

TR 25 c

Technisch Rapport

Steenzettingen

ACHTERGRONDEN

TAW



Technische
Adviescommissie voor de
Waterkeringen

Technisch Rapport

Steenzettingen

ACHTERGRONDEN

Achtergrondinformatie &

Onderbouwing

ONTWERP en TOETSING

Voorwoord

Als opvolger van de *Leidraad Cementbetonnen Dijkbekledingen* (1984) verscheen in 1992 het *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen*. Dit handboek was eerder theoretisch dan praktisch van opzet. Mede door de actuele grootschalige dijkverbeteringswerkzaamheden ontstond bij veel gebruikers dan ook de behoefte aan een handboek dat beter zou aansluiten op de alledaagse praktijk van het toetsen en ontwerpen van gezette steenbekledingen.

Om deze reden werd in 1999 de aanzet gegeven tot het opstellen van voorliggend *Technisch Rapport Steenzettingen*. Onder coördinatie van de Bouwdienst Rijkswaterstaat zijn door verschillende auteurs bijdragen geleverd. Het rapport is inhoudelijk beoordeeld door de Klankbordgroep Steenbekledingen van de Werkgroep Techniek van de TAW, onder voorzitterschap van ir. L. Philipse.

Het *Technisch Rapport Steenzettingen* bestaat uit de drie onafhankelijke delen, Ontwerp, Toetsing en Achtergronden. In de praktisch georiënteerde delen Ontwerp en Toetsing wordt basisinformatie over steenzettingen gegeven en worden respectievelijk het ontwerp- en het toetsproces stapsgewijs doorlopen. Daarbij zijn ook enige voorbeelden uitgewerkt. Het deel Achtergronden gaat nader in op de theoretische grondslagen. Deze informatie is niet direct nodig bij het ontwerpen of toetsen, maar geeft wel extra inzicht. Het *Technisch Rapport Steenzettingen* is daarmee een complete weergave van de huidige kennis op het gebied van steenzettingen en is tevens afgestemd op het *Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV02)*.

De TAW acht het *Technisch Rapport Steenzettingen* een goede opvolger van het *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen* en verwacht dat het ruimschoots aan de behoefte van de gebruikers zal voldoen.

ir. W. van der Kleij
Voorzitter TAW

TECHNISCH RAPPORT STEENZETTINGEN
DEEL ACHTERGRONDEN
DWW-2003-097
ISBN 90-369-5551-3
december 2003

opdrachtgever	Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat opdrachtbegeleider ir. Kees Dorst
opgesteld door	Royal Haskoning Nederland bv, Nijmegen projectleider ir. Jaap-Jeroen Flikweert
inhoudelijke bijdragen	expertisegroep en gebruikersgroep steenzettingen <i>