatie is dat in praktijk nooit meer dan 1/3 van de hoogte aan zakking is waargenomen. De aanvullende 1/3 van het hoogteverlies is bedoeld om het effect te benaderen van de grondsterktereductie die optreedt in de afgeschoven zone.

A.10.5 Rekenfasen

H4 van de OSPW beschrijft ook de toe te passen rekenfasen voor het bepalen van krachten en momenten in UGT en voor daarop volgende controle op geotechnische stabiliteit.

- 1) Bepaal de initiële spanningen onder dagelijkse omstandigheden door het oorspronkelijke dijklichaam aan te brengen op de ondergrond.
- 2) Activeer het stabiliteitsscherm
- 3) Pas het stijghoogteverloop aan naar hoogwateromstandigheden onder gedraineerde omstandigheden (WBN) en breng de verkeersbelasting aan onder ongedraineerde omstandigheden. Controleer de "BGT" vervormingseis.
- 4) Reduceer de sterkte van de grond op basis van de schadefactor van een groene dijk (zonder schematiseringsfactor, onder aanname dat de berekende waarde kleiner dan 1,07 is) en bepaal de krachten en momenten. Pas op de bepaalde krachten en momenten de "belastingeffect-factoren" toe om de doelbetrouwbaarheid voor constructief falen in rekening te brengen.
- 5) Reduceer de grondsterkte verder vanwege de verhoogde doelbetrouwbaarheid door faalkansdecompositie en vanwege de schematiseringfactor voor geotechnische instabiliteit. Pas bij opdrijven ook nog de extra modelfactor toe. Controleer of bij deze gereduceerde grondsterkte het geotechnisch evenwicht bewaard blijft

De effecten van zettingen op de ankerkrachten moet afzonderlijk in rekening worden gebracht.

Deze rekengang komt min of meer overeen met de aanpak voor UGT toets volgens de CUR166 (methode B). In beide gevallen wordt de grondsterkte gereduceerd met een partiële factor die afhankelijk is van de doelbetrouwbaarheid. In beide gevallen worden ook belastingeffect-factoren in rekening gebracht. In het geval van de CUR166 zijn deze echter onafhankelijk van de doelbetrouwbaarheid.

A.10.6 Constitutieve modellering

Impliciete aanname is dat met het eenvoudige elasto-plastische Mohr-Coulomb model wordt gerekend (constante elastische stijfheid, constante wrijvingshoek, constante dilatantiehoek, geen invloed van overconsolidatie). Dat is bij de *PLAXIS* software overigens altijd het geval zodra een automatische (stapsgewijze) $\phi - c$ reductie wordt toegepast. In de eerste rekenfasen wordt een dilatantiehoek ψ gelijk aan 0 voorgeschreven. In dat geval introduceert plastische schuifvervorming geen volumeverandering, wat de werkelijkheid bij grotere schuifrekken ook het best benadert volgens de algemeen aanvaarde "Critical State" theorie.

Bij de sterktereductie in de laatste twee rekenfasen moet volgens de OSPW het maatgevend geval van een gedraineerde en een ongedraineerde aanname worden bepaald. Bij het gedraineerde geval wordt een overstap voorgeschreven op associatieve plasticiteit. Dat wil zeggen dat de dilatantiehoek ψ gelijk is aan wrijvingshoek ϕ . Dit leidt bij plastische schuifrek tot sterk dilatant gedrag. De motivatie voor deze overstap is gebaseerd op een studie uit 2009 (Deltares, 2009). Daaruit blijkt dat toepassing van een $\phi - c$ reductie in combinatie met niet-associatieve plasticiteit ($\psi = 0$) in *PLAXIS* leidt tot oplossingen die zeer gevoelig zijn voor de fijnheid van het elementennet en voor het op te geven nauwkeurigheidscriterium van de iteraties binnen elke stap van de $\phi - c$ reductie. Om toch oplossingen te vinden die vergelijkbaar zijn met niet-associatieve plasticiteit ($\psi = 0$) moeten equivalente niet-associatieve materiaaleigenschappen worden toegepast, zoals beschreven in § 2.5.2 van de OSPW (Deltares, 2013c).

A.10.7 Kanttekeningen

In de context van de actuele kaderstellende documenten zijn bij de OSPW aanpak de volgende kanttekeningen te plaatsen.

1. De van doelbetrouwbaarheid afhankelijke partiële factoren voor ankerkrachten en wandmomenten worden volgens de OSPW bepaald door decompositie van de toelaatbare faalkans over deelmechanismen. In de CUR166 worden de partiële factoren voor ankerkrachten en wandmomenten echter niet van de doelbetrouwbaarheid afhankelijk gesteld, zie § A.8. In de leidraad kunstwerken wordt gesteld dat er alleen decompositie nodig is om onderscheid te maken tussen het onafhankelijk optreden van constructief falen en geotechnisch falen en dat voor constructief falen geen verdere decompositie nodig is, zie § A.7. De aanpak met door decompositie bepaalde partiële factoren komt wel weer overeen met de vigerende aanpak voor andere typen stabiliteitsverhogende constructies in de dijk, zie § CUR INSIDE (2007)A.9.
2. Het gebruik van een partiële factor voor de grondsterkte die is bepaald met hulp van de schadefactor γ_n is verdedigbaar zolang een groene dijk op geotechnische instabiliteit wordt getoetst. Voor een groene dijk resulteren immers gelijke resultaten zolang de ligging van het maatgevend glijvlak voor karakteristieke waarden en rekenwaarden van de grondsterkte gelijk is. Het verband tussen de stabiliteitsfactor en de partiële factor op de grondsterkte is dan lineair. Het lijkt ook nog verdedigbaar om deze aangenomen relatie tussen betrouwbaarheidsindex en partiële factor op de grondsterkte toe te passen bij een dijk met constructieve elementen, zolang wordt getoetst op geotechnische instabiliteit als gevolg van gelijke glijvlakmechanismen.

3. Zoals onder het vorige punt aangegeven is de relatie tussen de partiële factor op de grondsterkte en de stabiliteitsfactor voor een groene dijk bij benadering lineair. De relatie tussen de partiële factor op de grondsterkte en de snedekrachten is echter sterk niet-lineair. De relatie tussen de kans op geotechnisch falen en de stabiliteitsfactor verschilt daarom van de relatie tussen de kans op constructief falen en de inverse van de *Unity Check* waarde. De *Unity Check* waarde voor spanning/kracht/moment is gelijk aan de rekenwaarde gedeeld door de toelaatbare waarde. In de OSPW wordt impliciet echter wel gelijkheid verondersteld, door op deze relatie ook de rekenwaarde van de grond in een constructief ontwerp te baseren, alsmede ook de schematiseringsfactor. Vanwege voorgenoemde niet-lineariteit is deze veronderstelling niet conservatief. Om hiervoor te corrigeren wordt in de CUR166 (althans voor ankerkrachten) een belastingeffect-factor van 1,1 toegepast.
4. In het WBI wordt de schematiseringonzekerheid voor een groene dijk in rekening gebracht door het combineren van de uit stabiliteitsfactoren geschatte faalkansen van verschillende scenario's met hun kans van voorkomen. In de OSPW wordt (net zoals in het OI2014) nog uitgegaan van schematiseringsfactoren, die zijn vastgelegd in tabel 3.2 van het "Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken" (ENW, 2012). De tabel is echter gebaseerd op een relatie tussen doelbetrouwbaarheid en stabiliteitsfactor die niet meer overeenkomt met de actuele WBI relatie. Dezelfde tabel wordt ook gebruikt om een schematiseringfactor voor constructieve sterkte te bepalen. In plaats van de veiligheidsfactor moet dan het relatieve verschil in de krachten en momenten ten opzichte van de basisschematisering worden gebruikt.
5. Wanneer er geen instabiliteit optreedt, dan is de vervormingseis van maximaal 0,1m kruindaling door hoogwater niet voldoende streng voor situaties met een kruinhoogte die "op het randje" is, in combinatie met een kleine decimeringshoogte. In plaats daarvan ligt het daarom meer voor de hand om een eis aan absolute kruinhoogte te gaan stellen.
6. Het voorspellen van vervormingen met eindige-elementen is meer onzeker dan het voorspellen van instabiliteit. Voor het voorspellen van vervormingen zou het daarom voor de hand liggen om een aparte modelfactor te introduceren.
7. De vervormingseis van 2 % van de damwandlengte voor een onverankerde damwand lijkt te streng voor een UGT situatie, waarin de vervorming in principe onbepaald is. Een eventueel vervormingscriterium zou uitsluitend de functie moeten hebben van een praktisch instabiliteitscriterium, om een grens te stellen bij EEM berekeningen die in combinatie met kantelende damwanden niet stoppen vanwege totaal verlies van evenwicht.
8. Het gefaseerd aanbrengen van het oorspronkelijke dijklichaam ter bepaling van initiële spanningen onder de dijk bij dagelijkse omstandigheden is niet meer logisch wanneer onder de dijk een gemeten overconsolidatie in rekening moet worden gebracht en wanneer tijdens ophoging een constitutief model als Hardening Soil of Soft Soil wordt toegepast.
9. De argumentatie voor associatief rekenen beperkt zich tot toepassing van het Mohr-Coulomb model onder gedraineerde omstandigheden, in combinatie met een

automatische stapsgewijze $\phi - c$ reductie in de *PLAXIS* software. De argumentatie lijkt daarom niet van toepassing wanneer in plaats van een $\phi - c$ reductie een nieuwe set van materiaaleigenschappen wordt toegepast. (in *PLAXIS* noemt men dat *Design Approach*), in combinatie met een constitutief model als Hardening Soil, Soft Soil, of SHANSEP.

A.11 POVM – Quick Wins (2016)

(POV Macro stabiliteit, 2016a)

Volgens de binnen de POVM geproduceerde “Quick Wins” notitie zijn optimalisaties op de OSPW mogelijk, die (althans bij onverankerde wanden) leiden tot minder zware ontwerpen. De optimalisaties worden in de notitie van toepassing verklaard op twee projecten langs de Hollandse IJssel (Cappelle-Moordrecht, Veilige IJsseldijken Gouda). De geclaimde optimalisaties zijn de volgende:

1. De rekenfasering voor het bepalen van krachten en momenten bij hoogwater wordt aangepast, door tijdens dagelijkse omstandigheden eerst over te stappen op rekenwaarden voor de grondsterkte, voordat het stabiliteitsscherm wordt geactiveerd. Deze sterktereductie leidt onder dagelijkse omstandigheden dan niet langer tot fysisch onmogelijke momenten in de wand. Wanneer er onder dagelijkse omstandigheden zonder stabiliteitswand bij de rekenwaarden voor de sterkte al instabiliteit optreedt wordt voorgesteld om met verwachtingswaarden te starten en om de wand te activeren bij de gereduceerde sterkte waarbij nog net evenwicht wordt gevonden. Het resterende deel van de sterkteverlaging moet dan daarna worden aangebracht.
2. De OSPW stelt een eis aan de horizontale verplaatsing van onverankerde wanden in de UGT. Deze eis is vanuit instabiliteitsdefinities niet goed te verklaren, zoals in § A.10.7 ook al geconstateerd. Zoals in § A.10 verder beschreven stelt de OSPW daarnaast ook nog een eis van maximaal 0,1m kruindaling over een breedte van minimaal 3m, te berekenen bij WBN plus verkeersbelasting en bij karakteristieke waarden van de grondsterkte. In de Quick Wins notitie wordt in plaats daarvan alleen nog een vervormingseis gesteld van maximaal 0,1m kruindaling over een breedte van minimaal 1 meter. Deze moet worden bepaald bij WBN en bij een gereduceerde grondsterkte die hoort bij een doelbetrouwheid $\beta=4$. Bij deze β waarde is de berekende kruindaling bij de daaraan gekoppelde grondsterktereductie ongeveer 0,1m, voor een bestaand dijkvak zonder stabiliteitswanden op het traject Capelle-Moordrecht

De voorgestelde optimalisaties zijn door ENW akkoord bevonden. Kanttekeningen vanuit ENW zijn dat het voordelige effect van de voorgestelde aanpassing in de rekenfasering niet voor iedereen evident is en dat men de verplaatsingseis wel als voldoende veilig beoordeeld, maar dat het beter zou zijn om per locatie “maatwerk” toe te passen.

A.12 POVM – TR Vernagelingstechnieken (2017)

(POV Macro stabiliteit, 2017c)

Er wordt onderscheid gemaakt tussen de klassieke dijkvernageling en voorgespannen klapankers (JLD-Dijkstabilisator). Voor het ontwerp van dijkvernageling wordt primair het gebruik van glijvlakmodellen voorzien, met EEM berekeningen ter validatie. Voor het ontwerp van klapankers wordt primair het gebruik van 3D en 3D EEM voorzien.

H3 zal de veiligheidsfilosofie gaan beschrijven. In de beschikbare werkversie van eind 2017 is deze echter nog niet voldoende uitgewerkt.

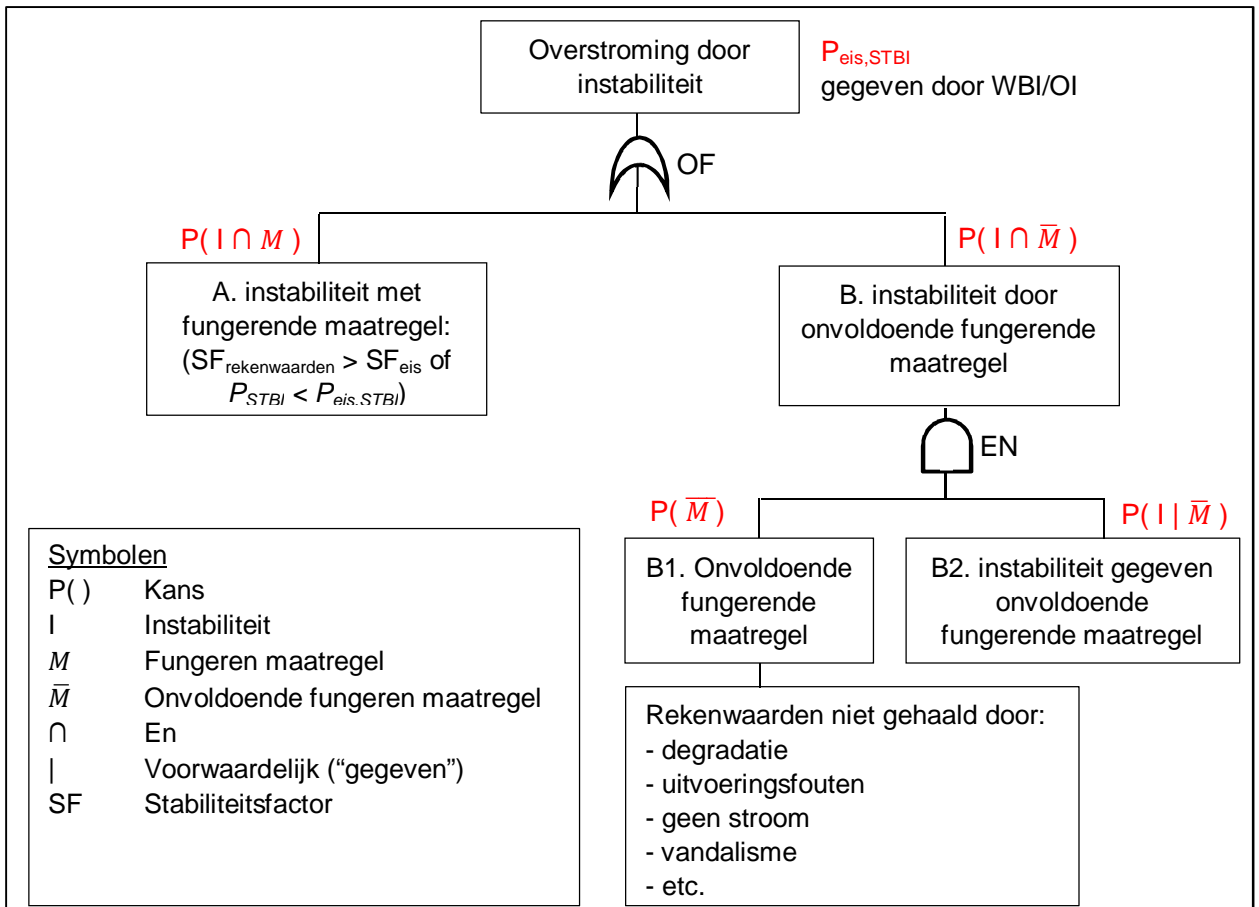
A.13 POVM – TR Grondverbetering (2017)

De volgende beschrijving van de Technische Richtlijn Grondverbetering is gebaseerd op een werkversie van 30 oktober 2017. Deze TR Grondverbetering behandelt de volgende technieken:

- Vervanging van grond;
- Grondstabilisatie met cement of kalk;
- Consolidatie door permanente gewichtsbelasting (berm), in combinatie met tijdelijke extra gewichtsbelasting of tijdelijke vacuümconsolidatie, met versnelde waterafvoer door verticale drains;
- Granulaire kolommen (zand, grind);
- Met geotextielen gewapende grond.

Voor de toe te passen rekenmodellen wordt verwezen naar de CUR publicaties “Construeren met grond” (CUR, 1992) en “Grond-bentonietschermen” (CUR, 1997). Het toepassen van glijvlakberekeningen worden voldoende geacht. De relatie tussen betrouwbaarheidsindex en veiligheidsfactor voor een groene dijk zoals gegeven in vergelijking (A.1) wordt ook bij grondverbetering van toepassing verklaard om de benodigde stabiliteitsfactor te bepalen.

H 2 beschrijft de veiligheidsfilosofie. Daarin wordt aangegeven dat rekening moet worden gehouden met de onzekerheid over het fungeren van een verbetermaatregel, zie Figuur A.2. Hoe groter de kans op disfunctioneren (niet fungeren), hoe groter de te bereiken doelbetrouwbaarheid gegeven fungeren. De onzekerheid over de mate van fungeren kan eventueel worden afgedekt met hulp van scenario's.



Figuur A.2 foutenboom veiligheidsfilosofie grondverbeteringen met in **rood** de kansbijdrages aan het totaal.

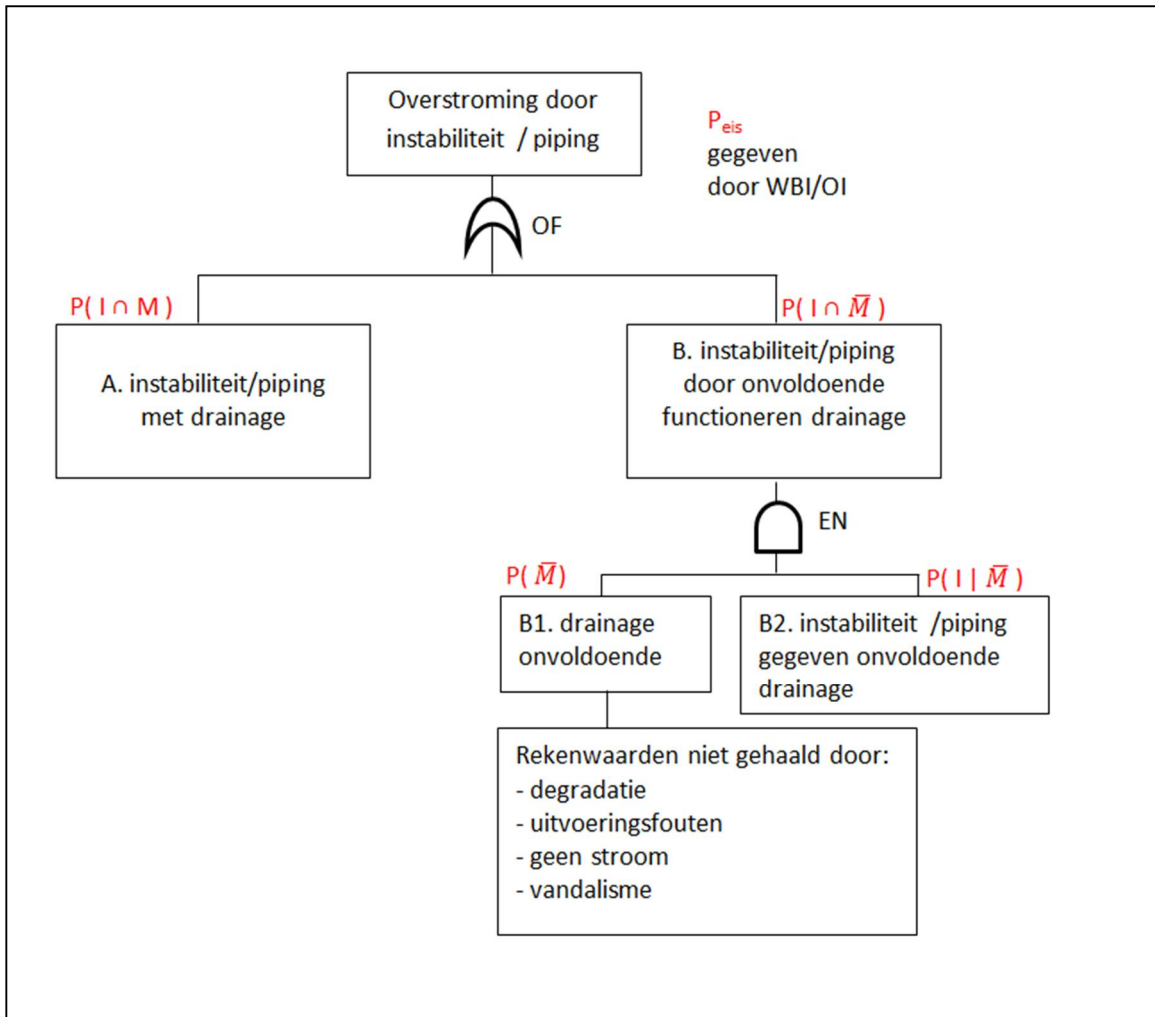
A.14 POVM – TR Drainagetechnieken (2017)

(POV Macro stabiliteit, 2017b)

De TR Drainagetechnieken is definitief per 10 oktober 2017. Drainagetechnieken beïnvloeden het stijghoogteverloop door onttrekking of lozing. De volgende technieken worden besproken:

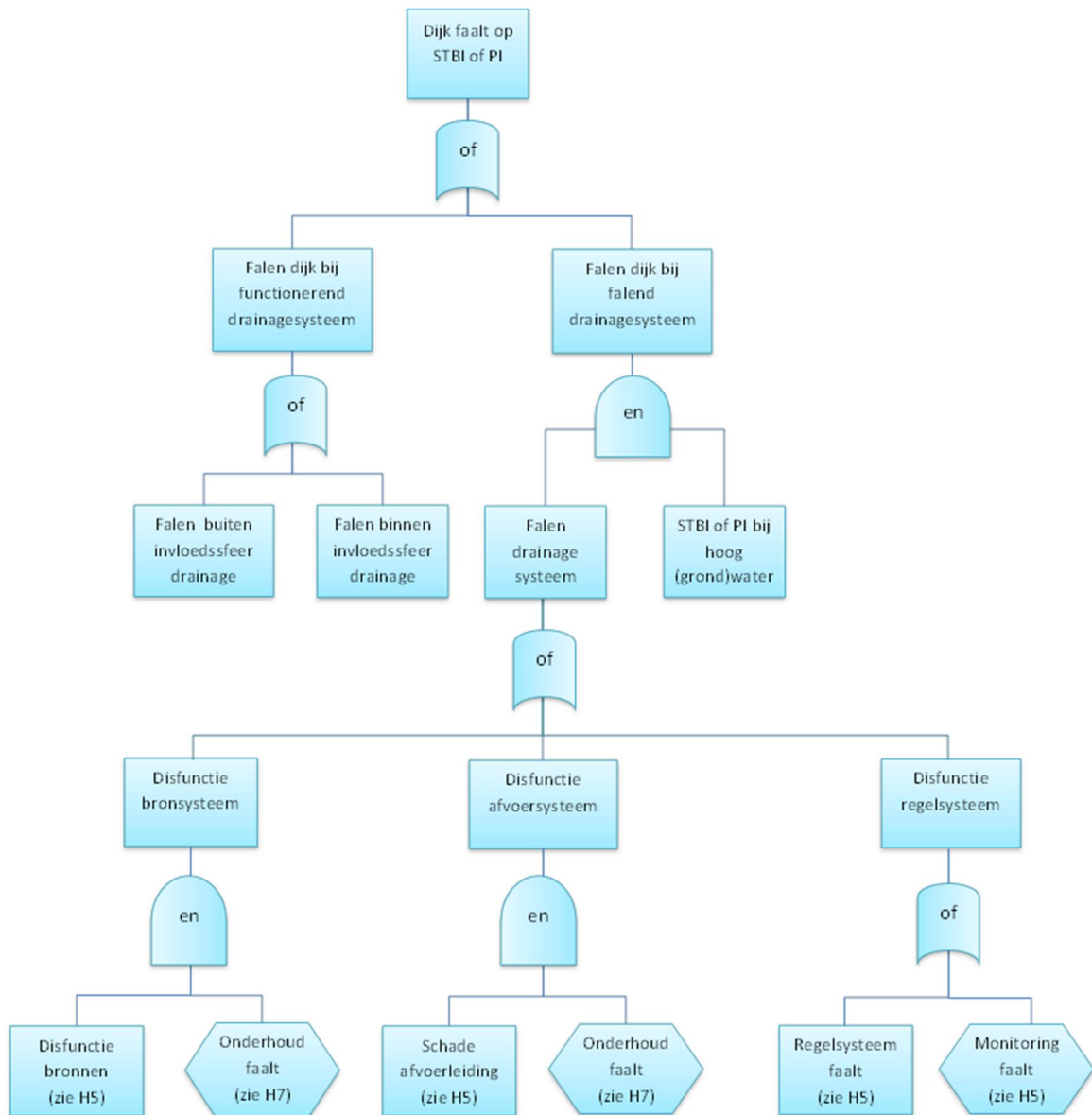
- Via een verzamelput verbonden verticale bronnen. Eventueel in combinatie met een regelbare overlaat of een pomp,
- Horizontale drain.
- Grindkoffer

H3 beschrijft de veiligheidsbenadering. Binnen deze benadering moet het effect van een functionerende drainage op waterspanning worden meegenomen. Net zoals bij grondverbetering wordt daarbij een kans onderscheiden dat de drainagetechniek niet voldoende functioneert.



Figuur A.3 foutenboom veiligheidsfilosofie drainagetechnieken, met in rood de kansbijdrages aan het totaal.

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0



Figuur A.4 verder uitgewerkte foutenboom

B Deformatie-eisen

20-11-2017, Ruben Jongejan, Ben Rijnveld. Concept 7

B.1 Inleiding

Bij ontwerpverificaties moet rekening worden gehouden met de veranderingen van het dijkprofiel die tijdens de ontwerplevensduur op kunnen treden. Dit geldt zowel voor groene dijken als voor dijken met constructieve elementen. Alle oorzaken van profielveranderingen moeten bij het ontwerp worden beschouwd: eigen gewicht, verkeersbelasting, stijghoogteverandering en autonome bodemdaling. De deformatie als gevolg van belasting kan worden opgesplitst in een direct deel, consolidatie en kruip.

In deze bijlage wordt ingegaan op de theoretisch optimale en praktisch haalbare mogelijkheden om met deformaties om te gaan binnen ontwerpverificaties. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen:

- Verificaties op basis van de overstromingskansnorm. Hierbij gaat het over de kans op verlies van waterkerend vermogen, leidend tot substantiële schade of slachtoffers.
- Verificaties op basis van overige betrouwbaarheidseisen. Hierbij gaat over de kansen op schade aan belendingen, wegen en deformaties.

In het navolgende wordt verder onderscheid gemaakt tussen:

- Hoogwatergedreven deformaties
Hierbij gaat het over de deformaties door hydraulische belastingen die gekeerd moeten worden om overstroming te voorkomen. Deze onzekere deformaties zijn van invloed op de overstromingskans, maar tijdig ingrijpen is praktisch niet mogelijk. In praktische zin is de onzekerheid ten aanzien van de hoogwatergedreven deformaties niet (want niet tijdig) reduceerbaar.
- Niet-hoogwatergedreven deformaties gedurende de ontwerplevensduur
Hierbij gaat het over veranderingen van een dijkprofiel in de tijd, anders dan door hoogwater. Ten tijde van het ontwerp is het nog onzeker wanneer welke deformaties op zullen zijn getreden. In het kader van o.a. de zorgplicht en de periodieke wettelijke beoordelingen zal het dijkprofiel echter worden gemonitord. Als blijkt dat de geobserveerde deformaties groter zijn dan waarmee rekening is gehouden bij het ontwerp, dan zal ingrijpen voor het einde van de ontwerplevensduur nodig zijn (andersom kan uiteraard ook). Er kan dus worden ingegrepen voordat de overstromingskans te groot wordt als blijkt dat de ontwerpuitgangspunten minder conservatief zijn dan de werkelijkheid.

Omdat het niet per definitie optimaal is om voor reduceerbare en niet-reduceerbare onzekere dezelfde uitgangspunten (zoals dezelfde representatieve waarden) te hanteren bij ontwerpverificaties, worden beide gevallen hieronder afzonderlijk behandeld.

Deze bijlage geeft aan welke eisen aan de vervormingen van stabiliteitsschermen gesteld kunnen worden in het kader van de Waterwet. Deze aanpak is bedoeld om de huidige eisen uit de OSPW (Deltares, 2013a) en Quick Wins te vervangen.

B.2 Ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen

B.2.1 Niet-hoogwatergedreven deformaties gedurende de ontwerplevensduur

Vanuit het oogpunt van de maximaal toelaatbare overstromingskans is de wijze waarop met de niet-hoogwatergedreven deformaties wordt omgegaan alleen van invloed op de tijdsperiode tot een volgende versterking. Ter illustratie: als bij het ontwerp een economisch optimale levensduur van 50 jaar wordt nagestreefd, dan zou bij het ontwerp grofweg moeten worden uitgegaan van de verwachtingswaarde van de verplaatsing in een periode van 50 jaar.¹⁵ Omdat de daadwerkelijke verplaatsing onzeker zijn, is de daadwerkelijke periode tot een normoverschrijding dan zowel korter als langer zijn dan 50 jaar. Wanneer de verplaatsingen in een 50-jaarsperiode conservatief worden berekend, dan zal de gerealiseerde tijdsperiode tot een normoverschrijding naar verwachting groter zijn dan 50 jaar.

Terzijde: iets soortgelijks geldt voor de wijze waarop bij het ontwerp met relatieve zeespiegelstijging wordt omgegaan. Door uit te gaan van de gemiddelde zeespiegelstijging die optreedt volgens het relatief conservatieve W+ scenario in een periodes van bijv. 50 jaar wordt de gerealiseerde tijdsperiode tot een normoverschrijding naar verwachting groter dan 50 jaar. Voor de rivieren is dit effect kleiner. Het effect van klimaatverandering op extreme rivierafvoeren is namelijk relatief moeilijk door monitoring te verkleinen. Ook hier is dus het onderscheid tussen praktisch reduceerbare en niet-reduceerbare onzekerheden van belang.

B.2.2 Hoogwatergedreven deformaties

B.2.2.1 Overwegingen

- De impact van kruindaling op de kans op falen door golfoverslag is afhankelijk van de decimeringhoogte van het hydraulisch belastingniveau (HBN). Er zijn situaties denkbaar waarbij de impact van bijvoorbeeld 10cm kruindaling bij hoogwater op de kans op falen (overstroming) door golfoverslag niet als verwaarloosbaar klein mag worden beschouwd.
- Deformaties bij hoogwater kunnen ook door andere processen dan golfoverslag tot het falen van een waterkering leiden. Zo kan een bekleding beschadigd raken door vervorming of kan door scheurvorming en infiltratie microinstabiliteit optreden.
- De kruindaling die daadwerkelijk optreedt bij hoogwater kan zowel groter als kleiner zijn dan 10cm, afhankelijk van o.a. de buitenwaterstand, bodemopbouw en geometrie van de waterkering.
- Uitkomsten van vervormingsberekeningen zijn zeer onzeker.
- De kans dat deformatie door hoogwater bij dezelfde hoogwatergebeurtenis tot falen leidt, wordt veel waarschijnlijk geacht dan dat dit gebeurt door een tweede hoogwater binnen de hersteltijd. Daarom wordt in het navolgende niet gekeken naar opeenvolgingen van hoogwaters.
- De buitenwaterstand is op twee manieren van belang:
 1. een hogere buitenwaterstand leidt tot meer deformatie dan een lagere buitenwaterstand
 2. bij een hogere buitenwaterstand is eenzelfde deformatie eerder kritiek.

¹⁵ Formeel gaat het om de verwachtingswaarde van de tijd tot normoverschrijding. Hier is aangenomen dat de verwachtingswaarde van de verplaatsing daar een benadering van oplevert. Als de kansverdeling van de verplaatsing sterk asymmetrisch is, dan is dit waarschijnlijk een voorzichtige aanname.

B.2.2.2 Theoretische basis: uitgangspunten

- De overstromingskans heeft betrekking op het falen van de waterkering, waarbij 'falen' correspondeert met het optreden van een overstroming leidend tot substantiële economische schade of slachtoffers.
- De kans op het falen van een dijk neemt toe ten gevolge van vervorming bij hoogwater door:
 1. Deels gekoppelde effecten op verschillende mechanismen zoals:
 - Overslag en infiltratie (→ door kruindaling grotere kans op veel overslag → grotere kans op overschrijding kritiek overslagdebiel en/of grotere kans op macroinstabiliteit door infiltratie)
 - Beschadiging binnentalud (→ kritiek overslagdebiel kleiner)
 - Beschadiging buitentalud (→ sterkte bekleding kleiner)
 - Beschadiging afdekkende lagen/scheurvorming (→ microinstabiliteit of piping/heave)
 - Beschadiging leiding of ander niet-waterkerend object waardoor een van bovenstaande schades wordt veroorzaakt/verergerd
 2. Effecten op overgangen, zoals:
 - Beschadiging afdekkende lagen/scheurvorming (→ microinstabiliteit of piping/heave)
 - Beschadiging overgangsconstructie (→ optreden van een faalmechanisme)

De onderstaande uitwerking gaat specifiek over het falen van de waterkering door het faalmechanisme "gras erosie buitentalud". De aanpak is in principe ook bruikbaar voor de overige faalmechanismen.

Een separate beschouwing van deformaties is alleen van belang wanneer het deformaties betreft die niet direct tot overstroming leiden. Het optreden van een deformatie die direct tot overstroming leidt, is te beschouwen als een zelfstandig faalmechanisme. Hiervoor bestaat al een beoordelingsspoor: macroinstabiliteit.

De betekenis van het vorige punt kan als volgt worden geïllustreerd. De kans op een overstroming door ofwel doorgaande erosie ten gevolge van golfoverslag, ofwel macroinstabiliteit kan worden geschreven:

$$P(F_{\text{GEKB}} \text{ OF } F_{\text{STBI}}) = P(F_{\text{GEKB}} \text{ EN } \underline{F}_{\text{STBI}}) + P(F_{\text{STBI}})$$

Waarin:

$P(\cdot)$ Kans

F_{GEKB} Falen door gras erosie binnentalud

F_{STBI} Falen door macroinstabiliteit. Onder falen door macroinstabiliteit wordt hier verstaan: doorgaand bezwijken, direct leidend tot overstroming

$\underline{F}_{\text{STBI}}$ Geen falen door macroinstabiliteit

De bovenstaande formule geeft weer dat bij de beoordeling van de kans op doorgaande erosie door golfoverslag geen rekening hoeft te worden gehouden met deformaties die direct tot een overstroming leiden. In dat laatste geval wordt namelijk gesproken over het faalmechanisme macroinstabiliteit.

- De kans op doorgaande erosie ten gevolge van golfoverslag is afhankelijk van de hydraulische belastingen, de kruinhoogte (dijkprofiel) en de erosiebestendigheid van het binnentalud (kwaliteit grasmat). Er is een kans dat de kruinhoogte bij hoogwater wordt

aangetast/verkleind door vervorming van het dijklichaam. Hetzelfde geldt voor de erosiebestendigheid van de grasmat.

- De kans op falen door doorgaande erosie zou in theorie als volgt bepaald kunnen worden:
 - 1 Bepaal voor een groot aantal, random geselecteerde combinaties van waterstand, golfcondities en ondergrondeigenschappen:
 - wat de bijbehorende kruinhoogte en kwaliteit van de bekleding op het binnentalud is,
 - of bij de aangepaste kruinhoogte sprake is van overschrijding van het kritieke overslagdebiet (afhankelijk van de kwaliteit van het binnentalud)
 - of ook zonder golfoverslag al direct sprake zou zijn van een overstroming door de berekende kruindaling (in dat geval wordt de deformatie aangemerkt als macroinstabiliteit).
 - 2 Tel het aantal realisaties waarin sprake is van overschrijding van het kritieke overslagdebiet maar zonder overslag geen sprake zou zijn van overstroming door kruindaling.
 - 3 De faalkans $P(F_{\text{GEB}} \text{ EN } F_{\text{STBI}})$ kan nu worden geschat door het aantal realisaties waarbij wordt voldaan aan de bovengenoemde voorwaarden te delen door het totaal aantal beschouwde combinaties.
- Extreme gevallen (ter illustratie):
 - 1 Stel dat het zeker is dat een dijk in de aanloop naar macroinstabiliteit eerst 10cm inzakt, dan wordt de faalkans van de dijk door deze inzakking niet groter. Deze 10cm treedt namelijk op als vervolgens macroinstabiliteit optreedt. Of daarnaast ook andere faalmechanismen worden geïnitieerd is irrelevant voor de vraag of de kering faalt.
 - 2 Stel dat de dijk onafhankelijk van de stabiliteitsfactor 10cm daalt bij condities die tot overslag kunnen leiden, dan moet bij de bepaling van de kans op falen door golfoverslag standaard worden uitgegaan van een kruinhoogte die 10cm lager is dan de kruinhoogte voorafgaand aan hoogwater.

B.3 Voorgestelde verificatieprocedure voor stabiliteitsschermen

In § B.6 zijn enkele alternatieven genoemd voor de uitvoering van ontwerpverificaties. Op basis van hun voor- en nadelen is gekozen voor de volgende aanpak.

Voorgesteld wordt om de gebruikelijke ontwerpverificaties voor de verschillende faalmechanismen vooraf te laten gaan door een berekening van de deformatie door hoogwater. Vervolgens worden de verificaties dan uitgevoerd voor het door hoogwater gedeformeerd profiel. Dit profiel kan worden verkregen middels een berekening met het ontwerppeil en bijbehorende verkeersbelasting, de representatieve ondergrondeigenschappen en een veiligheidsfactor van 2,0 op de berekende kruindaling en de voor andere mechanismen relevante vervormingen/verplaatsingen (NB: dit zijn voorlopig voorgestelde rekenwaarden!). Het vertrekpunt van deze vervormingsberekening is het profiel zoals dat naar verwachting voorafgaand aan hoogwater aanwezig is, zie ook § B.2.1.

Het verdient aanbeveling om de waarden van de rekenwaarden uit het voorstel nader te bepalen. Dat kan worden gedaan op basis van probabilistische analyses voor enkele referentiecases. Voorafgaand daaraan is het echter raadzaam om voor een aantal referentiecases berekeningen volgens de voorgestelde aanpak met de bovengenoemde rekenwaarden te maken. Dan blijkt vanzelf of de aanpak praktisch is of bijstelling behoeft.

Ook kan zo meer gevoel verkregen bij de betekenis van de genoemde rekenwaarden op de deformaties door hoogwater.

De voorgestelde aanpak betekent concreet het volgende:

Overslag:

1. Breng de berekende vervorming door hoogwater in rekening op het aanwezige profiel voorafgaand aan hoogwater (effect op kruinhoogte en integriteit bekleding binnentalud).
2. Het vervormde profiel dient altijd lager of gelijk te worden aangenomen aan het vooraf aanwezige profiel.
3. indien schade aan binnentalud aannemelijk* is: ga dan uit van een beschadigde bekleding (bijv. fragmentarische zode) bij de bepaling van het kritiek overslagdebiet.

Bekleding buitentalud:

1. Indien integriteit bekleding niet aannemelijk* is bij berekende vervorming door hoogwater: aanpassing ontwerp om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten
2. Indien integriteit bekleding wel aannemelijk* is bij berekende vervorming: geen maatregelen vereist.

Interne erosie (microinstabiliteit, piping, heave):

1. Indien significante toename belasting of afname van de sterkte m.b.t. interne erosie aannemelijk* is bij de berekende vervorming: aanpassing ontwerp om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten.
2. Indien significante toename belasting of afname van de sterkte m.b.t. interne erosie niet aannemelijk* is bij berekende vervorming: geen maatregelen vereist.

Macrostabiliteit:

1. Breng de berekende vervorming in rekening op het aanwezige profiel voorafgaand aan hoogwater (o.a. vanwege het effect op infiltratie door golfoverslag).
2. Indien bij de vervormingsberekening sprake is van een afschuiving die nog niet direct leidt tot een overstroming, dan moet met de eigenschappen van dit afgeschoven profiel rekening worden gehouden (bijv. verminderde erosiebestendigheid afgeschoven binnentalud) in de verificatie van de macrostabiliteit (waarbij falen gelijk staat aan het optreden van een overstroming).

Voorbeeld 1: Bij een stabiliteitsscherm in de binnenkruinlijn treedt bij representatieve waarden van de grondsterkte en het ontwerppeil (= waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de norm) een instabiel binnentalud en een kruindaling van 0,1 m (incl. modelfactor) op. Dit betekent dat bij de verificatie van de erosiebestendigheid van het binnentalud bij golfoverslag uit moet worden gegaan van een relatief laag kritiek overslagdebiet (bijv. 0,1 l/s/m) en een 0,1 m lagere kruinhoogte. Bij de UGT-ontwerpverificaties voor de overige faalmechanismen, die zijn bedoeld om te zorgen dat het ontwerp aan de overstromingskansnorm voldoet, moet eveneens worden uitgegaan van (de eigenschappen van) het gedeformeerde profiel.

Voorbeeld 2: Bij een stabiliteitsscherm in de binnenkruinlijn is het binnentalud bij representatieve waarden van de grondsterkte en het ontwerppeil stabiel en treedt een verwaarloosbare vervorming op. Bij de UGT-ontwerpverificatie voor macrostabiliteit (waarbij 2 belastingcondities kunnen worden onderscheiden, zie KPR-memo ‘Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag’) treedt echter wel instabiliteit op van het nauwelijks gedeformeerde profiel. Voor de dimensionering van het stabiliteitsscherm moet dan rekening worden gehouden met deze instabiliteit (het restprofiel), maar voor de bepaling van de benodigde kruinhoogte kan worden uitgegaan van het kritieke overslagdebiet van het nauwelijks gedeformeerde profiel (bijv. 10 l/m/s). Het startpunt voor de bepaling van de vereiste kruinhoogte is namelijk het profiel na een berekening met representatieve waarden van de ondergrondse eigenschappen, niet het profiel waar voor de UGT-ontwerpverificatie voor macrostabiliteit rekening moet worden gehouden.

Niet-waterkerende objecten (bijv. kabels en leidingen):

1. Indien schade door bezwijken NWO aannemelijk is bij berekende vervorming → beoordeel beschadigd profiel
 - Indien beschadigd profiel voldoet aan de ontwerpeisen: geen maatregelen vereist
 - Indien beschadigd profiel niet voldoet aan de ontwerpeisen: aanpassing ontwerp om vervormingen te beperken of vervormingscapaciteit te vergroten.
2. Indien schade door bezwijken NWO niet aannemelijk is bij berekende vervorming: geen maatregelen vereist.

Of schade wel/niet aannemelijk is, is moeilijk in een uitputtende set regels te vervatten. Hieronder zijn een aantal criteria/overwegingen opgesomd:

- Schade is niet aannemelijk als de berekende (verschil)vervormingen bij hoogwater (incl. veiligheidsfactor) nihil zijn ten opzichte van de (verschil)vervormingen die optreden door andere oorzaken van (verschil)vervorming (zoals kruip) waar in het ontwerp rekening mee is gehouden.
- Bepaalde typen constructies zullen aanzienlijk gevoeliger zijn voor (verschil)vervormingen dan andere. Zo zal een zanddijk met een steenzetting en een weinig erosiebestendig binnentalud veel gevoeliger zijn voor vervormingen en vervormingsverschillen dan een kleidijk met grasbekleding en een erosiebestendig binnentalud. Kwetsbare harde bekledingen op zanddijken (asfalt of steen) zijn hoofdzakelijk te vinden langs de kust en in estuaria, waar de ondergrond relatief stijf is. Er wordt dan ook niet verwacht dat de voorgestelde vervormingsberekeningen in de praktijk grote consequenties zullen hebben voor beoordelingen van bekledingen.

Uit de voorgestelde aanpak blijkt vanzelf in hoeverre een extra kruinhoogte nodig is vanwege de deformatie van het dijkprofiel bij hoogwater. De benodigde extra kruinhoogte kan (veel) meer zijn dan alleen de berekende kruindaling als de deformatie ook leidt tot een fragmentarische zode. In dergelijke gevallen is een ontwerp dat minder deformeert bij hoogwater vermoedelijk al snel economischer.

B.4 Voorstel verificatieprocedure voor groene dijken

De voorgestelde aanpak is in principe niet alleen toepasbaar bij dijken met damwandconstructies maar ook bij groene dijken. Bij groene dijken is een controle van de deformatie in de aanloop naar hoogwater ongebruikelijk. Een dergelijke controle lijkt in de praktijk ook nauwelijks van belang. In het Deltares-memo ‘Vervorming van een waterkering in relatie tot sterkte van grond’ (Van Duinen, 01-03-2016, 1220077-005-HYE-0013) is een overzicht opgenomen van de gemeten vervormingen van 16 dijkprofielen bij hoogwater. De

vervormingen van de niet-afgeschoven profielen zijn beperkt: de grootste vervorming is 8,5 cm bij de Wolpherensedijk Gorinchem dp 391. Uit deze gevallen blijkt dat het mogelijk is dat significante vervorming optreedt, zonder dat bezwijken optreedt. Bedacht moet echter ook worden dat de beschouwde profielen zeer waarschijnlijk de enige opvallende gevallen zijn bij de hoogwaters van 1979, 1980, 1964, 1995 en 1998. Dit terwijl over afstanden van honderden kilometers dijken zijn belast, maar er blijkbaar geen opvallende vervormingen zijn geconstateerd. Tevens blijkt dat de berekende stabiliteitsfactor in de gevallen met relatief veel vervormingen ruim onder de stabiliteitseis lag, zodat gesteld kan worden dat indien aan de stabiliteitseis wordt voldaan de vervorming ook aanzienlijk kleiner is. Ook zijn kruindalingen in de orde van 5-10 cm met name van belang wanneer de decimeringhoogte van het HBN gering is. In dergelijke gevallen bestaat er echter ook maar weinig verschil tussen de ontwerpwaterstand en waterstanden die vaak voorkomen. Als zich geen substantiële vervormingen voordoen bij veelvoorkomende waterstanden, dan is het relatief onwaarschijnlijk dat dit wel gebeurt bij een licht hogere ontwerpwaterstand. Uit deze 'performance observations' kan geconcludeerd worden dat de vervormingen van een groene dijk die voldoet aan de stabiliteitseisen naar alle waarschijnlijkheid dermate klein zijn dat hier geen rekening mee hoeft te worden gehouden bij het ontwerp van de waterkering.

De voornaamste reden voor de introductie van een vervormingsberekening bij stabiliteitsschermen voorafgaand aan de gebruikelijke ontwerpverificaties is dat er nog weinig ervaring bestaat met het vervormingsgedrag van damwandconstructies. Het is niet uitgesloten dat een met damwand versterkte dijk zich aanzienlijk slapper gedraagt dan een met grond versterkte dijk. Dit kan effect hebben op de andere faalmechanismen (met name hoogte) of de overgangen. De hiervoor uiteengezette procedure wordt voorgesteld om deze onzekerheid af te dekken. Wellicht blijkt na enkele jaren dat ook bij stabiliteitsschermen de hiervoor genoemde procedure achterwege kan blijven.

B.5 Overige betrouwbaarheidseisen voor vervormingen

Onduidelijk is welke eisen uit wet- en regelgeving moeten worden gesteld aan vervormingen van een dijk. Het lijkt juridisch niet vanzelfsprekend dat de eis aan de kans op schade aan belending volgt uit de nieuwbouw- of verbouweis voor de belending (consequence class cf. NEN-EN1990NB). Ook blijft de beheerder vermoedelijk hoe dan ook aansprakelijk voor eventuele schade aan belendingen door vervormingen van de dijk (al dan niet tijdens hoogwater). Het verdient aanbeveling om een jurist te raadplegen om vast te stellen welke eisen moeten gesteld aan de kans op schade aan belendingen.

Aanbevolen wordt om als onderdeel van het ontwerptraject de overige vervormingseisen te inventariseren en als functionele eisen te definiëren. Deze kunnen dan vertaald worden naar vervormingseisen met een bepaalde kans van voorkomen. Deze vervormingseisen volgen niet direct uit de Waterwet, maar bijvoorbeeld uit het Bouwbesluit en eisen van de gebruiker/beheerder:

- Functieverlies als evacuatie route
- Het functioneren van de constructie of delen ervan onder normaal gebruik
- Beheer en onderhoud
- Het uiterlijk van de constructie
- Comfort van mensen
- Effect op belendingen

B.6 Opties voor omgang met hoogwatergedreven deformaties in ontwerpverificaties

Deze laatste paragraaf fungeert als achtergrond voor § B.3. In Tabel B.1 zijn de opties op hoofdlijnen weergegeven voor de omgang met deformaties bij hoogwater in ontwerpverificaties op basis van overstromingskansnormen.

Tabel B.1 Opties op hoofdlijnen

Optie	Voordelen	Nadelen
A. Deformatie bij hoogwater negeren in ontwerpverificaties voor bijv. golfoverslag	<p>Zeer eenvoudig</p> <p>In lijn met huidige praktijk bij groene dijken</p>	Mogelijk onvoldoende veilig
<p>B. Vervormingseis opleggen. Deze optie behelst:</p> <p>1. Eis opleggen ten aanzien van de kans dat de kruindaling bij hoogwater groter is dan x cm en soortgelijke eisen opleggen t.a.v. de vervormingen bij bijv. bekledingen.</p> <p>2. Bij verificaties voor de verschillende faalmechanismen uitgaan van de onder (1) genoemde criteria en/of de berekende deformatie bij de verificatie van de onder (1) genoemde eisen</p>	<p>Andere aspecten dan waterveiligheid worden praktisch irrelevant. De kans op een beperkte vervorming moet volgens deze optie immers kleiner zijn dan volgt uit de maximaal toelaatbare kans op een overstroming die leidt tot substantiële schade of slachtoffers. Vanuit andere perspectieven is de kans op een beperkte vervorming vrijwel zeker voldoende klein zijn.</p>	<p>Conservatief. Deel van de potentiële winst van de POVM kan mogelijk niet worden verzilverd.</p>
C. Deformatie bij hoogwater als een verzwarende omstandigheid beschouwen en meenemen bij de verificaties voor de reguliere faalmechanismen	<p>Relatief nauwkeurig/geen onnodig conservatisme</p>	<p>Eisen ten aanzien van andere aspecten dan overstromingsveiligheid (esthetica, schade aan belendingen e.d.) worden mogelijk maatgevend en verdienen expliciet aandacht.*</p>

* Vanuit het oogpunt van de ontwerpinspanning is dit negatief. Het feit dat moet worden verduidelijkt wat nodig is vanuit het oogpunt van de Waterwet en wat nodig is vanuit andere functies kan echter ook als een voordeel worden gezien.

Gelet op de voor- en nadelen van de opties uit Tabel B.1 wordt de voorkeur gegeven aan optie C. Deze optie kan zowel probabilistisch als semi-probabilistisch worden uitgewerkt. In Tabel B.2 zijn de mogelijkheden daartoe weergegeven.

Tabel B.2 Opties t.a.v. de uitwerking van optie C uit Tabel B.1

Mogelijke uitwerking van optie C uit	Voordelen	Nadelen
1. Probabilistische verificatie voor elk faalmechanisme dat door deformaties bij hoogwater beïnvloed zou kunnen worden: Monte Carlo, zoals beschreven onder 'theoretische basis' in § B.2.2.2.	Nauwkeurig Geeft veel inzicht	Zeer bewerkelijk / praktisch onuitvoerbaar bij het ontwerp
2. Semi-probabilistische verificaties met scenariokansen: Uiteenlopende maten van deformatie als scenario's meenemen bij de verificaties voor de reguliere faalmechanismen	Past bij WBI-werkwijze met scenariokansen	Zeer bewerkelijk / praktisch onuitvoerbaar bij het ontwerp: - Definitie scenario (of scenario's) en niet triviaal: er zijn uiteenlopende maten van vervorming mogelijk - Bepaling scenariokansen niet triviaal. - In een verificatie <i>gegeven</i> een hoogwatergedreven deformatie kan niet langer van de statistiek van de jaarextremen van de hydraulische belastingen worden uitgegaan. Dit compliceert de verificaties.
3. Semi-probabilistische verificaties uitgaande van zware deformatie door hoogwater: Bij de verificaties voor de reguliere faalmechanismen uitgaan van een deformatie bij hoogwater die optreedt vlak voor bezwijken in de EEM-stabiliteitsberekening	Eenvoudig	Zeer conservatief, zie ook par. B.2.2.2.
4. Semi-probabilistische verificaties uitgaande van deformatie door hoogwater: Ga bij de beoordeling per mechanisme uit van een profiel met een deformatie (kruindaling, rek of verschilvorming) die een factor 2 groter is dan berekend met representatieve waarden van de ondergrondeigenschappen en het ontwerppeil (=waterstand met overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans).	Eenvoudig Minder conservatief dan optie 3 Sluit van de genoemde opties het dichtst aan op de huidige ontwerppraktijk	De hier geopperde rekenwaarden zijn nog niet kwantitatief onderbouwd (zie tekst onder tabel).

Gelet op de voor- en nadelen van de opties uit Tabel B.2 wordt de voorkeur gegeven aan de vierde optie. De rekenwaarden bij deze optie zijn nog niet kwantitatief onderbouwd. De onderliggende gedachte is als volgt:

- De onzekerheid ten aanzien van o.a. de berekende kruindaling bij hoogwater wordt relatief groot verondersteld. Dit verklaart de gekozen, relatief grote, modelonzekerheidsfactor van 2,0. Deze factor hoeft niet te worden betrokken op de verplaatsingen ten gevolge van andere belastingen dan hoogwater, inclusief de consolidatie en kruipcomponent en de component ten gevolge van autonome bodemdaling. Voor toelichting wordt verwezen naar § B.2.1.
- De interesse gaat uit naar de verplaatsingen die optreden bij hoogwater *en die niet al daarvoor zijn voorgekomen (en waargenomen)*. Beschouw nu de volgende twee gevallen:
 1. De kans dat zich bij hoogwater grote verplaatsingen voordoen die niet eerder zijn opgetreden is groot als de onzekerheid ten aanzien van de buitenwaterstand relatief belangrijk is. In dit geval zou de rekenwaarde van de waterstand in de deformatieberekening een relatief hoge waarde moeten bezitten. De rekenwaarden van de sterkte- en stijfheidseigenschappen hoeven in dat geval niet zeer veilig gekozen te worden. Dit is in lijn met de voorgestelde rekenwaarden voor de vervormingsberekening.
 2. De kans dat zich bij hoogwater grote verplaatsingen voordoen die niet eerder zijn opgetreden is klein als de onzekerheden ten aanzien van de ondergrondeigenschappen en het sterktemodel relatief belangrijk zijn. De bovengenoemde rekenwaarden zijn dan weliswaar 'uit balans' maar deze situatie is van ondergeschikt belang.

Het bovenstaande verklaart waarom wordt vermoed dat de combinatie van het ontwerppeil met de 5%-waarden van de ondergrondeigenschappen een adequate combinatie is, zeker in combinatie met een grote modelonzekerheidsfactor. Het verdient echter wel aanbeveling om de rekenwaarden kwantitatief te onderbouwen.

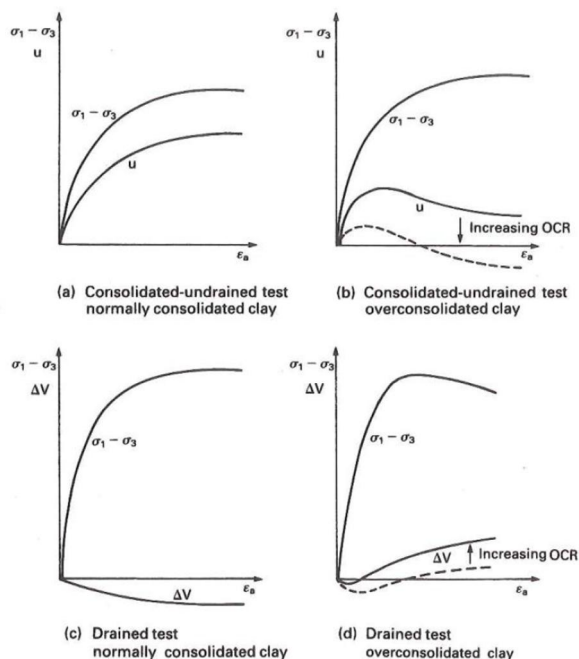
Noot ten aanzien van overgangsconstructies:

Aan weerszijden en ter plaatse van een overgang veranderen de opties uit Tabel B.2 (incl. hun voor- en nadelen) niet. Voor overgangen wordt voorgesteld om praktische ontwerp oplossingen ('best practices') te beschrijven en hier alleen in bijzondere speciale situaties (bijv. situaties waar geen ervaring is of zeer kostbare of complexe situaties) rekentechnische (3D) ontwerpverificaties uit te voeren.

C Constitutieve modellen in *PLAXIS*

C.1 Inleiding

Het hierna gepresenteerde overzicht van de relevante constitutieve modellen in *PLAXIS* veronderstelt bekendheid met het in laboratoriumtesten waargenomen gedrag van klei en veen onder invloed van overconsolidatie en de daarbij onderscheiden *Critical State*. (Figuur C.1).



Figuur C.1 Typisch resultaat van triaxiaaltesten op klei. (Craig, 2004). Op de verticale as staat de schuifspanningsmaat $\sigma_1 - \sigma_3$ en de waterspanning u of de volumeverandering ΔV . De "Critical State" schuifsterkte wordt bereikt zodra er geen volumeverandering (gedraineerd) of waterspanningsverandering (ongedraineerd) meer optreedt

Verder veronderstelt het overzicht ook bekendheid met de definitie, de mogelijkheden en de beperkingen van het Mohr-Coulomb model (MC). Dit model werd in het verleden veelal gebruikt voor analyses van waterkeringen met constructies. Het MC model kan echter niet het in triaxiaaltesten en "direct shear" testen waargenomen gedrag van klei en veen beschrijven voor wat betreft de mobilisatie van schuifsterkte onder gedraineerde en ongedraineerde omstandigheden, voor wat betreft de daarmee gepaard gaande plastische volumeverandering (zowel volumeverkleining als -vergroting) en voor wat betreft de invloed van initiële overconsolidatie op voorgenoemde aspecten. Het model kan verder ook niet de in samendrukkingsproeven waargenomen kruip beschrijven. In deze bijlage worden modellen besproken die (een deel van) deze aspecten wel kunnen beschrijven. In de bespreking is gekozen voor een diepgang die de lezer in staat stelt om vanuit de modelformulering te begrijpen waarom het model in praktijk een bepaald gedrag vertoont, of juist niet vertoont.

C.2 Hardening Soil en Soft Soil Creep

De ligging van het schuifvloeiooppervlak in de hoofdspansingsruimte is voor het *Hardening Soil* model (HS) en het *Soft Soil Creep* model (SSC) gelijk aan de ligging voor het *Mohr-*

Coulomb (MC) model. Dat wil zeggen zeshoekig in het deviatorvlak en lineair in het $p' - q$ vlak. Daarbij is p' de effectieve isotrope spanning en daarbij is q een schuifspanningsmaat die bij een triaxiaaltest gelijk is aan de grootste minus de kleinste hoofspanning ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$). In vergelijking tot het MC model is de elastische stijfheid echter een functie van effectieve spanning. Een tweede belangrijk verschil is dat zowel HS als SSC tijdens samendrukking elasto-plastisch kunnen verstevigen, zodra spanningspunten in het $p' - q$ vlak een “cap” overschrijden (isotrope *cap hardening*). De versteviging is een functie van de plastische volumerek. De cap wordt gevormd door de $p' - q$ punten met een gelijke equivalente isotrope preconsolidatiespanning (combinatie van p' en q op de cap). Deze equivalente preconsolidatiespanning is vergelijkbaar met de grensspanning die in een samendrukkingstest wordt bepaald. Bij een spanningspunt op de cap staat de plastische-rekrichting loodrecht op de cap (associatief). De vormparameter van de cap wordt door *PLAXIS* zo gekozen dat de cap steeds loodrecht op de K_0^{NC} lijn staat. De K_0^{NC} lijn is de “normaal geconsolideerde” lijn die het spanningspad volgt in een samendrukkingstest, na het overschrijden van de grensspanning. Door de op de K_0^{NC} lijn gekalibreerde capvorm kan het spanningspad in samendrukkingstesten worden gereproduceerd. Een plastische schuifrek gaat op de cap altijd gepaard met plastische volumeverkleining, totdat het *Critical State* oppervlak wordt bereikt.

De equivalente isotrope preconsolidatiespanning wordt in de eerste rekenfase geïnitieerd uit een opgegeven ruimtelijk POP veld (via “Boreholes”) of uit OCR invoer per materiaal. De in te voeren OCR of POP is gebaseerd op verticale effectieve spanning. De equivalente preconsolidatiespanning wordt daaruit bepaald door aan te nemen dat de bijbehorende $p' q$ combinatie op de K_0^{NC} lijn ligt. In de *PLAXIS* uitvoer wordt de OCR overigens berekend op basis van isotrope spanningen.

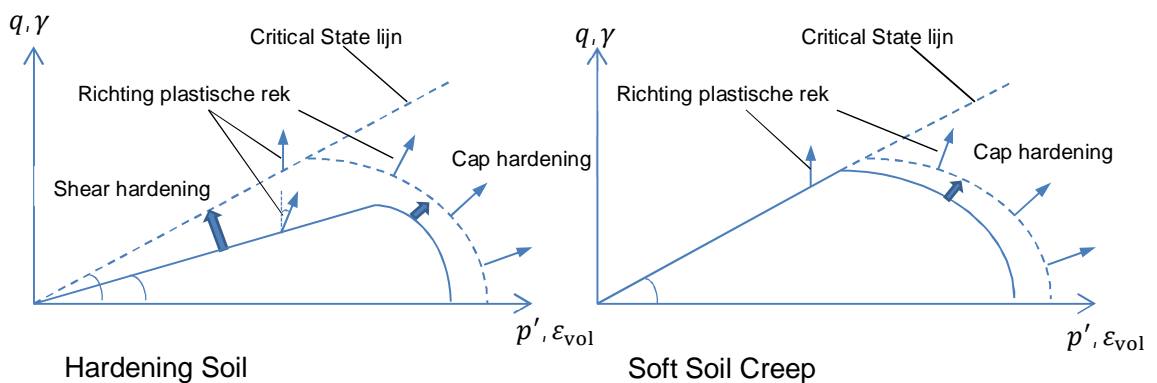
Voor de kruipvoorspelling hanteert het SSC model een meerdimensionale uitbreiding van het eendimensionale isotachen model. Voor verticale samendrukking door belastingtoename levert het SSC model dan ook dezelfde resultaten als het eendimensionale model, indien de parameters vergelijkbaar worden gekozen.

Kanttekening bij het SSC gebruik zijn:

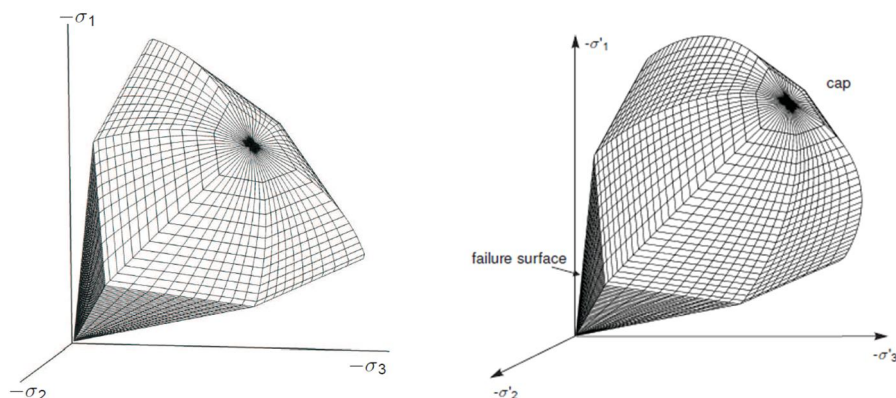
- Het SSC model is ontworpen om verticale kruipvervorming te voorspellen. Het model levert daarbij in vergelijking tot metingen doorgaans echter geen realistische voorspellingen van horizontale kruipvervorming.
- Volgens de binnen het SSC model gebruikte isotachen theorie treedt in de tijd een groei op van de overconsolidatiegraad. Dat concept is geschikt gebleken om de verticale kruipzettingen te voorspellen. Maar metingen in het veld wijzen er niet op dat de werkelijke grensspanning door veroudering ook zo snel aangroeit als de isotachen theorie voorspelt. Het wordt daarom aanbevolen om een kruipanalyse met SSC alleen te gebruiken voor het voorspellen van zettingen in de tijd en om niet te rekenen met de eventuele voordelige effecten van de door veroudering verhoogde overconsolidatiegraad.

Afgezien van de kruipbeschrijving is het verschil tussen het HS en het SSC model verder dat het HS model tijdens de eerste (maagdelijke) schuifspanningstoename onder de *Critical state* grens een niet-lineair (elasto-plastisch) verband beschrijft tussen schuifspanning en schuifrek, door de initiële mobilisatie van de wrijvingshoek (isotrope *shear hardening*). Tijdens de mobilisatie van de wrijvingshoek varieert impliciet ook de gemobiliseerde dilatantiehoek ψ_{mob} . Tijdens het eerste deel van de mobilisatie ($\sin(\phi_{mob}) < \frac{3}{4} \cdot \sin(\phi_{max})$) wordt ψ_{mob} in het HS model op nul gesteld. Daarboven treedt in het HS model een afnemende plastische volumeverkleining op (negatieve dilatantiehoek), totdat de *Critical State* wordt bereikt. Boven

de *Critical State* treedt toenemende volumevergroting op tot de maximaal te mobiliseren wrijvingshoek ϕ_{max} . Wanneer de ψ_{max} bij de maximaal te mobiliseren wrijvingshoek ϕ_{max} echter gelijk aan nul wordt gekozen definieert de ϕ_{max} direct de *Critical State* lijn ($\phi_{max} = \phi_{cs}$) en zal er in het HS model geen plastische volumeverandering optreden. In het SSC model en het MC model wordt tot de *Critical State* grens alleen een linear (elastisch) verband verondersteld (net zoals bij het HS model bij ontlasten en herbelasten). Bij het MC en SSC model kan alleen een constante dilatatiehoek ψ worden gespecificeerd, die bij een critical state beschrijving ook gelijk aan nul moet worden gekozen. Beide modellen zijn niet in staat om de *softening* te beschrijven van piekwaarde naar *Critical State* waarde, zoals die bij overgeconsolideerde klei vaak optreedt.



Figuur C.2 Schematische weergave van de vloeiooppervlakken voor Hardening Soil en Soft-Soil Creep. Op de verticale as staat de schuifspanningsmaat $q = \sigma_1' - \sigma_3'$ en de schuifrek γ . Op de horizontale as staat de effectieve isotrope spanning p' en de volumerek ϵ_{vol} . De helling van de Critical state lijn wordt bepaald door de wrijvingshoek ϕ_{cs} . De hoek tussen de plastische rekvector en de verticaal wordt bepaald door de dilatatiehoek ψ .

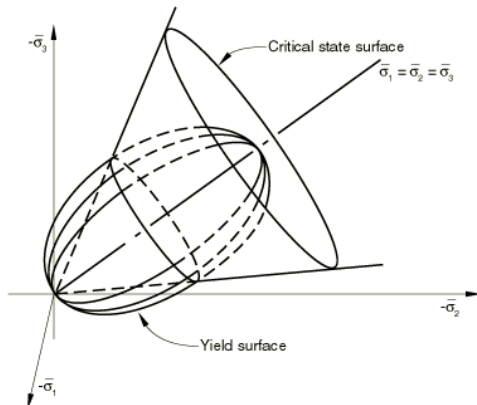


Figuur C.3 Weergave van het vloeiooppervlak met cap voor HS (links) en SSC (rechts) in de hoofdspansingsruimte (Plaxis, 2016b)

C.3 Modified Cam Clay en Creep SClay1

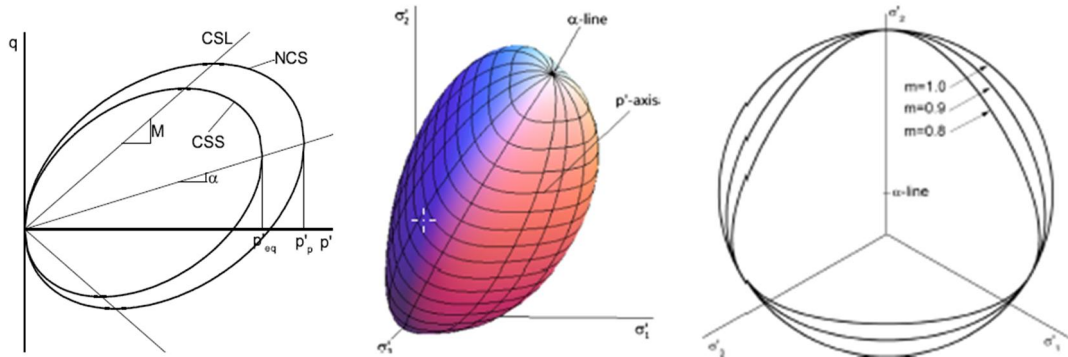
Het *Modified Cam Clay* model (MCC) hanteert in vergelijking tot het SSC model een vergelijkbare definitie van de cap en van de spanningsafhankelijke stijfheid. In het MCC model wordt de ellipsvormige cap echter doorgetrokken tot boven de *Critical State* lijn, waarmee de ellips ook de ligging vastlegt van het schuifvloeiooppervlak. Op het hele vloeiooppervlak wordt een plastische rekriching aangenomen die daar loodrecht op staat

(associatief). De vorm van het vloeiooppervlak wordt zo gekozen dat op het snijpunt met de *Critical State* lijn geen plastische volumerek meer optreedt. Het MCC model beschrijft naast het uitdijen van het totale vloeiooppervlak door *hardening* op de cap ook het krimpen door *softening* op het schuifvloeiooppervlak bij zwaarder overgeconsolideerde grond. De krimp treedt op door de plastische dilatantie en beschrijft in principe een schuifsterkte-afname van de pieksterkte naar de *Critical State*. In het klassieke MCC model (met 1 ellips voor zowel cap als schuifvloeiooppervlak) staat de cap doorgaans niet loodrecht op de K_0^{NC} lijn. Bij simulatie van een samendrukkingstest wordt daarom niet het K_0^{NC} pad teruggevonden. Verder is het ook niet realistisch om de *softening* op het schuifoppervlak te beschrijven met dezelfde afhankelijkheid van de plastische volumerek als wordt gebruikt voor de *hardening* op de cap. De *softening* tijdens de afname van de pieksterkte naar de critical state waarde geeft in *PLAXIS* bovendien numerieke problemen. Dat is al met al ook de reden dat men in het SSC model voor het schuifvloeiooppervlak is teruggefallen op de gangbare MC definitie, die direct de uiteindelijke *Critical State* sterkte vastlegt.



Figuur C.4 Weergave van het Modified Cam Clay vloeiooppervlak in de hoofdspansingsruimte (Abaqus, 2016)

Begin 2018 komt als POVM resultaat een nieuwe implementatie beschikbaar van het *Creep-SClay1* model, dat als *User Defined model* kan worden gekoppeld aan *PLAXIS* en eventueel ook aan andere EEM software. Dit model belooft in theorie een betere beschrijving van slappe grond voor zowel de situatie zonder kruip als met kruip. Het model is qua parameters vergelijkbaar met het SSC en MCC model en qua formulering te zien als een uitbreiding op de combinatie van beiden. De ligging van het ellipsvormige vloeiooppervlak verandert ten opzichte van het MCC model niet alleen door als gevolg van verandering van plastische volumerek, maar ook door rotatie in de spanningsruimte. Deze aanvullende anisotrope rotatie-hardening is een functie van zowel plastische volumerek als van plastische schuifrek. Het model modelleert net zoals MCC de dilatantie die boven de *Critical State* lijn optreedt en de uiteindelijke *softening* van de piekwaarde tot de *Critical State*. Bovendien is het model door de instelbare vorm van het deviatorvlak in staat om verschil te maken tussen de verschillende wrijvingshoeken die worden gevonden bij triaxiaal compressie en triaxiaal extensie. Het model is in principe alleen bedoeld voor weinig overgeconsolideerde grond.



Figuur C.5 Weergave van het vloeiooppervlak voor het Creep-SClay1 model (Sivasithamparam, Karstunen, & Bonnier, 2015)

C.4 SHANSEP NGI-ADP

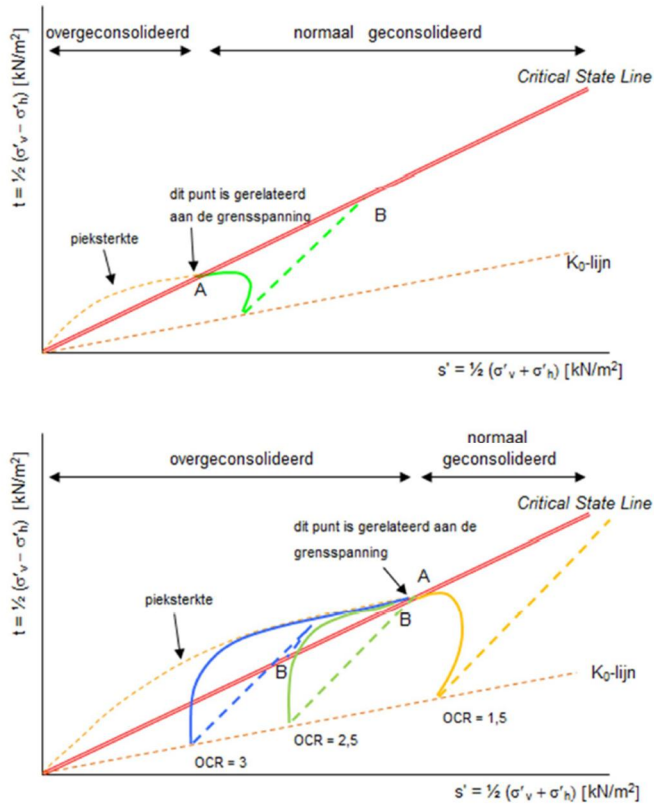
Onder (tijdelijke) ongedraineerde condities heeft niet tot matig overgeconsolideerde grond in praktijk een (eveneens tijdelijke) lagere schuifsterkte dan onder gedraineerde condities. De overconsolidatiegraad OCR is daarbij gedefinieerd als de grensspanning die volgt uit een samendrukkingstest (de *yield stress* $\sigma_{v,y}$) gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_v .

$$OCR = \max\left(\frac{\sigma'_{v,y}}{\sigma'_v}, 1\right) \quad (C.1)$$

De invloed van de overconsolidatiegraad op de ongedraineerde sterkte wordt veroorzaakt doordat bij schuifspanningsverhoging voorafgaand aan het bereiken van de uiteindelijke *Critical State* eerst de "cap" wordt bereikt. Onder (onsamendrukbare) ongedraineerde condities leidt de plastische volumeverkleining die op de cap optreedt bij toename van schuifrek dan tot een compenserende elastische uitzetting. Deze elastische volumerek veroorzaakt onder onsamendrukbare omstandigheden een verlaging van de effectieve isotrope spanning p' en een daarvoor compenserende wateroverspanning. De tijdelijke afname van de effectieve isotrope spanning zorgt er uiteindelijk voor dat de ongedraineerde sterkte bij grotere schuifrekken ook tijdelijk afneemt.

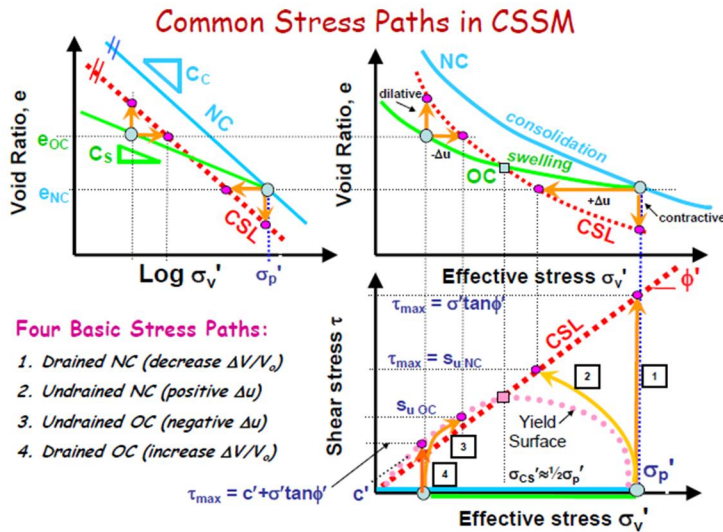
Bij een hoge overconsolidatiegraad is de ongedraineerde sterkte in sommige kleisoorten bij grotere schuifrekken (tijdelijk) hoger dan sterkte die onder gedraineerde omstandigheden wordt gevonden. Dit is het gevolg van tijdelijke hogere effectieve spanningen, die weer het gevolg zijn van de plastische volumevergroting die tijdens schuifvervorming optreedt, voor de gevallen waarin de piekwaarde van de gemobiliseerde wrijvingshoek groter is dan de uiteindelijk te bereiken *Critical State* waarde. Figuur C.6 toont de spanningspaden bij een triaxiaaltest onder compressie. Figuur C.7 toont de spanningspaden bij een directe afschuiftest met constante verticale spanning.

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0



Figuur B.7 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. In de bovenste figuur is de grond normaal geconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag (OCR = 1) bij ongedraineerd afschuiven, in de onderste figuur is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag (OCR < +2,0) en dilatant gedrag (OCR > +2,0) bij ongedraineerd afschuiven.

Figuur C.6 Typische spanningspaden tijdens triaxiaaltesten, waarin de totale verticale spanning wordt verhoogd bij gelijkblijvende horizontale spanning. (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b). De getrokken lijnen geven het spanningspad onder ongedraineerde omstandigheden. De gestippelde lijnen geven het spanningspad onder gedraineerde omstandigheden.

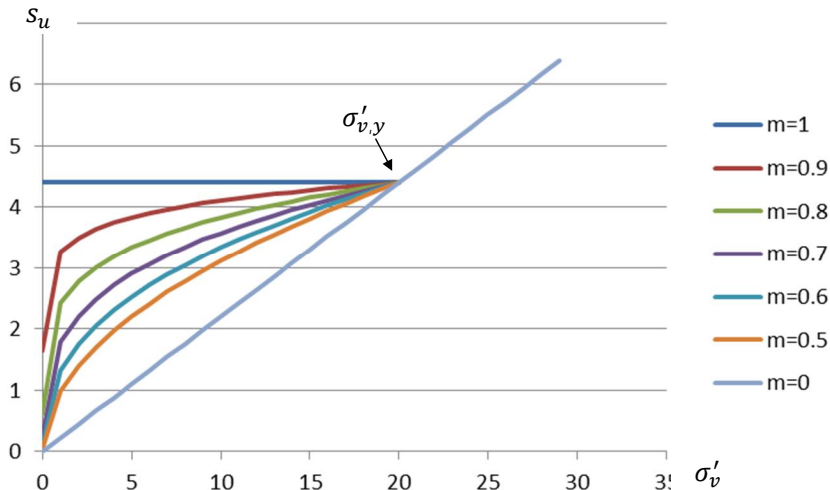


Figuur C.7 Typische spanningspaden bij constante totale verticale spanning (Mayne, Coop, Springman, Huang, & Zornberg, 2009)

Het WBI schrijft voor dat de schuifsterkte van de natte klei en het natte veen tijdens hoogwateromstandigheden moet worden beschreven onder de aanname van ongedraineerde condities en onder invloed van de tijdens hoogwater heersende overconsolidatiegraad. Het WBI schrijft het empirische SHANSEP model voor om de invloed van de overconsolidatiegraad in rekening te brengen

$$s_u = S \cdot \sigma'_v \cdot (OCR)^m \quad (C.2)$$

De dimensieloze parameter S beschrijft de verhouding tussen de ongedraineerde sterkte en de effectieve verticale spanning voor normaal geconsolideerde grond, voorafgaand aan eventuele aanpassing van de effectieve spanning door ongedraineerd afschuiven. De dimensieloze parameter m ($0 < m < 1$) brengt de invloed in rekening van overconsolidatie. Wanneer de m waarde gelijk aan 1 zou zijn, dan is alleen de grensspanning nog van invloed op de ongedraineerde sterkte. Wanneer de m waarde gelijk aan nul zou zijn, dan is alleen de verticale effectieve spanning nog van invloed, net zoals bij gedraineerde sterkte wordt aangenomen. Zie Figuur C.8.



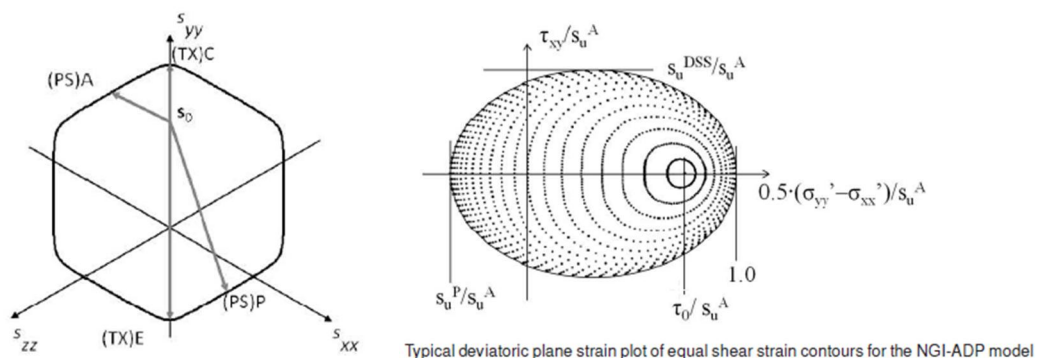
Figuur C.8 Ongedraineerde sterkte tegen effectieve verticale spanning volgens SHANSEP, $S=0,22$, $\sigma_{v,y} = 20$ kPa

De S waarden zijn bij een beperkte schuifrek verschillend in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak. De ongedraineerde schuifsterkte voor actieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale compressietesten. De ongedraineerde schuifsterkte bij neutrale afschuiving komt overeen met het resultaat van *Direct Shear* testen. De ongedraineerde schuifsterkte voor passieve afschuiving komt overeen met het resultaat van triaxiale compressie testen. *Direct Shear* testen geven volgens het WBI een goede gemiddelde waarde, die bij grotere rekken (na het bereiken van de *Critical State*) in theorie ook langs het hele glijvlak zou moeten gelden.

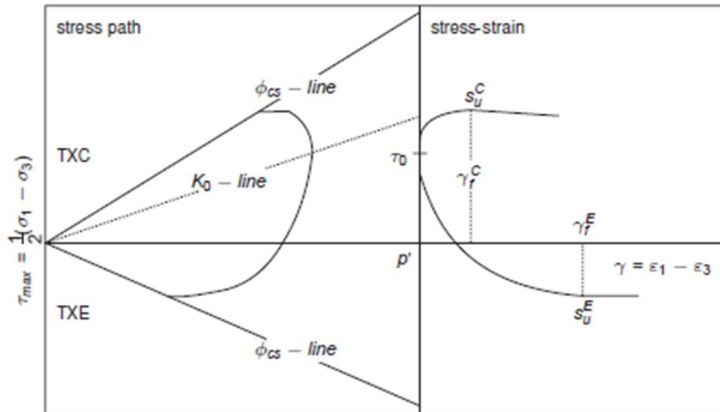
De SHANSEP parameter S voor een *Direct Shear* situatie is te relateren aan de wrijvingshoek ϕ_{cs} bij de *Critical State*. De parameter m is op basis van de SSC cap hardening definitie te relateren aan de compressieindex C_c en de zwellingsindex C_s (Mayne, Coop, Springman, Huang, & Zornberg, 2009, p. 12).

$$S \approx \frac{\sin(\phi_{cs})}{2}, \quad m \approx 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad (C.3)$$

In *PLAXIS* kan de bepaling van ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP (§ 3.3.1.1) worden gecombineerd met het NGI-ADP model (Grimstad, Andresen, & Jostad, 2012). De afkorting ADP betekent “Active/Direct-Shear/Passive”. Dit wil zeggen dat het model rekening houdt met mogelijk verschillende waarden van de ongedraineerde schuifsterkte in het actieve, neutrale en passieve deel van het glijvlak, in combinatie met de verschillende niveaus van de plastische schuifrek waarbij de piekwaarden voor de schuifsterkte worden bereikt (γ_f). In tegenstelling tot de hiervoor besproken modellen is het NGI-ADP model een “total stress” model, waarin waterspanning en effectieve spanning niet worden gescheiden. Het model maakt gebruik van een niet-associatieve vloeiregel (het potentiaaloppervlak voor de plastische rek heeft in het deviatorvlak een ronde vorm), maar dat leidt niet tot plastische volumeverandering door schuifrek. Wanneer geen verschil wordt gemaakt tussen actieve en passieve schuifsterkte wordt de ligging en vorm van het vloeiooppervlak vergelijkbaar met het vloeiooppervlak van het Tresca model. In afwijking van het MC model gebruikt het NGI-ADP model daarbij nog wel een elasto-plastische “shear-hardening” voor de gemobiliseerde schuifsterkte, zie Figuur C.9 en Figuur C.11.

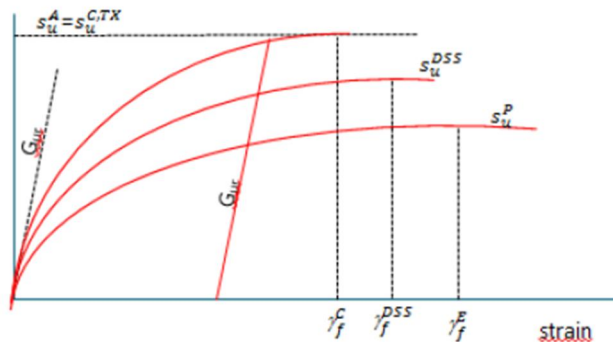


Figuur C.9 Weergave van het vloeiooppervlak voor het NGI-ADP model. In het deviatorvlak is een verschillende schuifsterkte mogelijk voor actief en passief bezwijken. De ligging en vorm van het vloeiooppervlak verandert als functie van de equivalente plastische schuifrek. (Grimstad, Andresen, & Jostad, 2012)



Figuur C.10 Verschillende spanningspaden en spanning-rek verlopen bij Triaxiale Compressie (TXC, actief) en Triaxiale Extensie (TXE, passief) (POV Macro stabiliteit, 2017d)

Schuifspanning



Figuur C.11 Resultierend niet-lineair verband tussen schuifspanning en schuifrek in het NGI-ADP model tijdens maagdelijk belasten en ontlasten/herbelasten, als functie van de ingevoerde schuifsterkte en de daarbij ingevoerde schuifrek (POV Macro stabiliteit, 2017e)

In het WBI wordt gewerkt met de gemiddelde *Direct Shear* waarde die geldt bij grotere rekken. Een onderscheid tussen actieve en passieve schuifsterkte wordt daarbij niet gemaakt. De op te geven verhouding tussen de ongedraineerde sterkte bij passieve en actieve sterkte kan in oprijfsituaties echter toch een praktisch nut hebben. Daar waar het glijvlak uittreedt, kan via de op te geven verhouding een sterk gereduceerde passieve ongedraineerde schuifsterkte worden gemodelleerd. De stijfheid blijft daarbij wel aan de actieve sterkte gekoppeld.

Het SHANSEP NGI-ADP model modelleert de ongedraineerde sterkte volgens SHANSEP als een per integratiepunt verschillende waarde van de ongedraineerde schuifsterkte voor het NGI-ADP model. Deze waarde wordt bij elke (her)initialisatie uitgerekend. Het model berekent dan in elk integratiepunt ook een schuifstijfheid voor ontlasten/herbelasten G_{ur} , die wordt bepaald door een op te geven verhouding tussen de glijdingsmodulus en de ongedraineerde actieve schuifsterkte.

Het effect van plastische contractie of dilatantie op de effectieve spanning en waterspanning tijdens de ongedraineerde fase is via de SHANSEP relatie impliciet verwerkt in de berekende waarde van de ongedraineerde sterkte. Bij een "Undrained A" keuze berekent PLAXIS buiten het "user-defined" model alleen nog een eventuele additionele wateroverspanning of – onderspanning als gevolg van aanpassing van de totale isotrope spanning. Deze berekende

wateroverspanning heeft echter geen enkel effect op de ongedraineerde sterkte volgens het SHANSEP model.

Bij elke overstap van HS of SSC naar het SHANSEP model bepaalt *PLAXIS* met vergelijking (C.2) de ongedraineerde sterkte die hoort bij de op dat moment geldende effectieve hoofdspansing σ'_1 , in combinatie met de actuele grensspanningswaarde. De grensspanning wordt daarbij gedefinieerd door het maximum van de tijdens alle rekenfasen berekende grootste hoofdspansing ($\sigma'_{1,max}$). De $\sigma'_{1,max}$ waarde wordt (net zoals de equivalente isotrope preconsolidatiespanning voor HS en SSC) eenmalig geïnitieerd uit een opgegeven ruimtelijk POP veld (via "Boreholes") of uit OCR invoer per materiaal. De initialisatie vindt plaats voor alle elementen die in de eerste rekenfase actief zijn, ook als deze elementen dan nog niet het SHANSEP materiaaltipe hebben.

D Modelling Dijkmateriaal

3-11-2017, Cor Zwanenburg, concept 2

D.1 Inleiding

Het onderzoeksprogramma Project Overstijgende Verkenningen – Macro stabiliteit, POVM, stelt zich tot doel het introduceren van innovatieve dijkversterkingsmethoden en/of ontwerpmethoden te stimuleren. Het stimuleren van innovatieve dijkversterkingstechnieken kent verschillende aspecten die zijn ondergebracht in verschillende clusters van het POVM onderzoeksprogramma. Een van deze clusters is de cluster rekentechnieken. Het cluster rekentechnieken heeft tot doel rekentechnieken te ontwikkelen of te optimaliseren waarmee innovatieve dijkversterkingen kunnen worden ontworpen of nieuwe ontwerpmethoden kunnen worden toegepast.

In de afgelopen jaren is het kader van het Rijkswaterstaat onderzoekprogramma Wettelijk Beoordelings Instrumentarium, WBI en in het onderzoeksprogramma Dijken op Veen, DoV, gewerkt aan een verbeterde methode voor het berekenen van de stabiliteit van dijken. Deze methode gaat uit van het raamwerk dat critical state soil mechanics biedt voor het beschrijven van het grondgedrag. Tevens is er voor gekozen om het bezwijkgedrag van slecht doorlatende lagen die zijn verzadigd met water, zoals klei en veen, als ongedraineerd te beschouwen. De onderbouwing van en toelichting op deze keuze is beschreven in van Duinen (2014), van den Berg et al (2014).

Momenteel wordt gewerkt aan het (voor)ontwerp van verschillende dijkversterkingsprojecten. Een van de onderdelen van het onderzoek dat wordt gecoördineerd door de rekencluster van de POVM betreft de ondersteuning van de ontwerpteams van de referentieprojecten bij de introductie van de WBI werkwijze. De ondersteuning betreft voornamelijk het beantwoorden van inhoudelijke vragen. Een van deze vragen betreft de wijze waarop de sterkte van het dijkmateriaal op een correcte en eenduidige wijze geschematiseerd dient te worden. Aan dit onderwerp is reeds eerder binnen de POVM-rekencluster aandacht besteed, POVM-2016a en POVM2016b.

Deze bijlage geeft een omschrijving van de probleemstelling rondom het schematiseren van de sterkte van het dijkmateriaal en geeft vervolgens een praktische werkwijze hoe hiermee, naar huidige inzichten, om kan worden gegaan. Deze bijlage is tot stand gekomen naar aanleiding van de discussie over dit onderwerp gehouden op 3 oktober 2017 bij RHDHV te Rotterdam en eerder opgestelde documenten, POVM(2016a, 2016b).

D.2 Probleemstelling modeleren sterkte van het dijkmateriaal

Het dijkmateriaal is antropogeen, door de mens aangebracht, materiaal. Dit houdt in dat met name voor oude dijken de heterogeniteit erg groot kan zijn. Voor meer recent opgebouwde dijken wordt een meer homogene dijkopbouw verwacht dan bij oude dijken. Echter moderne dijklichamen zullen laagsgewijs zijn opgebouwd en verdicht waardoor ook hier op korte afstand variaties in sterkte eigenschappen kunnen ontstaan. Een aanzienlijk deel van het dijklichaam ligt boven de dagelijkse grondwaterstand. Verwacht mag worden dat tijdens maatgevende omstandigheden de grondwaterstand in het dijklichaam in veel gevallen zal stijgen. Indringend water, neerslag of buitenwater, zal de verzadigingsgraad van het dijkmateriaal boven de grondwaterstand veranderen. Hierdoor zal ook de sterkte veranderen.

Internationaal is veel onderzoek gedaan naar de sterkte van onverzadigde grond. Echter, op dit moment vormt de wijze waarop de sterkte en verandering in sterkte van het onverzadigde dijksmateriaal voor stabiliteitsbeschouwing conform WBI een onderwerp voor nader onderzoek. Deze aspecten, heterogeniteit, deels gelegen boven de grondwaterstand en de invloed van onverzadigd grondgedrag, leiden ertoe dat de methode van het beschrijven van het gedrag van het dijksmateriaal niet zondermeer gelijk is aan de methoden die voor natuurlijk afzettingen onder de grondwaterstand zijn ontwikkeld.

In recent aangelegde dijkconstructies is vaak een zandkern met kleiafdekking toegepast. In oude constructies wordt in de kruin vaak een fundering van zand of grind ten behoeve van een wegconstructie aangetroffen. De sterkte van deze niet cohesieve lagen kunnen niet met een ongedraineerde sterkte analyse worden beschreven. Deze bijlage richt zich voornamelijk op het cohesieve materiaal. Waar relevant zal worden ingegaan op de sterkte van niet-cohesieve lagen.

D.3 Lange en korte termijn oplossing

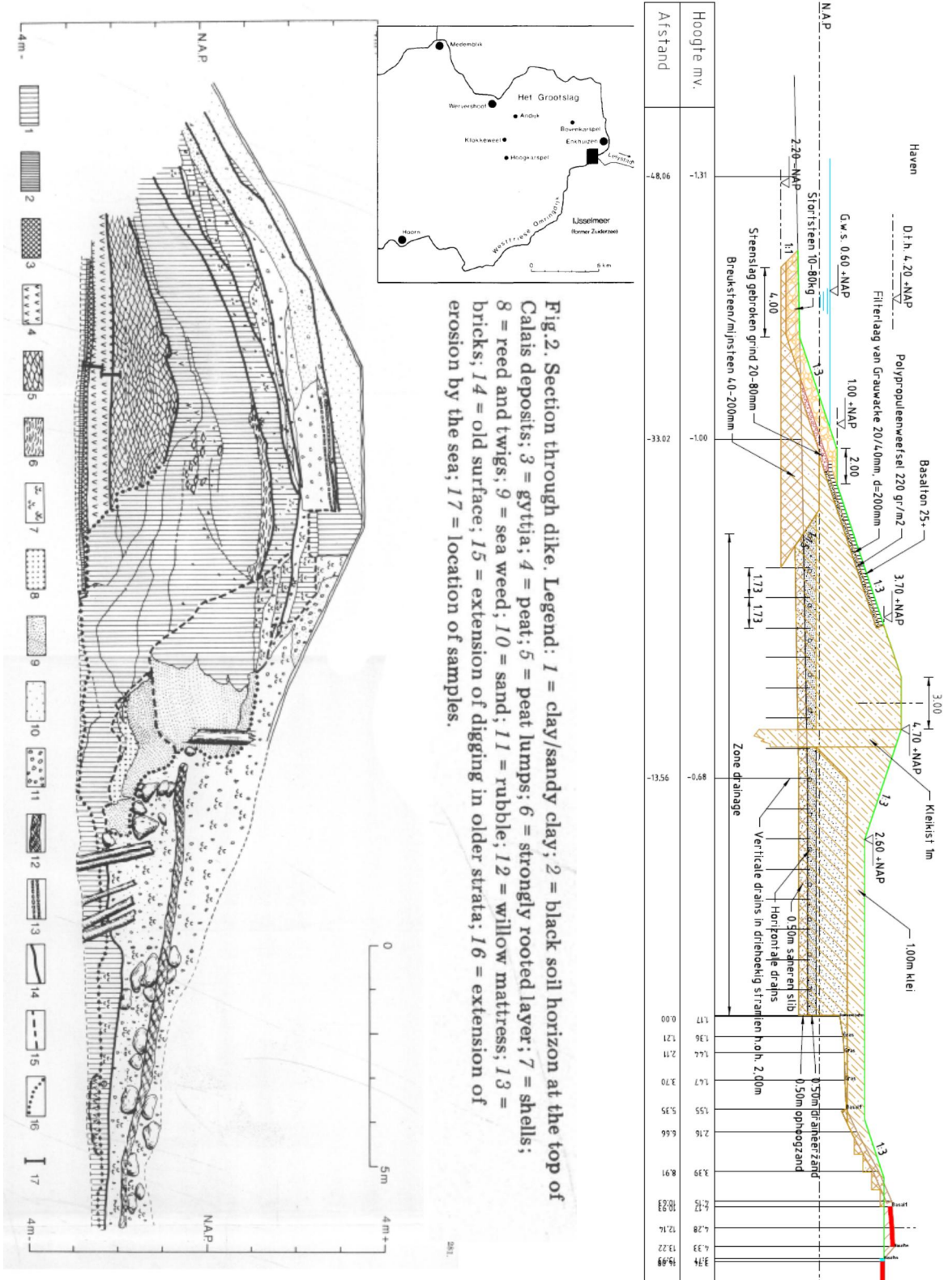
Het vaststellen van het sterkte gedrag van dijksmateriaal kent enkele fundamentele vragen die niet op korte termijn beantwoord kunnen worden. Deze bijlage geeft een korte termijn oplossing. Hierin wordt een best practice beschreven zoals die is bediscussieerd met een aantal experts binnen het POVM-rekencluster. De discussie hebben geleid tot een beschrijving van de sterkte van het dijksmateriaal dat als voldoende conservatief, maar niet te conservatief wordt beschouwd. De bijlage beschrijft de uitkomst van de discussie. De bijlage geeft echter geen antwoord op aantal fundamentele vragen en geeft mogelijk aanleiding tot het stellen van nieuwe vragen.

Voor een lange termijn oplossing dienen de fundamentele vragen rondom de ontwikkeling van de sterkte van het dijksmateriaal als functie van de verzadigingsgraad en heterogeniteit in het dijklichaam te worden beantwoord. Hierbij kan worden gedacht aan het toepasbaar maken van de inzichten uit de internationale literatuur voor de Nederlandse dijken en bijbehorende belastingen inclusief laboratorium -, en veldproeven ter validatie. Hierbij kan bijv. gedacht worden aan een infiltratieproef (of -proeven), waarbij het effect van verzadiging van het dijksmateriaal op de sterkte (uit bijv. (bol)sondering, vinproef) wordt bepaald. Bijvoorbeeld het vaststellen van het effect van verzadiging op de sterkte van het dijksmateriaal door middel van infiltratie proeven. Deze bijlage gaat niet verder in op de lange termijn oplossing

D.4 Vaststellen dijkopbouw

Figuur D.1 geeft een impressie van de mogelijke complexiteit van de opbouw van een dijk. Het betreft hier een dwarsdoorsnede van de Westfriese omringdijk, een van de oudste dijkkringen van Nederland. Het is te complex om al deze lagen in een stabiliteitsanalyse te schematiseren en van specifieke sterkte eigenschappen te voorzien. De schematisering van de dijkopbouw zal vereenvoudigd moeten worden tot enkele lagen. In het geval van dergelijke oude dijklichamen zal het gedrag, als gevolg van de vereenvoudiging, met een bulk gedrag worden geschematiseerd hetgeen het werkelijk gedrag zo goed mogelijk moet benaderen. Dit heeft tot gevolg dat in voorkomende gevallen mogelijk de schematisering van de dijkopbouw ten behoeve van het controleren van de macrostabiliteit binnenwaarts, waarbij specifiek naar grote glijvlakken wordt gekeken anders, wordt geschematiseerd dan de opbouw van dezelfde dijk voor het controleren van de microstabiliteit.

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0



Figuur D.1 Links, Impressie complexiteit opbouw oude dijkskern West-Friese Omringdijk nabij Enkhuizen, uit Van Geel et al 1982 Rechts, Impressie moderne dijkopbouw, dijkverlegging Krimpen aan de Lek ontwerp 2012

In deze bijlage wordt specifiek gekeken naar Macrostabiliteit. Het modelleren van de sterkte van een dijklichaam begint bij het vaststellen van het type dijksmateriaal. Zoals hierboven opgemerkt kunnen oude dijklichamen gekenmerkt worden door een zeer heterogene dijkopbouw. Voor moderne dijken zal de opbouw, over het algemeen, homogener zijn. Met name voor oude dijken is het lastig om een eenduidige werkwijze van informatie inwinning vast te leggen of voor te schrijven. In plaats daarvan worden enkele aandachtspunten genoemd:

- Met name voor recent gebouwde dijken geeft archiefonderzoek, met name de ontwerptekeningen inzicht in de algemene dijkopbouw en de schaal waarop eventuele variaties in opbouw plaats vinden
- Voor oude dijken geeft archief en historisch onderzoek inzicht in de locaties waar in het verleden dijkendoorbraken zich hebben voorgedaan of anderszins grootschalige reparaties zijn uitgevoerd.
- Bij het vaststellen van dijkopbouw aan de hand van grondonderzoek voor oude dijken vraagt een kleine afstand tussen de onderzoekpunten vanwege de potentiële heterogeniteit van het dijklichaam. Bijvoorker dient de afstand tussen de onderzoekpunten gelijk of kleiner te zijn dan de afmetingen van een potentieel glijvlak. of de afstand waarover significante variaties in opbouw of eigenschappen optreden.
- Naast de onderzoeksafstanden in de lengte richting van het dijklichaam zijn de afstanden in dwarsrichting van belang, zie ook de heterogeniteit in het profiel gegeven in Figuur D.1.
- De combinatie van bovenstaande punten zou kunnen leiden tot een zeer grote hoeveelheid grondonderzoek. Om hier praktische invulling aan te geven kan overwogen worden om aan de hand van het archiefonderzoek, indien beschikbaar, enkele dwarsprofielen uit te kiezen waar uitgebreid onderzoek wordt uitgevoerd om de variaties goed in beeld te brengen. Vervolgens kan met een geringer aantal onderzoekpunten controle op afwijkingen in het tussenliggende traject worden uitgevoerd.
- Met grondonderzoek kan de onzekerheid in dijkopbouw worden gereduceerd. De restonzekerheid dient te worden afgedekt met schematiseringsscenario's. De te beschouwen scenario's en bijbehorende kansinschattingen zijn uiteraard ook afhankelijk van de omvang van het grondonderzoek. Voor het in rekening brengen van de onzekerheid in dijkopbouw kan geen gebruik worden gemaakt van het SOS aangezien de dijk geen onderdeel is van het SOS.

D.5 Voorgestelde schematisering sterkte van het dijklichaam

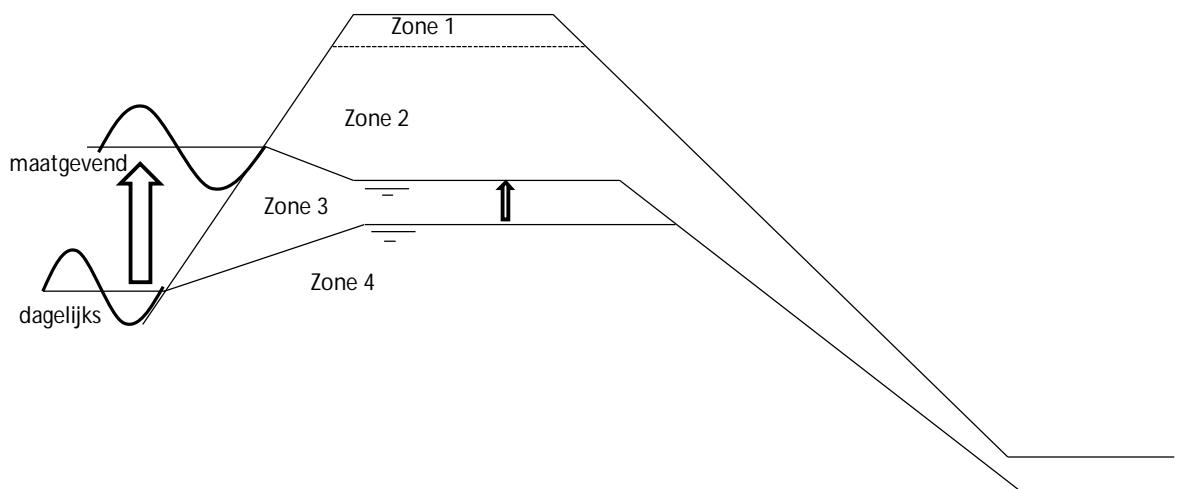
D.5.1 indeling in zones

Ten behoeve van de schematisering van de sterkte van het dijklichaam zijn 4 zones gedefinieerd. Uitgangspunt is dat de te schematiseren dijklichaam voornamelijk een kleidijk betreft. Figuur D.2 geeft een schets van de zone-indeling. Zone 4 is de zone die te allen tijde onder grondwaterstand is gelegen. Zone 3 is de zone die boven de dagelijkse grondwaterstand ligt, maar onder de grondwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden. Zone 2 is gelegen boven de grondwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden en zone 1 is de toplaag. In de onderstaande tekst wordt per zone een toelichting gegeven van de wijze waarop de sterkte in de zone kan worden geschematiseerd. Hierbij wordt gestart bij zone 4. In principe verloopt zone 1 ook langs het binnen -, en buitentalud. Echter, om de

schematisering niet onnodig complex te maken wordt, voor het faalmechanisme Macrostabiliiteit, zone 1 alleen ter plaatse van de kruin gedefinieerd.

D.5.2 Sterkte in zone 4

In deze schematisering is zone 4 de zone die ten alle tijden onder de grondwaterstand is gelegen. In deze zone kan de sterkte van het dijksmateriaal conform de WBI werkwijze, voor natuurlijke grondlagen, worden vastgesteld. De WBI werkwijze geeft twee mogelijkheden. De eerste is dat de sterkte van het dijklichaam wordt vastgesteld aan de hand van sonderingen, in combinatie met de voor het project vastgestelde waarde voor N_{kt} . De tweede mogelijkheid is de sterkte te bepalen door middel van laboratoriumonderzoek. De tweede mogelijkheid maakt gebruik van een S -ratio, POP en m -waarde bepaald uit laboratoriumonderzoek. Hierbij wordt opgemerkt dat voor siltig materiaal het gebruik van de S -ratio, POP en m beperkingen kent. De grensspanning, ter bepaling van de POP , is voor deze grondsoorten lastig eenduidig te bepalen. Tevens kennen deze grondsoorten een sterk dilatant gedrag waardoor de ongedraineerde sterkte lastig, eenduidig, te bepalen is. Binnen het WBI wordt de wijze waarop de sterkte van sterk siltig materiaal dient te worden bepaald nog nader uitgewerkt. Waarschijnlijk wordt als alternatief voorgesteld sterkteproeven bij de terreinspanning uit te voeren en grenzen te stellen aan de in rekening te brengen dilatantie. De sterkte wordt direct in rekening gebracht, bijvoorbeeld door middel van de s_u -measured optie in DGeoStability.



Figuur D.2 schets schematisering sterktezones van het dijkllichaam

<p><u>Nat gesondeerd</u></p> $s_{u,CPT} = \max\left(\frac{q_{net}}{N_{kt}}, S \cdot \sigma'_{v,CPT}\right).$ <p>Hieruit ook $s_{u,CPT,og}$ bepalen, op de overgang van nat en droog tijdens sonderen</p> $s_{u,CPT,og} = \max\left(\frac{q_{net,og}}{N_{kt}}, S \cdot \sigma'_{v,CPT,og}\right).$ <p>Bij de MHW ontwerpomstandigheden moet een correctie worden toegepast, waarin ook de invloed van ophoging is meegenomen</p> $s_{u,MHW} = \max\left(s_{u,CPT} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,MHW}}{\sigma'_{v,CPT}}\right)^{1-m}, S \cdot \sigma'_{v,MHW}\right)$ $s_{u,MHW,og} = \max\left(s_{u,CPT,og} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,MHW,og}}{\sigma'_{v,CPT,og}}\right)^{1-m}, S \cdot \sigma'_{v,MHW,og}\right)$

D.5.3 Sterkte in zone 3

Zone 3 is de zone die onder dagelijkse omstandigheden niet verzadigd is, maar tijdens maatgevende omstandigheden wel onder de gestegen freatische lijn ligt. De veronderstelling is dat grond onder de freatische lijn verzadigd is. Boven de grondwaterstand kan de grond volledig verzadigd zijn. In dat geval zullen er zuigspanningen, onderspanning, in het water heersen. Deze onderspanning leidt tot een hogere sterkte. Zone 3 gaat dus van niet volledig verzadigd en / of een situatie waarin zuigspanning aanwezig is, tijdens dagelijkse omstandigheden, naar verzadigd en zonder zuigspanning tijdens maatgevende omstandigheden. Indien de sterkte van het dijksmateriaal onder maatgevende omstandigheden aan de hand van sonderingen wordt bepaald ontstaat er een probleem voor zone 3. Immers de sonderingen die onder dagelijkse omstandigheden zijn uitgevoerd geven voor deze zone een beeld van de sterkte inclusief de aanwezigheid van zuigspanning. Ook hoe de verandering in sterkte moet worden vastgesteld als gevolg van een verandering in verzadigingsgraad is niet bekend.

In sommige gevallen wordt direct boven de freatische lijn een relatief hoge sondeerweerstand gevonden, zie figuur 6. Verwacht wordt dat deze hoge schuifweerstand het gevolg is van onderspanning in het poriewater. De interpretatie van dergelijke sonderingen zou leiden tot een hoge ongedraineerde sterkte in deze laag. Echter, indien de freatische lijn stijgt onder maatgevende omstandigheden zal de onderspanning verdwijnen en daarmee de geïnduceerde extra sterkte. De sonderingen die onder dagelijkse omstandigheden zijn uitgevoerd kunnen daarom niet zondermeer worden gebruikt voor het vaststellen van de sterkte in zone 3.

Indien zone 3 uit hetzelfde materiaal bestaat als zone 4 ligt het voor hand dat na stijging van de freatische lijn naar maatgevende condities de sterkte eigenschappen in zone 3 en 4 vergelijkbaar zijn. Indien de sterkte eigenschappen op deze wijze wordt bepaald, wordt voorgesteld de gevonden trend in zone 4 naar boven te extrapoleren naar de bovenzijde van zone 3. Echter, omdat deze extrapolatie geen meetwaarde betreft wordt voorgesteld deze waarde te begrenzen op $s_u = 15 \text{ kN/m}^2$ en niet hoger dan de waarde die aan de sterkte van het dijksmateriaal in zone 4 wordt toegekend. De waarde, $s_u = 15 \text{ kN/m}^2$, is te beschouwen als een karakteristieke waarde. De achtergrond van de gekozen bovengrens is gegeven in de onderstaande tekst.

Een alternatief kan zijn de sterkte uit de sondering te bepalen, waarbij gebruik gemaakt wordt van een N_{kt} – waarde die is afgeleid uit de vergelijking met sterkteproeven op volledig verzadigde monsters waarin zich geen zuigspanning voordoet. In de schematiseringshandleiding is aangegeven dat de aanwezigheid van zuigspanning de sterkte van grond met een factor 3 kan verhogen. Indien uit sonderingen die onder dagelijkse omstandigheden zijn uitgevoerd de sterkte uit de onverzadigde zone voor maatgevende, verzadigde condities wordt bepaald, dient de waarde voor N_{kt} met een factor 3 te worden verhoogd. In de schematiseringshandleiding wordt als conservatieve waarde voor N_{kt} voor verzadigde grond $N_{kt} = 20$ aangehouden. Om de verzadigde sterkte uit de sondeerwaarden uit de onverzadigde zone te bepalen dient dan $N_{kt} = 60$ te worden toegepast. Uiteraard kan hier N_{kt} voor verzadigde grond zoals die binnen het project is afgeleid worden toegepast.

Opgemerkt wordt dat de N_{kt} -waarde voor een dergelijke situatie hoger is dan conventionele waarde. Zo wordt in de schematiseringshandleiding genoemd $N_{kt} = 60$. Dit houdt in dat de toegepaste sterkte van zone 3 hoger kan zijn dan de genoemde bovengrens van $s_u = 15$ kN/m² indien dit onderbouwd is, rekening houdend met onverzadigd grondgedrag en het verdwijnen van eventueel aanwezige zuigspanning tijdens maatgevende omstandigheden.

D.5.4 Sterkte in zone 2

Zone 2 is de zone die ten alle tijden boven de grondwaterstand is gelegen. In deze zone kan de verzadigingsgraad variëren en mogelijk aan de onderzijde ook volledig verzadigd raken. Ook voor deze zone geldt dat met de huidige kennis omtrent de sterkte van verzadigde grond de toekomstige sterkte onder maatgevende omstandigheden niet goed in te schatten valt. Voorgesteld wordt om de sterkte van zone 2 op dezelfde wijze te schematiseren als de sterkte in zone 3. De trend uit zone 4 en 3 wordt dan doorgetrokken tot bovenzijde van zone 2 met een maximale waarde van $\tau_{max} = 15$ kN/m². en niet hoger dan de waarde die aan de sterkte van het dijksmateriaal in zone 4 wordt toegekend. De waarde, $s_u = 15$ kN/m², is te beschouwen als een karakteristieke waarde.

Droog gesondeerd (tijdens MHW nat of droog)

$$s_{u,MHW} = \max \left(\max \left(\frac{q_{net}}{3 \cdot N_{kt}} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,MHW}}{\sigma'_{v,CPT}} \right)^{1-m}, S \cdot \sigma'_{v,MHW} \right), \min(s_{u,MHW,og}, 15) \right)$$

D.5.5 Sterkte in zone 1

Zone 1 is de toplaag, de uitgedroogde korst die door de hoge sondeerweerstand in de sondering makkelijk te herkennen is. Hoewel de sondeerweerstand in deze toplaag hoog kan zijn, kan de sterkte van deze laag door scheurvorming negatief worden beïnvloed. Tevens is op de kruin van een dijk een weg aanwezig. De fundering van deze weg zal bestaan uit niet cohesief materiaal, zoals zand of grind. De sterkte van deze niet-cohesieve lagen, indien aanwezig, dient met gedraineerde sterkte eigenschappen te worden toegepast; voorstel voor karakteristieke waarden $c_d = 0$ kPa en $\phi_d = 30^\circ$. Indien de toplaag uit cohesief materiaal bestaat wordt voorgesteld een minimale sterkte aan toe te kennen; $\tau_{max} = 5$ kPa.

De sterkte van de toplaag, zone 1, is een discussiepunt. Enerzijds is dit een harde laag waarin relatief hoge sondeerwaarden worden gevonden. Visuele inspectie laat zien dat dit een stevige laag is, er is enige kracht nodig om handmatig de klei in te drukken of te vervormen. Dit zijn indicatie van een relatief hoge waarde voor s_u -waarde. Anderzijds, kan de toplaag gescheurd zijn en de wrijvingsweerstand langs de scheur gering zijn. In dat geval

wordt de kleilaag gezien als een stapeling brokstukken, waarbij de brokstukken zelf weliswaar een hoge sterkte en stijfheid hebben, waarbij de wrijving tussen de brokken en daarmee van de hele kleilaag gering is.

Voorgesteld wordt om in die gevallen waar aanzienlijke scheurvorming kan worden uitgesloten de sterkte $\tau_{max} = 15$ kPa toe te passen. Voor die gevallen waar dit niet kan worden uitgesloten dient een lagere waarde, $\tau_{max} = 5$ kPa of $\phi'_{kar} = 30^\circ$ te worden toegepast. Figuur D.3 geeft een voorbeeld van dergelijke scheurvorming.

D.6 Meetwaarden van sterkte van klei als dijkmateriaal, onderbouwing grenswaarde $\tau_{max} = 15$ kPa

Om een indruk te krijgen van de realiteit van de gevonden sterkte parameters voor dijk materiaal is een literatuurstudie uitgevoerd naar gerapporteerde waarden voor de sterkte parameters en hun achtergrond, (POVM-2016a). Hierbij is specifiek gekeken naar de ongedraineerde sterkte van klei. Daarnaast is door Fugro ingenieursbureau een serie veldvinproeven uitgevoerd om in een recente dijkversterking, uitgevoerd in klei, de ongedraineerde sterkte te bepalen, Fugro (2015).

Uit deze rapportages volgt een grote range in gevonden waarden. Als praktische ondergrens wordt hier een waarde van $\tau_{max} = 15$ kPa gevonden. In de hierboven beschreven werkwijze is deze waarde gebruikt als een bovengrenswaarde voor de zone 2 en 3. In deze zones is de grootte van de ongedraineerde schuifsterkte, met de huidige kennis niet direct eenduidig uit sonderingen te herleiden. Om deze reden is voorgesteld voor deze zones $\tau_{max} = 15$ kPa toe te passen tenzij de sonderingen en / of de extrapolatie uit zone 4 aanleiding geeft een lagere waarde toe te passen.



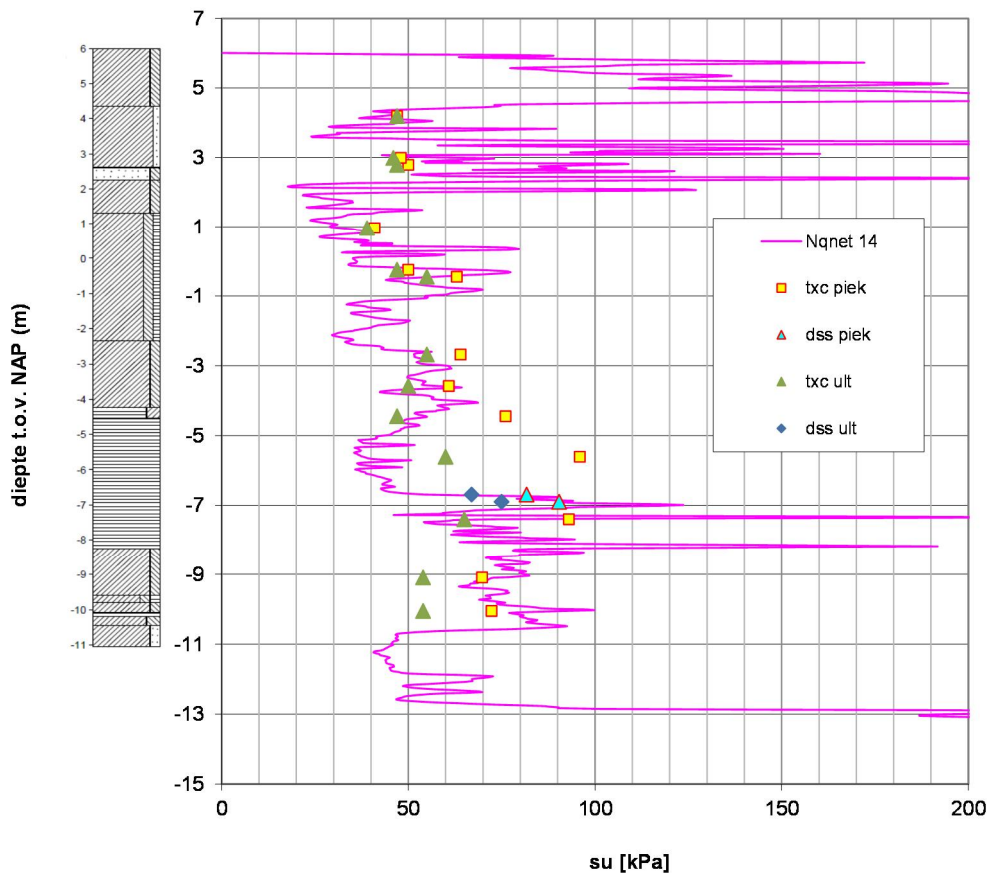
Figuur D.3 Voorbeeld gescheurd dijk materiaal na ontgraven. Waarschijnlijk is de scheurvorming ontstaan als gevolg van het ontgraven en uitdrogen

D.7 Onderbouwing extrapolatie sterkte uit verzadigde zone, zone 4, naar onverzadigde zone, zone 3 en 2

(tekst overgenomen uit Deltares memo 1210707-012-GEO-001 d.d 23 nov. 2015).

In van Duinen (2010) en (2012) is een aantal cases waarin zowel bezwijken van dijklichamen als het overleven van hoogwaterstanden nagerekend met CSSM en ongedraineerde sterkte

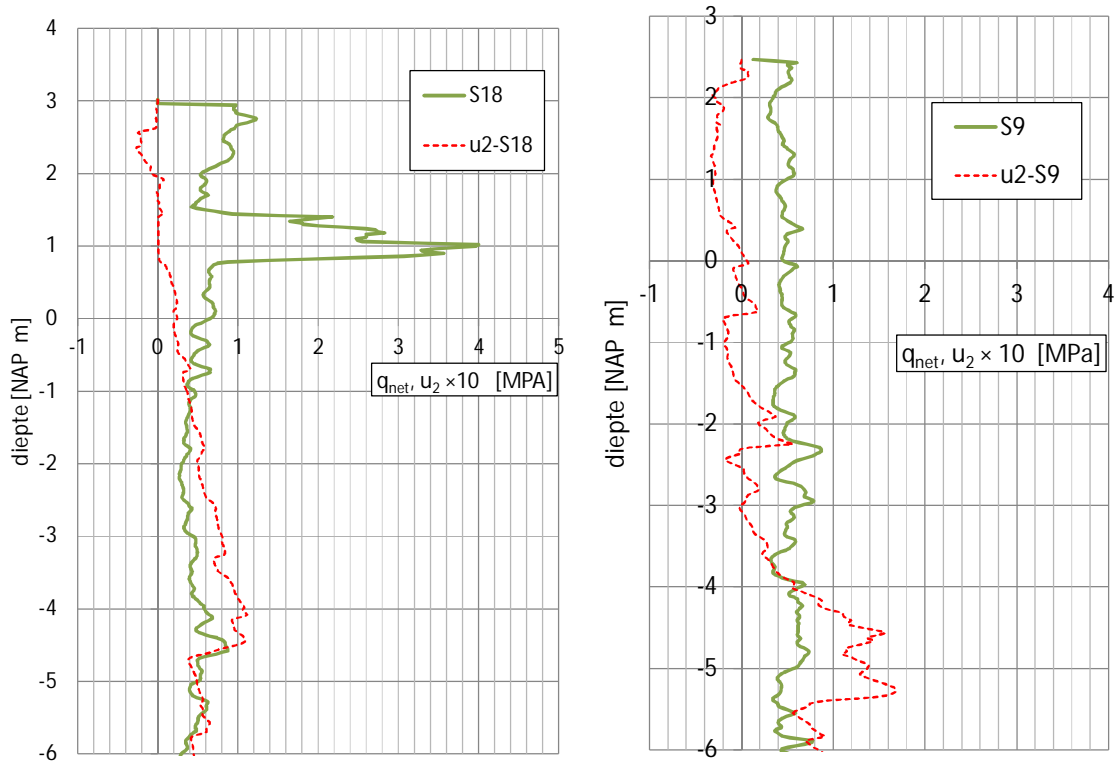
eigenschappen. Een van deze cases betrof de case Streefkerk. Figuur 5 toont een vergelijking tussen de s_u waarde bepaald aan de hand van de correlatie met s_u , $N_{kt} = 14$, en laboratoriumproefresultaten. Zowel onder als boven de grondwaterstand wordt in figuur 5 dezelfde waarde voor N_{kt} toegepast. Voor de kleilagen zijn de resultaten van de triaxiale compressie proeven, txc , voor zowel piek sterkte, $txc\ piek$, als de sterkte bij eind rek, $txc\ ult$, gegeven. Voor de veenlagen zijn de resultaten van de Direct Simple Shear proeven, $dss\ piek$ en $dss\ ult$, gegeven. Naast de sondering is in Figuur D.4 een boorstaat gegeven. De kruin van de boring ligt op circa NAP + 6,0 m. De onderzijde van het dijklichaam ligt op circa NAP - 4,5 m. De waterspanningsmeting, niet getoond in figuur 5 geeft aan dat op deze locatie de grondwaterstand in het dijklichaam op circa NAP + 2,0 m ligt.



Figuur D.4 Vergelijking s_u uit correlatie sondering met resultaten laboratoriumproeven

Figuur D.4 laat zien dat boven NAP + 2,0 m, in de onverzadigde zone, zeer hoge sterktes uit de correlaties met de sonderingen worden gevonden. Onduidelijk is of deze sterkte, bijvoorbeeld als gevolg van zuigspanning, daadwerkelijk in de onverzadigde zone aanwezig is of dat voor de sterkte in de onverzadigde zone een andere correlatie met sondeerweerstand moet worden opgesteld. De laboratoriumproeven op het materiaal uit de onverzadigde zone is conform conventionele proefprocedures beproefd. Dat houdt in dat het monster voor beproefing is verzadigd en dat daarmee de sterkte van onverzadigde grond niet is gemeten. Figuur D.4 laat zien dat de resultaten van de (conventionele) laboratoriumproeven op het verzadigde dijksmateriaal onder NAP + 2,0 m goed

overeenkomen met de resultaten van de proeven op dijksmateriaal boven de NAP + 2,0 m. Het sondeerbeeld laat wel een duidelijk verschil zien.



Figuur D.5 Sonderingen kruin Markermeerdijk, links Uitdam Zuidzijde, dijk 28 + 84, rechts Durgerdam dijk 28 + 148

In het project Dijken op Veen zijn op vier locaties sonderingen door de kruin van de Markermeerdijk uitgevoerd. Om na te gaan of ook bij de Markermeerdijken het effect van de onverzadigde zone zichtbaar is zijn de sonderingen van deze vier locaties, 11 sonderingen in totaal, nader beschouwd. Figuur D.5 toont twee karakteristieke sonderingen. De linkergrafiek toont een sondering uitgevoerd aan de zuidzijde van Uitdam. De dikke lijn geeft de gecorrigeerde sondeersweerstand q_{net} . De dunne lijn geeft de gemeten waterspanning weer. De gemeten waterspanning laat zien dat de grondwaterstand op circa NAP + 0,8 m is gelegen. Tussen NAP + 0,8 en +1,5 m worden hoge weerstanden gemeten, terwijl de boringen laten zien dat hier geen zandige lagen aanwezig zijn. De hoge sterkte kan worden verklaard met zuigspanningen die in de onverzadigde zone aanwezig zijn. Tussen NAP + 1,5 m en de kruin, NAP + 3,0 m wordt een vergelijkbare of iets hogere sterkte in het dijklichaam gevonden als het deel van het dijkmateriaal dat onder de grondwaterstand is gelegen.

De rechtergrafiek in figuur 6 geeft het sondeerbeeld ter plaatse van dijk 28 + 148, Noordzijde Durgerdam. De grondwaterstand is hier gelegen op NAP +1,17 m. Hier is geen invloed van een verzadigde zone op het sondeerbeeld zichtbaar. De gemeten weerstand onder en boven de grondwaterstand zijn gelijk. Het is voorsnog onduidelijk waarom op de ene locatie de invloed van de onverzadigde zone op het sondeerbeeld wel zichtbaar is en op de andere locatie niet. Dit heeft tot gevolg dat er niet op vertrouwd kan worden dat de extra sterkte als gevolg van de onverzadigde zone ook daadwerkelijk aanwezig is bij het optreden van ontwerp omstandigheden.

Het voorbeeld van Streefkerk laat zien dat de sterkte van initieel onverzadigd dijksmateriaal na verzadiging goed overeenkomt met de sterkte van het dijkmateriaal dat permanent onder

water is gelegen. Hieruit wordt geconcludeerd dat, indien onder en boven de grondwaterstand hetzelfde dijksmateriaal aanwezig is, het gerechtvaardigd is de sterkte onder de grondwaterstand te extrapoleren naar het materiaal in zone 2. Het voorbeeld van de Markermeerdijk laat zien dat niet zondermeer vertrouwd kan worden op de hogere sterkte als gevolg van zuigspanningen in het dijklichaam. Als gevolg van heterogeniteit kan deze langs het dijktraject fluctueren en soms wel en soms niet aanwezig zijn.

D.8 Sterkte nieuw dijksmateriaal

In het ontwerp van een dijkversterking dient ook de sterkte van het toekomstige, nog te bouwen, dijk bekend te zijn. In een voorontwerp kan worden uitgegaan van $\tau_{max} = 15$ kPa, zoals dat in de bovengenoemde literatuurstudie als minimumwaarde is gevonden. Indien in een later stadium bekend is welke klei zal worden toegepast bij de aanleg van de dijk kan een hogere waarde worden toegepast, mits dit goed is onderbouwd. De onderbouwing kan volgen uit laboratoriumonderzoek op het toe te passen klei. Ook dient bij de uitvoering te worden aangetoond dat de sterkte die in het ontwerp is aangenomen wordt gehaald.

D.9 Trekscheuren in het dijklichaam

Het rapport (POVM-2016b) gaat na in hoeverre zich trekscheuren in dijklichamen kunnen ontwikkelen. Op basis van EEM analyses is geconcludeerd dat deze niet als gevolg van het optreden van hoog water voor kunnen doen. Het ligt daarmee niet voor de hand dat trekscheuren aan de kruin een inleidend mechanisme voor het optreden van een afschuiving als gevolg van het optreden van maatgevende waterstanden kunnen zijn.

Wel kunnen tijdens of direct na de uitvoering van de dijkversterkingen trekscheuren optreden. Bijvoorbeeld wanneer de versterking meer zakt dan het oude dijklichaam, zie Figuur D.6. Bij de hier beschreven schematisering van de sterkte van het dijklichaam wordt aangenomen dat eventuele trekscheuren die tijdens de uitvoering ontstaan worden gerepareerd. Uitgangspunt is dat tijdens maatgevende omstandigheden geen trekscheuren in het dijklichaam aanwezig is. Om die reden wordt bij de schematisering van de sterkte van een dijklichaam bestaande uit klei ten behoeve van de stabiliteit tijdens maatgevende waterstanden geen rekening gehouden met de aanwezigheid van trekscheuren.



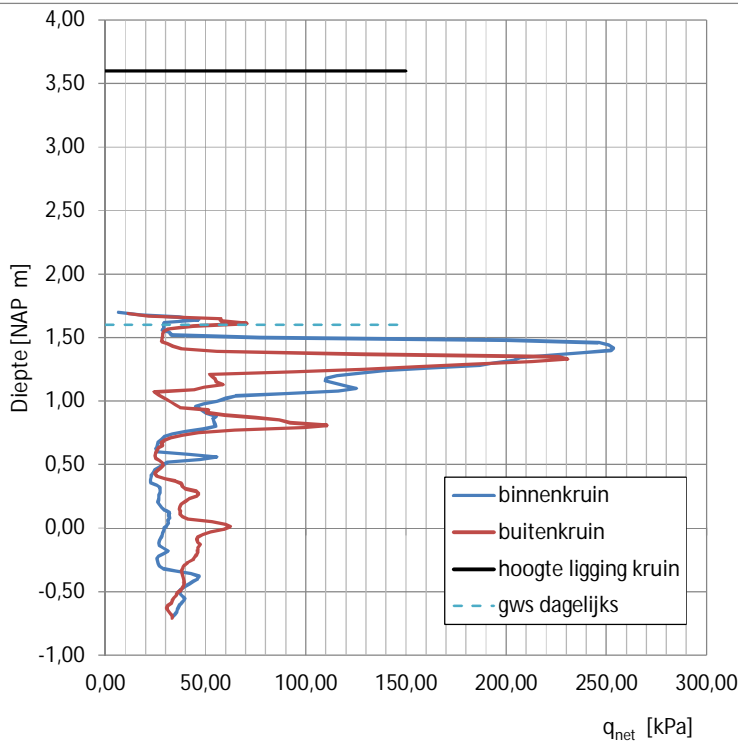
Figuur D.6 Lengtescheur in dijklichaam links, nabij Culemborg na uitvoering dijkversterking Hagestein – Opheusden bestaande uit een stabiliteitsberm aan beide zijden van de dijk, foto augustus 2017, circa 1 à 2 jaar na uitvoering dijkversterking. Rechts in het traject Kinderdijk – Schoonhovenseveer, foto september 2017

D.10 Rekenvoorbeeld

Om een indruk te krijgen van de consequenties van de gemaakte keuzen is voor bestaand profiel de sterkte van het dijksmateriaal op verschillende wijzen bepaald. Gekozen is voor het profiel 40.5 + 60 van de Hollandse IJsseldijk, oostzijde. Dit is profiel 5 uit het POVM onderzoek actuele sterkte. De gegevens van dit profiel zijn beschreven in rapport POVM-2017.

Figuur D.7 toont de twee sonderingen die door het dijksmateriaal zijn uitgevoerd, een ter plaatse van de buitenkruinlijn, BUKR en een ter plaatse van de binnenkruinlijn, BIKR. Voor dit profiel is de kruinlijn gelegen op NAP + 3,60 m. Uit POVM-2017, § 2.2.4.1, volgt dat de dagelijkse grondwaterstand ter plaatse van de buitenkruinlijn is gelegen op NAP + 1,60 m. Tijdens maatgevend omstandigheden stijgt de grondwaterstand tot NAP + 2,60 m.

Opvallend zijn de hoge sondeerweerstand die tussen NAP 1,50 en 1,00 m worden gevonden. Conform de schematiseringen uit POVM 2017 is het materiaal tussen NAP +1,50 en +1,00 geschematiseerd als klei, hetzelfde klei als onder NAP +1,00 m wordt gevonden. Voor beide sonderingen is voorgegraven tot NAP + 1,70 m. Het materiaal waarin is voorgegraven is omschreven als puin. Figuur 8 geeft de gecorrigeerde conusweerstand q_{net} .

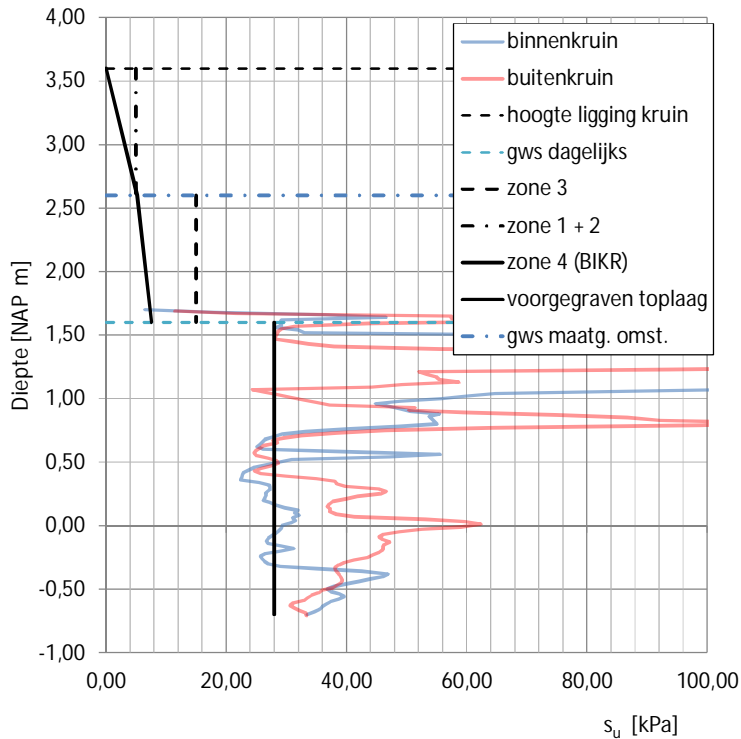


Figuur D.7 sondering ter plaatse van binnen-, en buitenkruinlijn voor profiel 40.5 + 60 m

In het POVM project *Actuele sterkte* is op basis van de beschikbare data een N_{kt} waarde afgeleid; $N_{kt} = 17,45$. Het toepassen van deze waarde op de sonderingen geeft een indruk van de ongedraineerde schuifsterkte s_u in het niet-voorgegraven deel.

Figuur D.8 toont de schematering van de sterkte zoals die in deze bijlage is besproken. De sterkte in zone 4 is bepaald aan de hand van de sondering aan de binnenkruinlijn over de diepte NAP + 0,50 tot -0,50 m, $s_u = 28$ kPa. Omdat is voorgegraven tot de grondwaterstand zijn er geen sondeergegevens van de zones 1, 2 en 3. De sterkte van de puinlaag, de voorgegraven zone, is schematiseerd met $c' = 0$, $\varphi' = 30^\circ$. Bij gebruik van de gedraineerde sterkte eigenschappen wordt de gemobiliseerde schuifweerstand bepaald door de normaal spanning op het glijvlak. Om deze te kunnen bepalen dient de hoek α tussen het glijvlak en de verticaal bekend te zijn. De data in figuur 9 volgen uit de aanname dat gemiddeld in het dijklichaam geldt $\alpha = 60^\circ$. Om een indruk te krijgen van de mogelijke sterkte in zone 2, 3 en 4, is voor het geval dat de kruin van de dijk volledig uit klei zou bestaan de sterkte van deze zones gestippeld weergegeven. Hiervoor is voor de topkleilaag, zone 1, 1 m dik aangehouden. Toevalligerwijze valt de dikte van de topkleilaag samen met de ligging van de grondwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden. Dit heeft tot gevolg dat voor deze situatie er geen zone 2 is.

11201406-002-GEO-0003, 19 januari 2018, concept, versie 1.0



Figuur D.8 Schematisering van de sterkte van het dijklichaam

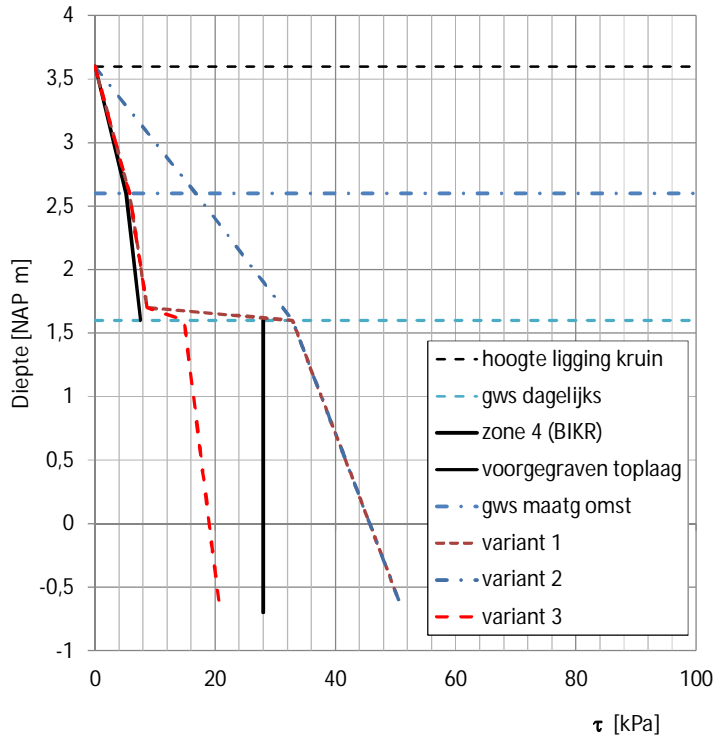
In het actuele sterkte onderzoek is op basis van laboratoriumonderzoek zowel de gedraineerde als de ongedraineerde sterkte eigenschappen van het dijksmateriaal bepaald.

Tabel D.1 Verwachtingswaarden van de eigenschappen antropogeen materiaal. * = in het midden van de laag voor dagelijkse omstandigheden, conform POVM-actuele sterkte rapport, POVM (2017) bijlage F, figuur F.4.

	γ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [kN/m ²]	S [-]	m [-]	OCR*
zand	18/20	-	32,5	-	-	-
klei	18,40	6,3	31,3	0,32	0,918	3,2

Figuur D.9 geeft een vergelijking tussen de schematisering van de sterkte van het dijksmateriaal uit Figuur D.8 met de sterktes die volgen uit Tabel D.1. Hierbij zijn drie varianten uitgewerkt:

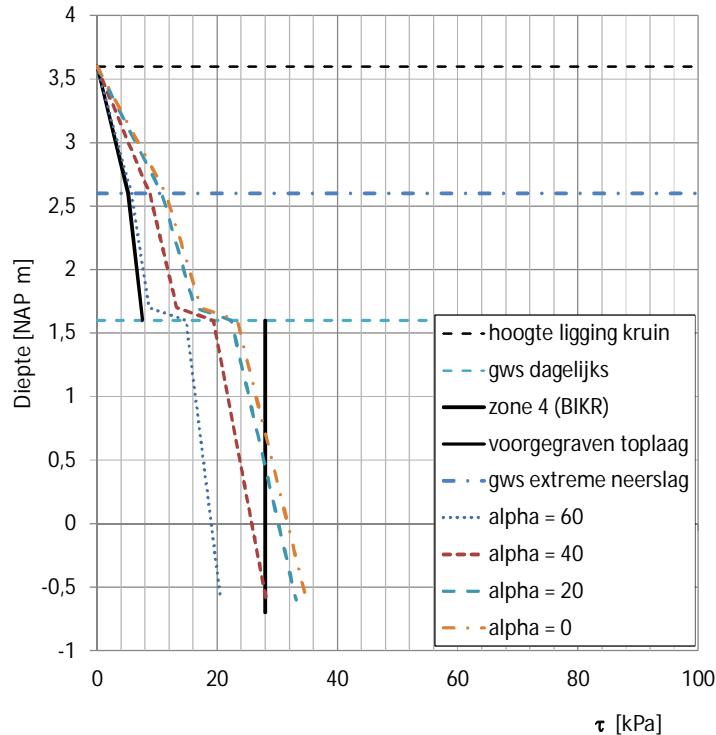
- variant 1; de sterkte van het voorgegraven puin is geschematiseerd met de gedraineerde parameter conform *zand* uit Tabel D.1. en klei aan de hand van de ongedraineerde sterkte eigenschappen uit Tabel D.1.
- variant 2; de sterkte het voorgegraven puin is geschematiseerd met de gedraineerde parameter conform *zand* uit Tabel D.1. en klei aan de hand van de gedraineerde sterkte eigenschappen uit Tabel D.1.
- variant 3; de sterkte is geschematiseerd voor de situatie dat de gehele dijk uit klei zou bestaan op basis van de gedraineerde sterkte parameters uit Tabel D.1.



Figuur D.9 Vergelijking schematisering van de sterkte van het dijksmateriaal met sterkte parameters conform tabel 1.

Opvallend is dat de sterkte conform tabel 1 in zone 4 hoger is dan de sterkte die uit de sonderingen voor zone 4 volgen. Indien de sterkte uit de sondering ter plaatse van de buitenkruinlijn zou zijn bepaald zouden beide sterktes dicht bij elkaar hebben gelegen. In Figuur D.9 is bij de bepaling van de sterkte gebaseerd op de gedraineerde sterkte eigenschappen er wederom vanuit gegaan dat het glijvlak in het dijkmateriaal een hellingshoek van 60° heeft. Om en indruk te geven wat de invloed van de hellingshoek is, is in Figuur D.10 voor variant 2 gevarieerd met de hellingshoek α . Opgemerkt wordt dat in de stabiliteitsberekeningen die in POVM 2017 voor dit dwarsprofiel zijn uitgevoerd α in het dijksmateriaal varieerde van 63° aan de kruin tot 33° aan de onderzijde van het dijksmateriaal. Figuur D.10 laat zien dat de gedraineerde sterkte toeneemt voor lagere waarden van α .

Het voorbeeld laat zien dat in dit specifieke geval er een aanzienlijk verschil in sterkte in zone 4 wordt gevonden voor de verschillende werkwijzen voor het bepalen van de sterkte. De sterkte gebaseerd op gedraineerde eigenschappen geeft in dit geval de laagste waarden. Door de grote verschillen in zone 4 worden er ook grote verschillen gevonden in zone 3 en 2 bij het extrapoleren vanuit zone 4.



Figuur D.10 Invloed van α op de berekende gedraineerde sterkte.

D.11 Alternatieve wijze van schematisering.

In de beschrijving van de zones in § D.5 en de schematisering van de sterkte in deze zones is zoveel mogelijk de uitkomst aangehouden van de discussie die binnen het POVM rekencluster is gevoerd op 3 oktober 2017. In de daarop volgende periode bleek dat de discussie niet was afgerond en dat niet alle vragen beantwoord waren. De discussie concentreerde zich om de volgende punten:

- De keuze van $\tau_{max} = 15$ kPa als onder- respectievelijk bovengrens is matig onderbouwd, met als gevolg de vraag of deze waarde wel voldoende veilig is.
- Gaandeweg komen voorbeelden van scheuren in dijklichamen naar voren. Dit zijn over het algemeen scheuren die tijdens het uitvoeren van de dijkversterking zijn opgetreden. Onduidelijk is in hoeverre scheuren worden of kunnen worden gerepareerd.
- Van de toplaag is bekend dat deze enige mate van structuurvorming heeft ondergaan. Hierdoor kan de toplaag gezien worden als een stapeling van brokken. De afzonderlijke brokken kunnen een hoge sterkte hebben, echter de sterkte van de stapeling zal mogelijk beter worden gemodelleerd als een wrijvingsmateriaal, dus φ' als sterkte parameter.
- Onduidelijk is in hoeverre de laag die boven de grondwaterstand is gelegen dusdanig gestructureerd is dat deze gedraineerd zal reageren tijdens maatgevende omstandigheden.

Deze bovenstaande vier punten geven aan dat de werkwijze die in de voorgaande paragrafen is geschetst mogelijk te optimistisch is. Hier staat tegenover dat het gunstig effect van zuigspanningen en de hoge sondeerwaarden in zone 1 en 2, in de voorgaande paragrafen niet in rekening worden gebracht. Op dit moment kunnen niet alle vragen omtrent de sterkte van het dijksmateriaal beantwoord worden. Verwacht mag worden dat uit het lange termijn

onderzoek, zoals aangegeven in § D.3, een goed onderbouwde werkwijze voor het schematiseren van het dijksmateriaal zal volgen. Tot die tijd zal op basis van de huidige kennis en ervaring een schematiseringswijze worden gevolgd dat voldoende robuust is, maar niet over-conservatief.

Op basis van de in deze bijlage beschreven overwegingen kan ook een alternatieve werkwijze worden vastgesteld. In deze alternatieve werkwijze wordt de sterkte in zone 1 en 2, de zones die te allen tijde niet volledig verzadigd, zijn gemodelleerd met de gedraineerde sterkte parameters c' en φ' . De zones 3 en 4, de zones onder de grondwaterstand tijdens maatgevende omstandigheden, worden met ongedraineerde sterkte eigenschappen indien deze zones uit slecht doorlatend materiaal zijn opgebouwd. Indien in de zones 3 en 4 zandige lagen aanwezig zijn, wordt de sterkte van deze lagen eveneens met de gedraineerde eigenschappen gemodelleerd.

De ongedraineerde sterkte eigenschappen voor zone 4 kunnen conform § D.5 in overeenstemming met de WBI methode voor sterkte bepaling van de lagen in de ondergrond worden vastgesteld. De sterkte eigenschappen voor zone 3 dienen met zorg te worden vastgesteld. Deze wordt primair bepaald door extrapolatie vanuit zone 4. Hierbij dient echter wel, op basis van geotechnisch inzicht, de redelijkheid van de ge-extrapolerde waarde te worden ingeschat.

D.12 Referenties

van den Berg F.P.W., van Duinen T.A., Rozing A.P.C. (2014) Schematiseringshandleiding Macro stabiliteit, versie A *Deltares rapportnr 1209434-010-GEO-0001*

Van Duinen T. A. (2010) SBW werkelijke sterkte van dijken – validatie WS15. Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties Deltares rapport 1202121-003-GEO-0002 versie 1

Van Duinen T. A. (2012) Back analysis of dikes that withstand a high water level, Deltares memo 1206015-000-GEO-0003

van Duinen, T.A. (2014) Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters, WTI 2017 rapport Toetsregels stabiliteit *Deltares rapport nr 1209434-003-GEO-0002*

Fugro (2015) Versterking Markermeerdijk Hoorn – Amsterdam; achtergrondrapport grondparameters dijken op veen Fugro Geoservices b.v. rapport nr 1214-0007-0040.R07v4

Van Geel B., Hallewas D.P., Pals J.P. (1982/1983) A late holocene deposit under the Westfriese zeedijk near Enkhuizen (prov. of Noord Holland, The Netherlands): Palaeoecological and archaeological aspects *Review of Palaeobotany and Palynology* no 38 p 296-335

POVM-2016a, POVM ongedraineerde sterkte analyse, Ontwerpaspecten; Sterkte dijkmateriaal, Wichman B.G.H.M., rapportnummer 1220505-002-GEO-008, sept 2016

POVM-2016b, POVM Ongedraineerd rekenen, Ondersteuning referentieprojecten; invloed TCO bij stabiliteitsberekeningen C. Zwanenburg, rapportnummer 1220505-002-GEO-0004, juni 2016

POVM-2017, POVM beter benutten actuele sterkte, activiteit 4- Toepassen betere schematisering en een beter berekeningsmodel EEM, Föster U., Post M, Zwanenburg C., Rozing A., rapportnummer 1120518-004-003 datum: 20 april 2017

E Partiële factoren langconstructies

16-1-2018, Helle Larsen, concept 1

E.1 Inleiding

E.1.1 Algemeen

Hoofdstuk 2 van het voorliggende rapport schetst een uniforme veiligheidsfilosofie voor stabiliteitsverhogende langconstructies. Daarin wordt toepassing voorzien van standaard 'belastingeffect-factoren'. Deze factoren werken op krachten en momenten. Ze moeten er voor zorgen dat de vereiste doelbetrouwbaarheid voor constructieve integriteit ook wordt behaald, indien partiële factoren op grondsterkte worden toegepast die voor stabiliteitscontrole zijn afgeleid.

In § E.2 wordt eerst ingegaan op de achtergronden van de 'belastingeffect-factoren' voor de verankerde damwand in de CUR166 en op de toepasbaarheid van deze factoren voor de verschillende typen langconstructies die zullen worden behandeld in de Technische Richtlijn Stabiliteitsverhogende Langconstructies. In het vervolg zal deze richtlijn TR-Langconstructies worden genoemd. In § E.3 wordt vervolgens een voorstel gedaan voor de invulling van deze factoren. In laatstgenoemde paragraaf wordt bovendien ingegaan op de materiaalfactoren, zoals volgens de normen toe te passen op de representatieve sterkte van constructiematerialen.

E.1.2 Te behandelen technieken

De in TR-Langconstructies te behandelen constructieve elementen zijn in principe in te delen in twee groepen, namelijk:

- 1 Wanden die de functie als zelfstandige waterkering dragen
- 2 Wanden die een stabiliteitsfunctie hebben.
 - a. Doorgaande wandtechnieken
 - b. Discontinue wandtechnieken
 - c. Singuliere elementen.

Ad 1. Wanden die functioneren als zelfstandige waterkering, dragen naast de zorg voor hoogte en doorlatendheid, ook zorg voor een stabiele waterkering die voldoet aan de eisen voor macro-instabiliteit. Zelfstandige waterkeringen zijn doorgaande wandtechnieken waar de onderlinge elementen aansluitend zijn geplaatst en in zekere mate met elkaar zijn verbonden, waardoor er onderlinge herverdeling kan plaatsvinden tussen de elementen. Zelfstandige waterkeringen zijn diepwanden, kistdammen en combiwanden.

Ad 2. Wanden die een stabiliteitsfunctie hebben zorgen samen met de grond voor een stabiele waterkering.

Ad 2a. Bij doorgaande wandtechnieken kan, net zoals bij de zelfstandige waterkering, onderlinge herverdeling kan plaatsvinden tussen in zekere mate doorverbonden elementen. Doorgaande wandtechnieken die als stabiliteitsschermen kunnen worden toegepast zijn diepwanden, kistdammen, combiwanden en damwanden.

Ad 2b. Discontinue wandtechnieken zijn wandtechnieken met openingen tussen de onderlinge elementen. Door openingen te maken in deze wanden wordt een nieuw faalmechanisme geïnitieerd doordat de grond kan vervormen/stromen door de openingen in de wand. Door de openingen tussen de onderlinge elementen te beperken en de herverdeling tussen de onderlinge elementen te bewerkstelligen door middel van een doorgaande gording, werken deze technieken nog steeds als een wand. De discontinue wandtechnieken kunnen worden gevormd door de onder ad a. genoemde wandtechnieken te voorzien van openingen tussen de onderlinge constructieve wandelementen.

Opgemerkt wordt dat het bij een zelfstandige waterkering niet toelaatbaar is om openingen te realiseren tussen de constructieve elementen als deze openingen een negatieve invloed kunnen hebben op de zelfstandige waterkerende functie van de betreffende wand.

Ad 2c. Singuliere elementen zijn constructieve elementen die zelfstandig hun werk moeten kunnen vervullen wegens de geringere mogelijkheden voor herverdeling in het systeem. Het uitvallen van een singulier element kan invloed hebben op het functioneren van de langsconstructie als geheel. Door de afstanden tussen de singuliere elementen te beperken, zal het gedrag van de dijk naar verwachting vergelijkbaar zijn met het gedrag van de doorgaande en discontinue wanden.

In de TR-Langsconstructies zullen de volgende langsconstructies worden behandeld:

- Diepwanden en baretewanden
- Kistdammen
- Combiwanden
- Wanden bestaande uit los van elkaar staande (on)verankerde boorpalen
- (On)Verankerde Damwanden
- Korte wand technieken
- Dijkdeuvels
- Erosieschermen
- Mixed in place

Bij de behandeling van de techniek Mixed in Place zal er van worden uitgegaan dat er bij het mixen sprake is van het maken van overgeconsolideerde klei zoals behandeld in CUR219 en dat er daarbij eerder sprake zal zijn van grondgedrag dan van constructieve elementen met het optreden van buiging in de gerealiseerde kolommen. De nieuwe variant soilmixwanden, zoals deze momenteel wordt toegepast bij de dijkversterking Vijg bij Gouda, waar ook stalen elementen in het gemixte materiaal worden toegevoegd, zal niet in de TR-Langsconstructies worden behandeld. De techniek Mixed in Place zal verder niet worden behandeld in deze bijlage.

E.2 Toepasbaarheid van de CUR166 belastingeffect-factoren

E.2.1 Aanpak CUR166

In de CUR aanpak voor damwandconstructies zijn voor één configuratie (de enkelvoudig verankerde damwand) 'belastingeffect-factoren' afgeleid, in CUR-166 sluitfactoren genoemd. Voor deze configuratie werd de faalkans voor de drie belangrijkste faalmechanismen (passief bezwijken, bezwijken damwand, bezwijken verankering) gelijk gesteld. De factoren werden op basis van probabilistische berekeningen (met het verenmodel M-sheet) vastgesteld, waarbij de uitgangssom "passief bezwijken" was en voor de andere twee mechanismen belastingeffect-factoren werden vastgesteld om bij een berekening met de, in de uitgangssom gevonden materiaal factoren de juiste faalkans te halen. Voor het buigend moment in de

wand en voor de ankerkracht zijn de belastingeffect-factoren, ook wel sluitfactoren genoemd, resp. 1,0 en 1,1. Daarnaast werd voor de ankerstaaf een afwijkende belastingeffect-factor (in versie 6 is dit een factor 1,25) aangehouden vanuit de overweging dat bij bezwijken van een anker bij voorkeur eerst het grondmechanisch draagvermogen (de houdkracht van het groutlichaam) wordt overschreden en niet de sterkte van de ankerstaaf, waardoor het anker niet abrupt bezwijkt. De genoemde belastingeffect-factoren moeten op de rekenwaarden van de belasting worden gezet, voordat deze worden getoetst aan de rekenwaarde van de sterkte van het betreffende materiaal. Door middel van het toepassen van de belastingeffect-factoren wordt een gelijke doelbetrouwbaarheid bereikt op zowel het falen van constructieve elementen als op geotechnische stabiliteit.

E.2.2 Toepasbaarheid voor doorgaande (dam)wandconstructies

E.2.2.1 Verankerde wanden

Overwegingen om deze aanpak ook voor (langs)constructies in dijken toe te passen.

1. Bij bezwijken van een verankerde damwandconstructie in dijken treden in principe dezelfde drie bezwijkmechanismen op als hierboven genoemd bij damwandconstructies.
2. De belasting op de (damwand)constructie in dijken wordt net als bij bouwputten geleverd door de grond. Het (maatgevende)hoogwater bij dijken levert voornamelijk indirect een deel van de belasting en met name reductie van de sterkte door verhoging van de waterspanningen.
3. De snedekrachten worden ook in de dijken vastgesteld bij de rekenwaarden van de sterkte van de grond.
4. De CUR-166 aanpak is reeds jaren lang bij damwandconstructies voor bouwputten in gebruik en heeft in praktijk bewezen goed te voldoen.

Andere bezwijkmechanismen zoals diepe glijvlakken worden in CUR166 niet in de faalkansruimte van de (damwand)constructie meegenomen, maar apart verdisconteerd. Dit gebeurt in principe ook voor langsconstructies, door te splitsen op het falen van constructieve elementen en geotechnische stabiliteit.

E.2.2.2 Onverankerde wanden

De in § 2.2.1 genoemde overwegingen gelden expliciet voor doorgaande verankerde damwandconstructies. Voor afwijkende constructies, zoals vrijstaande wanden, kan worden overwogen om de factoren van de CUR ook toe te passen, ondanks dat de factoren niet expliciet zijn vastgesteld voor deze configuratie. Er is in principe geen reden om andere belastingeffect-factoren toe te passen voor doorgaande onverankerde wanden. Dit betekent feitelijk dat de factoren uit CUR ook verantwoord lijken voor een doorgaande langsconstructies als de diepwand, combiwand of kistdam.

In de uitwerking van de veiligheidsbeschouwing wordt geen onderscheid gemaakt tussen wanden die een zelfstandige waterkerende functie hebben en wanden die alleen een stabiliteitsfunctie hebben. Een diepwand kan een direct waterkerende functie invullen (dan zorgt de diepwand, naast de stabiliteitsfunctie ook zelfstandig voor zowel hoogte als stabiliteit). De vraag is of dit zou moeten leiden tot zwaardere eisen. In deze bijlage wordt hier niet van uitgegaan.

Zelfstandige waterkeringen kunnen ook een dubbele functie krijgen (kerend buitenwaarts en binnenwaarts); dit wordt als zodanig meegenomen in de ontwerpdimensionering. De doelbetrouwbaarheid per doorsnede is minder streng voor buitenwaartse stabiliteit en de extreme belastingsgevallen zijn anders, maar de ontwerpaanpak is vergelijkbaar.

Bij vervangende waterkeringen als b.v. erosieschermen, die pas in werking treden bij bezwijken van onderdelen van de dijk, wordt uitgegaan van dezelfde veiligheidsbeschouwing als voor andere langsconstructies die een stabiliteitsfunctie moeten invullen. Feitelijk wordt daarmee niet meer gebruik gemaakt van de definities van type I, II en III keringen conform [Leidraad Kunstwerken 2003].

E.2.3 Toepasbaarheid voor andere configuraties

E.2.3.1 Inleiding

Onderstaand zal nader worden ingegaan op de toepassing van de belastingeffect-factoren uit CUR166 voor wandtechnieken met discontinuïteiten, evenals toepassing voor de zogenaamde “singuliere elementen” die in TR-Langconstructies zullen worden behandeld.

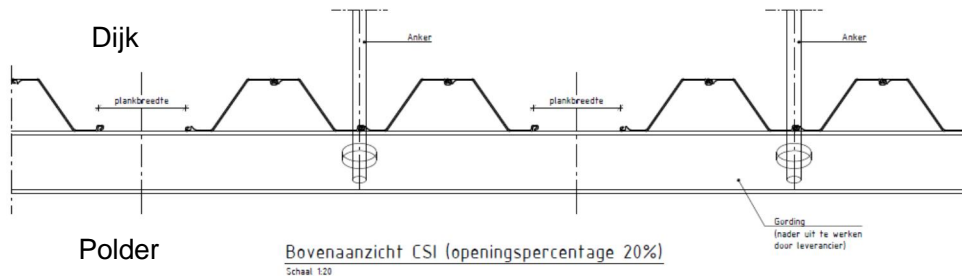
Duidelijk is dat er bij het toepassen van de belastingeffect-factoren uit CUR166 voor discontinue wanden, en nog sterker voor technieken met singuliere elementen, steeds meer onzekerheden kleven in het halen van de vereiste doelbetrouwbaarheid, die geldt voor het falen van de constructieve elementen. Daardoor worden er bij het beschouwen van de verschillende technieken ook andere onzekerheden meegenomen in de belastingeffect-factoren, zoals de factor die, bij niet doorgaande wanden c.q. singuliere elementen, het 3D effect in rekening brengt bij een ontwerp op basis van een 2D-analyse, uitvoeringsonzekerheden die van toepassing zijn bij de realisatie van de betreffende technieken (eventuele afwijkingen ten opzichte van het definitief ontwerp) en eventueel het gewenste faalgedrag van de betreffende langsconstructie.

Bij de wandtechnieken met discontinuïteiten en nog sterker bij de singuliere elementen wordt er een nieuw faalmechanisme geïnitieerd omdat de grond kan ‘ervormen/stromen’ tussen de openingen in de wandelementen of rondom de singuliere elementen. Om er voor te zorgen dat de doelbetrouwbaarheid voor het faalmechanisme ‘ervormen/stromen van de grond door de opening’ voldoende veilig wordt ingevuld dient een belastingeffect-factor te worden toegepast op de berekende korrelspanning loodrecht op de wand aan de actieve zijde. Dit wordt nader ingevuld in hoofdstuk 3.

Los van bovenstaande belastingeffect-factoren dienen voor de bepaling van de materiaalsterkte nog materiaalfactoren te worden toegepast op de representatieve sterkte van de materialen, zoals bij voorbeeld beton en staal. Deze factoren zijn vastgesteld in de materiaalnormen en staan los van CUR 166. Deze aspecten zullen nader worden ingevuld voor de verschillende technieken in § E.3.

E.2.3.2 Discontinue wandtechnieken

Bij discontinue damwanden worden o.a. secties van damwandplanken met een bepaalde afstand tussen de onderlinge secties geplaatst, zie Figuur E.1.



Figuur E.1 Illustratie verankerde discontinue wand met damwandsecties en een doorgaande gording

Bij deze discontinue damwanden wordt een extra faalmechanisme geïnitieerd, namelijk het zogenaamd ‘vervormen/stromen’ van de grond in de opening. In dat geval is er sprake van grondbreuk. Het ontstaan van dit faalmechanisme kan er toe leiden dat de randplanken van een stalen damwand, die niet gesteund worden, kunnen gaan draaien/torderen onder de belasting. Als de openingen in de wanden te breed zijn kan het stromen van de grond leiden tot het steeds meer torderen van de randplanken, waardoor de randplanken steeds meer zullen verzwakken. Dit kan uiteindelijk leiden tot het falen van de constructief versterkte dijk. Beide aspecten dienen te worden beschouwd bij de uitwerking van het constructieve ontwerp. Dit wordt als volgt benaderd:

- De breedte van de openingen in de wanden dienen zodanig beperkt te worden dat er geen grond tussen de elementen door kan stromen.
- Door toepassing van een reductiefactor op de sterkte van de wand wordt het sterkteverlies door het torderen van de randplanken gecompenseerd.

Er wordt in de nadere uitwerking onderscheid gemaakt in verankerde en onverankerde damwanden.

E.2.3.3 Verankerde discontinue damwanden

Bij de verankerde discontinue damwand zijn de volgende faalcomponenten en de daarbij veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent van toepassing:

<p>Falen wand-element: ($\omega = 0,33$)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei damwandstaal - Draaien/torderen randplank naast de openingen 	<p>Falen anker-element: ($\omega = 0,33$)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei/breuk ankerstaaf - Vloei staal gording, ankerstoel of onderdelen - Grondmechanisch bezwijken houdkracht 	<p>Falen door geotechnisch bezwijken: ($\omega = 0,33$).</p> <ul style="list-style-type: none"> - Talud-instabiliteit - Overall-instabiliteit - Passief bezwijken - ‘grondbreuk’ door vervorming/stroming van grond tussen de openingen in de wand
---	--	---

Figuur E.2 Faalcomponenten met veronderstelde faalkansruimte (ω) voor de verankerde discontinue wand

Door eisen te stellen aan de maximale breedte van de openingen in de discontinue verankerde wanden kan het extra faalmechanisme 'falen door vervorming/stroming van grond' vrijwel worden uitgesloten en kunnen de belastingeffect-factoren via CUR166 worden toegepast. Wel worden een aantal aanbevelingen gedaan, o.a.:

- Eisen te stellen aan de maximale breedte van de openingen tussen de onderlinge damwandsecties
- eisen te stellen aan de positionering van de damwandsecties en de doorgaande gording in de dwarsdoorsnede. Dit wordt nader behandeld in § E.3
- het weerstandsmoment van de damwand met een factor te reduceren i.v.m. onzekerheid beïnvloeding draaien/torderen van de randplanken
- eisen te stellen aan het minimale aantal planken dat in het slot worden geplaatst in de onderlinge damwandsecties
- te eisen dat er een doorgaande gording wordt toegepast t.b.v. herverdeling in het systeem en t.b.v. het voorkomen van het uitwijken van de flenzen in het bovendee van de damwand.

Aanvullende eisen ontwerp gording conform CUR166, § 4.9.11 van CUR166, deel 2 in verband met de openingen in de damwand. Het uitgangspunt is hierbij dat de gordingen in staat dienen te zijn om zakkingsverschillen tussen de damwandsecties op te nemen. Deze situatie doet zich voor:

- tijdens het testen van het anker d.m.v. controleproeven/geschiktheidsproeven;
- bij ankeruitval.

De gording wordt hierbij (ook) verticaal, dus in de zwakke richting belast. De totale constructie, de damwand inclusief gording en verbindingen, dient in staat te zijn om bij alle belastinggevallen de combinatie van horizontale en verticale krachten op te nemen. Dit zal nader worden uitgewerkt in TR-Langsconstructies.

E.2.3.4 Onverankerde discontinue damwanden

Bij de onverankerde damwand zijn de volgende faalcomponenten en de daarbij veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent ingevuld voor toepassing bij een discontinue wand, uitgaande van een doorgaande gording.

<p>Falen wandelement ($\omega=0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei damwandstaal - Vloei staal gording of onderdelen - Draaien/torderen randplanken naast openingen 	<p>Falen door geotechnisch bezwijken ($\omega=0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Talud-instabiliteit - Overall-instabiliteit - Passief bezwijken - 'grondbreuk' door vervorming/stroming van grond tussen de openingen in de wand
--	--

Figuur E.3 Faalcomponenten en veronderstelde faalkansruimte (ω) per faalcomponent van de onverankerde discontinue damwand voorzien van een doorgaande gording

Bij onverankerde discontinue wanden kan de invloed van de openingen in de wand groter zijn als er geen doorgaande gording wordt toegepast omdat de invloed van het draaien/torderen van de randplanken naast de openingen groter zal zijn (de bovenkant zit dan niet vormvast aan de gording waardoor de plank slapper zal reageren op torsie). Dit betekent dat er in dat

geval een grotere reductie op het weerstandsmoment noodzakelijk zal zijn. Dit effect is voor de onverankerde damwand nog niet onderzocht.

Om het effect van het draaien/torderen te kunnen beperken is een doorgaande gording vereist. In dat geval kan de reductiefactor op het weerstandsmoment van de damwand worden beperkt tot die van de verankerde discontinue damwand. Daarnaast dient het faalmechanisme grondbreuk, door stroming van grond tussen de openingen, te worden voorkomen door eisen te stellen aan de maximale breedte van de opening.

Dit betekent dat de belastingeffect-factoren via CUR166 kunnen worden toegepast uitgaande van de volgende aanbevelingen:

- Eisen te stellen aan de maximale breedte van de openingen tussen de (dam)wandsecties
- Eisen te stellen aan de positionering van de damwandsecties en de doorgaande gording
- Te eisen dat een doorgaande gording wordt toegepast t.b.v. herverdeling in het systeem.
- Het weerstandsmoment van de damwand met een factor te reduceren i.v.m. onzekerheid beïnvloeding draaien/torderen van de randplanken. Bij het toepassen van een doorgaande gording kan deze factor van de doorgaande damwand worden toegepast.
- Eisen te stellen aan het minimale aantal planken dat in het slot worden geplaatst in de onderlinge damwandsecties

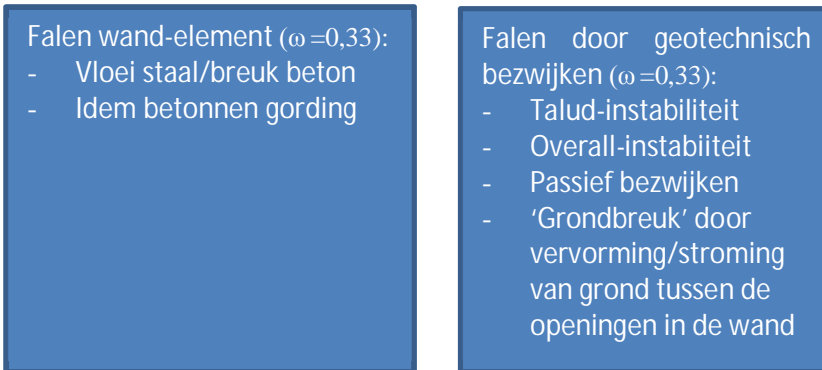
Eisen ontwerp gording bij onverankerde damwanden:

- Bij de verankerde damwand wordt de gording ontworpen uitgaande van het uitvallen van een anker. De invulling van het ontwerp van de gording van de onverankerde damwand dient nog te worden ingevuld door de constructeur bij het opstellen van TR langsonconstructie. Voorlopig wordt voorgesteld om de gording te ontwerpen uitgaande van uitval van 50% van de sterkte van een damwand-sectie. In dat geval dient de gording voor de herverdeling in het systeem te zorgen (net als bij ankeruitval).

E.2.3.5 Open diepwanden (barettewanden)

Bij de dijkversterkingen Bergambacht-Schoonhoven en Kinderdijk-Schoonhovense veer zijn er separate diep wandpanelen gerealiseerd als stabiliteitsschermen. Deze wanden kunnen daarbij niet de rol als zelfstandige waterkering invullen.

Bij deze barettewand zijn de volgende faalcomponenten en de daarbij veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent ingevuld voor toepassing bij een discontinue wand, uitgaande van een doorgaande gording.



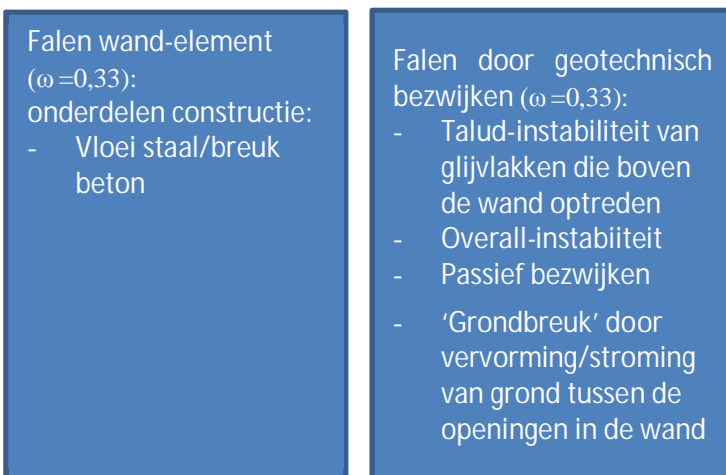
Figuur E.4 Faalcomponenten met veronderstelde faalkansruimte (ω) onverankerde discontinue diepwand voorzien van een doorgaande gording

Uitgaande van de volgende beperkingen kunnen de belastingeffect-factoren uit CUR166 worden toegepast voor deze (wel of niet verankerde) wanden:

- Door eisen te stellen aan de maximale breedte van de opening tussen de onderlinge diepwandpanelen
- Door te eisen dat een doorgaande gording wordt toegepast t.b.v. herverdeling in het systeem.
- De invulling van het ontwerp van de gording zal nader worden uitgewerkt in TR-Langsconstructies.

E.2.3.6 Korte wand technieken

De korte wandtechniek is een wand die dieper onder het maaiveld wordt geplaatst (de ontwikkeling van deze variant heeft plaatsgevonden in de vorm van een korte damwand). Deze techniek kan alleen worden toegepast als de glijvlakken, die boven de wand kunnen optreden, voldoen aan de vereiste doelbetrouwbaarheidsindex voor het faalmechanisme GEO. De diepe wandtechniek kan worden gemaakt als een rij met los van elkaar staande boorpalen of als een wand bestaande uit damwand-secties. In Figuur E.4 zijn de faalcomponenten en de veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent van de korte wand technieken weergegeven.



Figuur E.5 Faalcomponenten en veronderstelde faalkansruimte korte wandtechnieken

Aangezien de bovenkant van de wanden dieper onder het maaiveld liggen (globaal 2-6 m) zal het lastig zijn om de damwand als een doorgaande wand te installeren (in het slot met elkaar verbonden). Dit geldt eveneens bij een wand bestaande uit boorpalen. Daardoor zullen deze wanden worden beschouwd als wanden voorzien van openingen. Een doorgaande gording plaatsen bij deze korte wandtechnieken zal in principe niet mogelijk zijn.

Bij deze korte wandtechnieken zijn er meer onzekerheden dan bij de lange variant van zowel de damwand als de palenwand. De mogelijkheden voor herverdeling zijn geringer, bovendien zijn er bij dit soort constructies grotere uitvoeringsonzekerheden. Hierbij kan bijvoorbeeld gedacht worden aan de positie van de wapening in de boorpaal en de afstorthoogte van het beton diep onder het maaiveld. De betonkwaliteit zal tevens minder zijn bij het afstorten van het beton bij deze korte variant van de boorpaal en de afwerkhoogte bij het storten van de constructie onder maaiveld is vrij essentieel. Een hogere afwerkhoogte kan tot grotere snedekrachten leiden in de wand en andersom kan een lagere afwerkhoogte invloed hebben op de geotechnische stabiliteit en de vervormingen van de dijk. Deze geometrische onzekerheden dienen in de ontwerpdimensionering te worden beschouwd. De restonzekerheden dienen te worden verdisconteerd in de belastingeffect-factoren. Deze restonzekerheden zullen leiden tot een aanpassing van de factoren uit CUR166. Dit zal nader worden ingevuld in § E.3.

Daarnaast zal een additionele veiligheidsfactor nodig zijn op de berekende korrelspanning loodrecht op de wand bij het controleren of de grond tussen de wandelementen gaat vervormen/stromen. Dit zal nader worden behandeld in § E.3.

Verificatie van het inbrengen van de damwanden of het maken van de boorpalen in de grond tijdens de installatie is tevens een belangrijk aandachtspunt. Dit zal verder worden behandeld in TR-Langsconstructies.

E.2.3.7 Wanden die bestaan uit losstaande boorpalen

In de beschouwing wordt hier uitgegaan van boorpalen waar de wapening is aangebracht voordat het beton is gestort. Daarbij moet dus met een tijdelijke casing worden gewerkt of moet het boorgat met een steunvloeistof gestabiliseerd worden. In TR-Langsconstructies zal nader worden ingegaan op de betreffende uitvoeringsnormen. Andere paalsystemen, waarbij de wapening na het storten wordt ingebracht, worden vooralsnog uitgesloten omdat het aanbrengen van wapening over de volledige vereiste hoogte te onzeker is.

E.2.3.8 Verankerde wanden bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Verankerde wanden bestaande uit los van elkaar staande boorpalen, die via een verbuisd boorsysteem zijn gemaakt, zijn voor het eerst toegepast op kleine schaal bij de dijkversterking bij Ammerstol en later op grote schaal bij de dijkversterking KIS. Bij de dijkversterking KIS staan de verankerde boorpalen op een h.o.h. afstand van 2D uit elkaar. Er is dus sprake van singuliere palen waar er herverdeling in het systeem kan plaatsvinden via de doorgaande gording. Bij deze techniek is het faalmechanisme 'grondbreuk' door het vervormen/stromen van grond tussende boorpalen van belang omdat de afstand tussen de palen zo klein dient te worden gehouden dat de boorpalen door boogwerking als een wand werken.

In Figuur E.6 zijn de faalcomponenten en de veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent van de verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen weergegeven.

<p>Falen wand-element ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei staal/breuk beton - Vloei/breuk ankerstaaf - Vloei staal gording, ankerstoel of onderdelen 	<p>Falen anker-element ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei/breuk ankerstaaf - Grondmechanisch bezwijken houdkracht 	<p>Falen door geotechnisch bezwijken ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Talud-instabiliteit - Overall-instabiliteit - Passief bezwijken - 'Grondbreuk' door vervormen/stromen van grond tussen de boorpalen
--	---	---

Figuur E.6 Faalcomponenten en veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent voor de verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Uit een aanvullende 3D-berekening bij de dijkversterking KIS is gebleken dat een ontwerp in een 2D-modellering niet leidt tot een voldoende veilig ontwerp. Dit is aanleiding geweest om de belastingeffect-factoren conform CUR166 te verhogen voor deze variant, zie verder § E.3. Daarnaast worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- Uitgaande van afwijkende belastingeffect-factoren zou een ontwerp in 2D verantwoord zijn bij beperkte h.o.h. afstand tussen de onderlinge boorpalen en een nog te definiëren maximale afstand tussen de onderlinge boorpalen.
- De maximale opening tussen de boorpalen gelijk te stellen aan de maximale opening tussen de damwandsecties bij de discontinue damwand. Waar de h.o.h. afstand tussen de boorpalen groter is dan 2D of groter dan de opgegeven maximale opening tussen de boorpalen dient door middel van een controleberekening via een 3D-analyse te worden aangetoond dat een ontwerp via een 2D-modellering voldoende veilig is. Zie verder § E.3.
- Het toepassen van een additionele veiligheidsfactor op de berekende korrelspanning loodrecht op de wand bij het controleren of de grond tussen de wandelementen gaat stromen tussen de boorpalen. Dit zal nader worden behandeld in § E.3.

E.2.3.9 Onverankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Bij onverankerde wanden bestaande uit los van elkaar staande boorpalen is er sprake van singuliere elementen waar er bij het ontbreken van een gording weinig mogelijkheden zijn tot herverdeling binnen het systeem. In Figuur E.7 zijn de faalcomponenten en de veronderstelde faalkansruimte per faalcomponent van de onverankerde wand weergegeven.

<p>Falen wand-element ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei staal/breuk beton - Idem betonnen gording 	<p>Falen door geotechnisch bezwijken ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Talud-instabiliteit - Overall-instabiliteit - Passief bezwijken - 'Grondbreuk' door het vervormen/stromen van grond tussen de boorpalen
--	---

Figuur E.7 Faalcomponenten en veronderstelde faalkansruimte voor de onverankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen voorzien van een doorgaande gording

Als een paal uitvalt (door lokaal zwakkere omstandigheden) worden de naast staande palen zwaarder belast, kan de grond gaan vervormen in de opening tussen de naast staande palen

waardoor de passieve weerstand direct achter de paal zal afnemen, maar ook bij de naast staande palen. Dit kan tot een ritssluitingseffect leiden waardoor de dijk door het stromen van grond tussen de palen kan falen. De volgende aanvullende aanbevelingen worden daardoor gedaan voor de onverankerde wand:

- Te eisen dat een doorgaande gording wordt toegepast t.b.v. herverdeling in het systeem.
- Bij het toepassen van een doorgaande gording kunnen de belastingeffect-factoren van de verankerde wand worden toegepast.
- Zie verder de aanbevelingen bij de verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen.

Eisen ontwerp gording bij onverankerde palenwanden:

- Bij de onverankerde palenwand dient de gording te worden ontworpen uitgaande van het uitvallen van een paal. In dat geval dient de gording voor de herverdeling in het systeem te zorgen (net als bij ankeruitval). Dit wordt in TR-Langsconstructies nader ingevuld door de constructeur.

E.2.3.10 Singuliere elementen

Voor andere varianten als dijkdeuvels en vernageling geldt dat het hoofdmechanisme wel vergelijkbaar is: belasting door een afschuivend grondlichaam en sterkte door verankering in stabiele (zand)lagen, waarbij vergelijkbare snedekrachten optreden. Omdat dit soort constructies echter geen doorgaande constructies zijn maar singuliere elementen, wijken ze wel principieel af van de doorgaande langsconstructies. De mogelijkheden voor herverdeling zijn veel geringer, bovendien zijn er bij dit soort constructies veel grotere uitvoeringsonzekerheden zoals plaatsingsafwijkingen. Dit pleit ervoor om hier afwijkende (grotere) belastingeffect-factoren op de snedekrachten toe te passen.

Bij het uitvallen van een singulier element zijn er weinig mogelijkheden tot herverdeling in het systeem waardoor dit tot een ritssluitingseffect in het systeem kan leiden. Daardoor wordt, naast het toepassen van grotere belastingeffect-factoren, ook voorgesteld om te toetsen op het uitvallen van een singulier element via een BGT-toets op vergelijkbare wijze als bij ankeruitval. Dit betekent dat de grond onder die omstandigheden niet mag 'snijden' door de grotere opening en dat de singuliere naast staande elementen over voldoende capaciteit moeten beschikken om de extra belasting van het uitgevallen singuliere element te kunnen opnemen.

In het vervolg zal alleen de techniek dijkdeuvels worden behandeld. Vernagelingstechnieken worden in deze bijlage niet behandeld.

In Figuur E.9 worden de faalcomponenten en de daarbij veronderstelde faalkansruimte van de faalcomponenten bij de toepassing van dijkdeuvels weergegeven.

<p>Falen constructieve element ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vloei staal - Afdrukken groutlichaam door dwarskracht op constructie 	<p>Falen door geotechnisch bezwijken ($\omega = 0,33$):</p> <ul style="list-style-type: none"> - Talud-instabiliteit - Overall-instabiliteit - Passief bezwijken - 'Grondbreuk' door vervormen/stromen van grond tussen de dijkdeuvels - rondom de dijkdeuvels
--	--

Figuur E.8 Faalcomponenten en veronderstelde faalkansruimte bij dijkdeuvels (singuliere elementen)

Bij de toepassing van de dijkdeuvels bij de dijkversterking HOP zijn de dijkdeuvels ontworpen uitgaande van een analyse in Plaxis 3D. In dit model zijn de dijkdeuvels via embedded beam elementen beschouwd. Er is getracht om een interface stijfheid in laterale richting te fitten op basis van berekeningen in 2D en 3D. Het is niet mogelijk geweest om een eenduidige fitfactor vast te stellen. De belastingeffect-factoren voor de snedekrachten in de dijkdeuvels zullen daardoor worden vastgesteld t.b.v. een ontwerp in Plaxis 3D.

Bij de toepassing van de dijkdeuvels bij de dijkversterking HOP is uit de verrichte monitoring gebleken dat de plaatsingsonzekerheden groot zijn. Dit betreft zowel de afwijkingen in de geometrische richtingen, de afwerkdiepte in het zand alsmede de positie van de stalen buis in het groutlichaam. Een deel van deze uitvoeringsonzekerheden kunnen in het ontwerp worden verdisconteerd, maar er blijven restrisico's over die niet altijd inzichtelijk zullen worden ingevuld tijdens de realisatie van de techniek. In § E.3 zal nader worden ingegaan op de invulling van de afwijkende belastingeffect-factoren voor de dijkdeuvels. Dit geldt ook voor de belastingeffect-factor op de berekende korrelspanning loodrecht op de dijkdeuvel bij het controleren of de grond rondom de dijkdeuvels gaat snijden.

E.3 Belastingeffect-factoren, additionele veiligheidsfactoren en materiaalfactoren

Onderstaand wordt per type langsconstructie een voorstel gegeven voor de toe te passen belastingeffect-factoren op de snedekrachten. Daarnaast wordt kort ingegaan op de factoren die van toepassing zijn vanuit de materiaalgebonden normen op de materiaalsterkte.

E.3.1 Verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten

E.3.1.1 UGT

Tabel E.1 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de verankerde damwand met/zonder discontinuïteiten

Constructief onderdeel	Belasting-effect-factor 1), 2), 3), 4), 5), 6)	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Stalen damwand -moment ($\gamma_{add;M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,0 1,0	3.3.9 uit CUR166 deel 1	1,0	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Ankerstaaf, stempel en ankerverbindingen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,25	3.3.9 uit CUR166, deel 1	1,0 1,4 tov karakteristieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte bepalen conform NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,1	3.3.9 uit CUR166 deel1	variabel	Rekenwaarde van de houdkracht invullen conform 7.2.2 uit deel 1 CUR166 (afhankelijk van type anker)
Ankerschot, sterkte gording ($\gamma_{F;A}$)	1,1	3.3.9 uit CUR166 deel1	-	Rekenwaarde materiaalsterkte bepalen conform NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)

- 1) Bij het realiseren van openingen in de damwanden dienen er onderlinge damwandsecties van minimaal 4 enkele profielen in het slot te worden geplaatst. De openingen tussen de onderlinge damwandsecties mogen maximaal 1 m zijn. Bij openingen tussen de onderlinge damwandsecties dienen de snedekrachten te worden vermenigvuldigd met de openingsfactor f_{open} :

$$f_{open} = 100\% / (100\% - P) \text{ waarbij}$$

f_{open} factor die corrigeert voor de openingspercentage in het stabiliteitsscherm
 P openingsfactor [%]

- 2) Bij het realiseren van openingen in de damwanden dient er bij de toetsing van de staalspanning het toelaatbare weerstandsmoment te worden gecorrigeerd als volgt:

$$W_{corr;open} = \gamma_{corr;open} = 0,9 \times W_{el}$$

Waarbij geldt:

$W_{corr;open}$

$\gamma_{corr;open}$ correctiefactor die corrigeert voor de invloed van de openingen in de wand

W_{el} elastisch weerstandsmoment van de doorsnede bij volledige samenwerkende damwandplanken (bij alleen vloeï in de uiterste vezel) bij buiging om de x-as, in mm^3/m .

De genoemde correctie geldt bij verankerde damwanden uitgaande van een positionering van de gording en de damwandsecties zoals weergegeven in Figuur 2.1, waar de flenzen van de eindplanken op trek zullen worden belast.

- 3) Bij het realiseren van openingen tussen de onderlinge damwandsecties van > 1 m dient er rekening te worden gehouden met driedimensionale effecten omdat onvoldoende zekerheid bestaat met betrekking tot de bereikte ontwerp-veiligheid bij een aanpak in 2D. Voor deze gevallen dient bij het ontwerpen met een 2D-analyse te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering. Dit dient te worden aangetoond door middel van vergelijkende analyses met 2D- en 3D-modellering in EEM voor zowel de UGT-situatie als de BGT-situatie. Dit wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.
- 4) Bij het ontwerp van stalen onderdelen dient alleen rekening te worden gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen, waarbij net geen vloeï optreedt in de uiterste vezel (conform [TR EEM 2018]).
- 5) Er dient een doorgaande gording te worden toegepast t.b.v. herverdeling in het systeem zoals weergegeven in Figuur 2.1.
- 6) De verankering dient onder een hoek scharnierend aan de damwand te worden bevestigd.
- 7) Deze factor is 1,1 conform CUR166, deel 1, paragraaf 3.3.9. In de uitwerking van de factoren in de tabel is aangesloten op [NEN9997-1;2016].

E.3.1.2 BGT-toets op ankeruitval

Er dient geverifieerd te worden of er bij het uitvallen van een anker voldoende herverdelingscapaciteit aanwezig is zodat niet de gehele damwandconstructie bezwijkt (geen progressieve failure). Deze verificatie dient te geschieden door aan te tonen dat de naburige

ankers/stempels de ondersteuning kunnen overnemen. Hierbij dient ook de toename van de ankerkracht door de extra belasting door zakkende bodem te worden verdisconteerd. Conform EC deel 5 worden de partiele belasting- en materiaalfactoren bij de BGT-toets gelijk aan 1,0 gezet. De BGT-toets wordt wel uitgevoerd bij WBN (Wettelijk belastingsniveau), uitgaande van de representatieve waarde van de sterkte van de grond en de laag karakteristieke waarden van de stijfheid van de grond.

Voor dimensionering van de uittrekcapaciteit van het ankerlichaam zal worden aangesloten op [NEN9997-1: 2016]. Voor verificatie van uittrekcapaciteit trekankers wordt aangesloten op [CUR166]. Beide aspecten zullen nader worden ingevuld in TR-Langconstructies.

Voor de verdere toetsing/dimensionering van de damwand, gording, ankerstoel en onderdelen wordt aangesloten op CUR166. Deze aspecten zullen nader worden ingevuld in TR-Langconstructies. Aanvullende eisen voor ontwerp gording zijn noodzakelijk bij het realiseren van openingen in de wand.

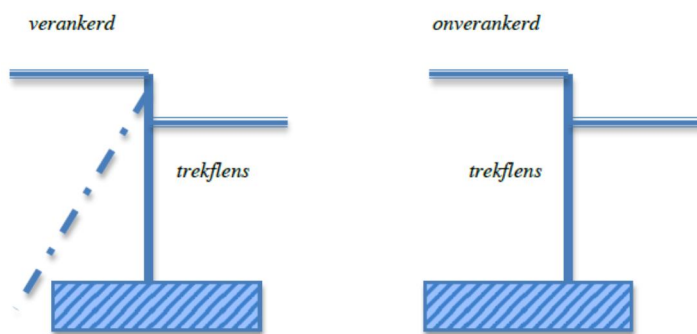
E.3.2 Onverankerde damwand

E.3.2.1 UGT

Voorstel is om een onverankerde discontinue wand zonder doorgaande gording niet toe te staan omdat het nog niet onderzocht is hoeveel het weerstandsmoment kan reduceren bij het torderen van de eindplanken in de openingen. Bij toepassing van een doorgaande gording t.b.v. herverdeling in het systeem geldt verder:

- Zie de omschrijving onder UGT in § E.3.1.
- De positie van de damwandsecties dienen zo te worden gepositioneerd dat de flenzen van de damwand direct naast de openingen op trek worden belast. Dit houdt in dat de flenzen in de openingen aan de dijkzijde gepositioneerd dienen te worden. Zie ook Figuur Figuur E.9

Schetsmatig (vanaf links belaste damwand):



Figuur E.9 Trekflens van de damwand direct naast de openingen van de discontinue (on)verankerde wand [Concretio 16-147]

E.3.2.2 BGT-toets op uitval damwand-sectie tbv dimensionering gording

Voorstel is als ontwerpcriterium voor de doorgaande gording als uitgangspunt te nemen dat een damwand-segment voor 50% uitvalt. De doorgaande gording dient in dat geval voldoende herverdelingscapaciteit te kunnen bieden. Conform EC deel 5 dient voor deze toets in de BGT de partiele belasting- en materiaalfactoren gelijk aan 1,0 te worden gezet. De BGT-toets wordt wel uitgevoerd bij WBN (Wettelijk belastings niveau) uitgaande van de representatieve waarde van de sterkte van de grond. Dit zal nader worden ingevuld in TR-Langconstructies.

E.3.3 Combiwand

Voor de verankerde combiwand wordt verwezen naar § E.3.1. Voor de onverankerde combiwand wordt verwezen naar § E.3.2. Nadere detailleringen zullen in TR-Langconstructies worden uitgewerkt.

E.3.4 Kistdam

Bij een kistdam dient de ankerwand doorlopend te zijn en mag de polderwand eventueel van openingen worden voorzien. Zie verder § E.3.1.

E.3.5 Diepwand

Het is niet gebruikelijk om een verankering toe te passen bij diepwanden in waterkeringen omdat diepwanden in principe in de buitenkruin van de dijk worden gepositioneerd. Bij een afschuiving in buitenwaartse richting kan de verankering daardoor beschadigd raken. In de uitwerking wordt nu wel ingegaan op beide varianten.

E.3.5.1 UGT

Tabel E.2 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de (on) verankerde diepwand

Constructief onderdeel	Belasting-effect-factor	Factor afkomstig uit	Factoren materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Diepwand: - moment ($\gamma_{add;M}$) - normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,0 0,9 of 1,0 ¹⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1	Tabel 2.1N ²⁾	NEN-EN1992-1 ³⁾ (Eurocode 2)
Ankerstaaf en ankeronderdelen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,25	3.3.9 uit CUR166, deel 1	1,0 1,4 tov karakteristieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte bepalen conform NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,1	3.3.9 uit CUR166 deel 1	-	Rekenwaarde van de houdkracht invullen conform 7.2.2 uit deel 1 CUR166 (afhankelijk van type anker)

¹⁾ Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingscombinaties te worden gecontroleerd.

²⁾ Conform 2.4.2.4 in NEN-EN1992-1 dient de partiële factor γ_c voor beton te worden vermenigvuldigd met een factor $k_f = 1,1$ voor in de grond gevormd beton

³⁾ Voor de toets van de constructieve sterkte van de diepwand moet de NEN-EN 1992-1:2005 worden gehanteerd. Deze norm betreft het ontwerp en de berekening van betonconstructies. In aanvulling op deze norm moet de CUR-aanbeveling 76 'Rekenregels voor diepwanden' worden gehanteerd. Deze CUR aanbeveling beschrijft aanvullende bepalingen voor het ontwerpen en berekenen van diepwanden. Daarnaast vormt CUR 231 "Handboek Diepwanden" en het erratum daarop de bijlage bij CUR aanbeveling 76.

Het ontwerp van de wapening qua krachtswerking geschiedt conform de geldende betonvoorschriften NEN-EN 1992-1-1, aangevuld met de aanvullende bepalingen zoals geformuleerd in CUR Aanbeveling 76.
Bij het ontwerp van de wapeningskorven dient tevens rekening te worden gehouden met de eisen met betrekking tot vormgeving zoals geformuleerd in DIN 4126 paragraaf 7.4 en 8 en NEN-EN 1538, paragraaf 7.4.

Diepwanden staan meestal vrij direct naast de verkeersweg waardoor de piekbelastingen van de verkeerslast via de gording moet kunnen worden opgenomen. Ontwerpdetailering gording dient nog nader te worden ingevuld. Wordt uitgewerkt in TR-Langsconstructies.

E.3.5.2 BGT

Scheurwijdte van het beton toetsen conform NEN-EN 1992-1-1 artikel 7.3.4. Wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies. Bij het toepassen van een verankering dient te worden getoetst op ankeruitval in BGT, zie ook onder BGT in § E.3.1.

E.3.6 Barette wand

Voorstel is om een (on)verankerde barette wand zonder doorgaande gording niet toe te staan omdat er anders geen herverdeling kan plaatsvinden in het systeem. Bij toepassing van een doorgaande gording t.b.v. herverdeling in het systeem geldt verder:

- Zie de omschrijving onder UGT en BGT in paragraaf 3.1.5.
- De opening tussen de onderlinge baretten mogen maximaal 1 m zijn.
- De snedekrachten dienen te worden gecorrigeerd voor de openingen door deze te vermenigvuldigd met de openingsfactor f_{open} :

$$f_{open} = 100\% / (100\% - P) \text{ waarbij}$$

f_{open} factor die corrigeert voor de openingspercentage in het stabiliteitsscherm
P openingsfactor [%]

- Het ontwerp van de doorlopende gording zal verder worden behandeld in TR-Langsconstructies.

E.3.7 Verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

E.3.7.1 UGT constructie

Tabel E.3 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de verankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Constructief onderdeel	Belasting-effect-factor 1), 2), 3), 4)	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen: - moment ($\gamma_{add;M}$) - normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,20 0,9 of 1,20 ⁴⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2), tabel 2.1N ⁵⁾
Ankerstaaf of stempel en ankeronderdelen ($\gamma_{F;A;st}$)	1,4	Verhoogd tov 3.3.9 uit CUR166 deel 1	1,0 bij vloeitov 1,4 tov karakteristieke breuksterkte	Rekenwaarde materiaalsterkte bepalen conform NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
Groutlichaam ($\gamma_{F;A;gr}$)	1,2	Verhoogd tov 3.3.9 uit CUR166 deel 1	variabel	Rekenwaarde van de houddkracht invullen conform 7.2.2 uit deel 1 CUR166 (afhankelijk van type anker)
Sterkte betonen gording ($\gamma_{F;A}$)	1,2	Verhoogd tov 3.3.9 uit CUR166 deel 1	-	NEN-EN 1992-1 (Eurocode 2)

¹⁾ De in deze tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn vastgesteld bij het toepassen van los van elkaar staande boorpalen waar de wapening in de hulp casing is aangebracht en waar de beton is gestort voor dat de hulp casing wordt verwijderd bij het realiseren van de palen. Bij het toepassen van andere paalsystemen dienen de aan te houden belastingeffect-factoren opnieuw te worden ingevuld in verband met de extra onzekerheden die bij de uitvoering van deze paalsystemen aanwezig zijn.

²⁾ De belastingeffect-factoren zijn hier mede vastgesteld op basis van verschillen tussen 2D-en 3D-berekeningen voor een wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen bij dijkversterking KIS. De extra belastingeffect-factoren die hieruit zijn vastgesteld zijn vermenigvuldigd met de belastingeffect-factoren voor de betonnen wand conform CUR166.

³⁾ De in de tabel weergegeven belastingeffect-factoren zijn van toepassing voor een maximale hart op hart afstand van 2D, waarbij een maximale afstand van 1,0 m geldt tussen de onderlinge boorpalen. Bij het realiseren van grotere hart op hart afstanden of grotere openingen tussen de onderlinge boorpalen dient er rekening te worden gehouden met driedimensionale effecten omdat onvoldoende zekerheid bestaat met betrekking tot de bereikte ontwerp-veiligheid bij een aanpak in 2D. Voor deze gevallen dient bij het ontwerpen met een 2D-analyse te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering. Dit dient te worden aangetoond door middel van vergeleken analyses met 2D- en 3D-modellering in EEM voor zowel de UGT-situatie als de BGT-situatie. Dit wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.

⁴⁾ Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingscombinaties te worden gecontroleerd.

⁵⁾ Er zijn verschillende normen voor beton beschikbaar:

- NEN-EN 1992-1-1+C2/NB (eurocode 2, betonnorm)
- NEN-EN 1536 (uitvoering van bijzonder geotechnische werk – boorpalen)

NEN-EN 12699.

Deze normen worden specifiek behandeld in het hoofdstuk over de boorpalenwand in TR-Langsconstructies.

Voor dimensionering van de uittrekcapaciteit van het ankerlichaam zal worden aangesloten op [NEN9997-1: 2016]. Voor verificatie van uittrekcapaciteit trekankers wordt aangesloten op [CUR166]. Beide aspecten zullen nader worden ingevuld in TR-Langsconstructies.

Voor de verdere toetsing/dimensionering van de damwand, gording, ankerstoel en onderdelen wordt aangesloten op CUR166. Deze aspecten zullen nader worden ingevuld in TR-Langsconstructies.

E.3.7.2 UGT snijden grond

Er dient getoetst te worden op het snijden van de grond rondom de boorpaal. Bij deze toets wordt verondersteld dat de boorpalen door boogwerking belast worden door de berekende gronddruk op de paal over de betreffende onderlinge afstand tussen de boorpalen. Doordat er waterdruk staat aan beide zijden van de paal wordt uitgegaan van een effectieve spanningsanalyse uitgaande van het volgende criteria:

$$9 * S_u * D \geq \sigma'_{h,actief} * h.o.h. * \gamma_{add,snij}$$

Waarbij geldt:

S_u	Ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de conusweerstand [kN/m ²]
D	Diameter van de paal [m]
$\sigma'_{h,actief}$	Horizontale korrelspanning aan de actieve zijde van de wand [kPa]
$\gamma_{add,snij}$	Additionele veiligheidsfactor op de horizontale korrelspanning aan de actieve zijde van de wand [-] waarbij geldt dat: $\gamma_{add,snij} = 1,25$.

Conform [Schematiseringshandleiding macrostabiliteit] hangt de ongedraineerde schuifsterkte S_u empirisch gezien samen met de conusweerstand volgens vergelijking (7.3) uit de schematiseringshandleiding:

$$S_u = q_{net} / N_{kt}$$

Waarin:

q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning, gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m ²]
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor [-]

Voor de invulling van de factor N_{kt} wordt verwezen naar paragraaf 7.8 in [Schematiseringshandleiding macrostabiliteit].

E.3.7.3 BGT

Toetsen op ankeruitval, zie onder BGT in § E.3.1.

Scheurwijdte van het beton toetsen conform NEN-EN 1992-1-1 artikel 7.3.4. Wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.

E.3.8 Onverankerde palenwand

E.3.8.1 UGT constructie

Tabel E.4 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de onverankerde wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Constructief onderdeel	Belastingeffect-factor ^{1), 2), 5)}	Factor afkomstig uit	Factor materialsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen: - moment ($\gamma_{add;M}$) - normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,10 0,9 of 1,10 ³⁾	Verhoogd tov 3.3.9 uit CUR166 deel 1	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2), tabel 2.1N ⁴⁾
Sterkte betonen gording ($\gamma_{F;A}$)	1,1	Verhoogd tov 3.3.9 uit CUR166 deel 1	-	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2),

¹⁾ De in deze tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn vastgesteld bij het toepassen van los van elkaar staande boorpalen waar de wapening in de hulpcasing is aangebracht en waar de beton is gestort voor dat de hulpcasing wordt verwijderd bij het realiseren van de palen. Bij het toepassen van andere paalsystemen dienen de aan te houden belastingeffect-factoren opnieuw te worden ingevuld in verband met de extra onzekerheden die bij de uitvoering van deze paalsystemen aanwezig zijn.

²⁾ De in de tabel weergegeven belastingeffect-factoren zijn van toepassing voor een maximale hart op hart afstand van 2D, met een maximum van 1,0 m tussen de onderlinge boorpalen. Bij het realiseren van grotere hart op hart afstanden of grotere openingen tussen de onderlinge boorpalen dient er rekening te worden gehouden met driedimensionale effecten omdat onvoldoende zekerheid bestaat met betrekking tot de bereikte ontwerp-veiligheid bij een aanpak in 2D. Voor deze gevallen dient bij het ontwerpen met een 2D-analyse te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering. Dit dient te worden aangetoond door middel van vergelijkende analyses met 2D- en 3D-modellering in EEM voor zowel de UGT-situatie als de BGT-situatie. Dit wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.

³⁾ Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingscombinaties te worden gecontroleerd.

⁴⁾ Er zijn verschillende normen voor beton van toepassing:

- NEN-EN 1992-1-1+C2/NB (eurocode 2, betonnorm)
- NEN-EN 1536 (uitvoering van bijzonder geotechnische werk – boorpalen)
- NEN-EN 12699.

Deze normen worden specifiek behandeld in het hoofdstuk over deze wand in TR-Langsconstructies.

⁵⁾ De in de tabel gegeven belastingeffect-factoren kunnen alleen worden toegepast bij de aanwezigheid van een doorlopende gording die voor herverdeling in het systeem kan zorgen. Bij het ontbreken van een doorlopende gording dient een grotere belastingeffect-factor te worden ingevuld.

E.3.8.2 UGT snijden grond

Zie § E.3.7.

E.3.8.3 BGT

Scheurwijdte van het beton toetsen conform NEN-EN 1992-1-1 artikel 7.3.4. Wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.

E.3.8.4 Eisen gordingontwerp bij onverankerde palenwanden

Bij de onverankerde palenwand wordt de gording ontworpen uitgaande van het uitvallen van een paal. In dat geval dient de gording voor de herverdeling in het systeem te zorgen (net als bij ankeruitval). Dit wordt in TR-Langconstructies nader ingevuld.

E.3.9 Korte damwand

Tabel E.5 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de korte damwand

Constructief onderdeel	Belastingeffect-factor ²⁾	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Damwand -moment ($\gamma_{add;M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,15 ¹⁾ 1,15	Verhoogd tov CUR166	1,0	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5)
<p>1) De korte damwand wordt op diepte gebracht d.m.v. een oplanger of een soort klemconstructie. Het zal niet mogelijk zijn om een continue wand te plaatsen. Er zullen onzekerheden zijn in de plaatsing van de damwand en het niveau van de bovenkant van de damwand. Ook kunnen kleinere variaties in de ondergrond invloed hebben op de snedekrachten in de damwand. Daardoor is voor deze variant een grotere belastingeffect-factor ingevuld.</p> <p>2) Zie verder 1), 2), 3) en 4) in de tabel in paragraaf 3.1.1.</p>				

E.3.10 Diepe wand bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Tabel E.6 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor de korte wandtechnieken bestaande uit los van elkaar staande boorpalen

Constructief onderdeel	Belastingeffect-factor ^{1), 5)}	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Boorpalen - moment ($\gamma_{add;M}$) - normaalkracht ($\gamma_{add;n}$)	1,3 ¹⁾ 0,9 of 1,3 ³⁾	3.3.9 uit CUR166 deel 1	1,15	NEN-EN1992-1 (Eurocode 2) ⁴⁾
<p>¹⁾ De in deze tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn vastgesteld bij het toepassen van los van elkaar staande boorpalen waar de wapening in de hulpcasing is aangebracht en waar de beton is gestort voor dat de hulpcasing wordt verwijderd bij het realiseren van de palen. Bij het toepassen van andere paalsystemen dienen de aan te houden belastingeffect-factoren opnieuw te worden ingevuld in verband met de extra onzekerheden die bij de uitvoering van deze paalsystemen aanwezig zijn.</p> <p>²⁾ De in de tabel weergegeven belastingeffect-factoren zijn van toepassing voor een maximale hart op hart afstand van 2D, met een maximum van 1,0 m tussen de onderlinge boorpalen. Bij het realiseren van grotere hart op hart afstanden of grotere openingen tussen de onderlinge boorpalen dient er rekening te worden gehouden met driedimensionale effecten omdat onvoldoende zekerheid bestaat met betrekking tot de bereikte ontwerp-veiligheid bij een aanpak in 2D. Voor deze gevallen dient bij het ontwerpen met een 2D-analyse te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering. Dit dient te worden aangetoond door middel van vergelijkende analyses met 2D- en 3D-modellering in EEM voor zowel de UGT-situatie als de BGT-situatie. Dit wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.</p> <p>³⁾ Een lage waarde van de normaalkracht kan maatgevend zijn voor de momentencapaciteit. De momentencapaciteit dient altijd bij beide belastingscombinaties te worden gecontroleerd.</p> <p>⁴⁾ Er zijn verschillende normen voor beton beschikbaar:</p> <ul style="list-style-type: none"> - NEN-EN 1992-1-1+C2/NB (eurocode 2, betonnorm) - NEN-EN 1536 (uitvoering van bijzonder geotechnische werk – boorpalen) - NEN-EN 12699. <p>Deze normen worden specifiek behandeld in het hoofdstuk over de boorpalenwand in TR-Langsconstructies.</p> <p>⁵⁾ Net als bij de korte damwand geldt ook hier dat er uitvoeringsonzekerheden zijn bij het maken van palen diep onder het maaiveld. Daardoor is voor deze variant gekozen voor grotere belastingeffect-factoren.</p>				

E.3.10.1 Toets op snijden van de grond rondom de boorpaal

Zie § E.3.7.

E.3.10.2 BGT

Scheurwijdte van het beton toetsen conform NEN-EN 1992-1-1 artikel 7.3.4. Wordt nader ingevuld in TR-Langsconstructies.

E.3.11 Dijkdeuvels

E.3.11.1 UGT

De dijkdeuvels zijn toegepast bij dijkversterking Hagestein - Opheusden. Hier zijn voor twee doorsneden 2D- en 3D ontwerpberekeningen gemaakt in *PLAXIS*. Hieruit is gebleken dat het niet mogelijk was om factor vast te stellen die het effect van 2D/3D zou kunnen afdekken. De ontwerpen zijn daarom in *PLAXIS* 3D uitgewerkt. De belastingeffect-factoren zijn daardoor alleen vastgesteld voor de 3D-dimensionering.

Tabel E.7 Belastingeffect-factoren en betreffende normeringen voor de sterkte van de materialen voor dijkdeuvels

Constructief onderdeel	Belastings-factor 1), 2), 3), 4), 5)	Factor afkomstig uit	Factor materiaalsterkte	Factor afkomstig uit
Dijkdeuvel -moment ($\gamma_{add;M}$) -normaalkracht ($\gamma_{add;N}$)	1,4 1,4	Verhoogd tov CUR166	1,0 op staal / 1,15 op het grout	NEN-EN1993 (Eurocode 3, deel 5) / NEN-EN1992-1
<p>1) Er is hier gekozen voor het invullen voor een hogere belastingfactor in verband met de vele onzekerheden die heersen rondom de uitvoeren van deze techniek. Daarnaast zijn er ook onzekerheden in de vaststelling van de snedekrachten in de 3D-analyse in verband met de beperkte mogelijkheden in de fijnheid in de resolutie van de mesh en zijn er bij singuliere constructieve elementen weinig mogelijkheden tot het herverdelen als een enkel element uitvalt.</p> <p>2) De in de tabel gegeven belastingeffect-factoren zijn ingevuld bij het opstellen van een ontwerp in PLAXIS 3D.</p> <p>3) Bij het ontwerp van stalen onderdelen dient alleen rekening te worden gehouden met de elastische capaciteit van de stalen onderdelen, waarbij niet geen vloeï optreedt in de uiterste vezel.</p> <p>4) Het is van essentieel belang dat er een minimale groutdekking aanwezig is rondom de stalen buis. Daarnaast dient er rekening te worden gehouden met een 2^e orde moment als de stalen buis niet centrisch is gelegen in het groutlichaam.</p> <p>5) Het verdient de aanbeveling om bij het ontwerp al rekening te houden met bepaalde uitvoeringsafwijkingen. Daarnaast dient er verificatie tijdens de uitvoering plaats te vinden van de geometrische ligging van de dijkdeuvels en de ligging van de stalen buis in het groutlichaam. Dit wordt verder behandeld in TR-Langsconstructies.</p>				

E.3.11.2 Aanvullende toets op snijden van de grond rondom de boorpaal (UGT)

Zie paragraaf E.3.7. Bij de toets op snijden bij de dijkdeuvels dient de gronddruk direct uit de 3D-PLAXIS analyse te worden bepaald. De procedure die hierbij geldt zal nader worden behandeld in TR-Langsconstructies.

E.4 Referenties

[Concretio 16-147]

Memo damwanden met openingen: constructieve aspecten, werk 16-147 d.d. 20171128

[CUR166]

Damwandconstructies 166, CUR BOUW & INFRA

6^e herziene druk, deel 2

Gouda juli 2012

[NEN9997-1:16]

Nederlandse norm, Geotechnisch ontwerpen van constructies, Deel 1: algemene regels

ICS 91.080.01, 93.020, juni 2016.

[Schematiseringshandleiding macrostabiliteit]

Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WBI 2017, definitief,

Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016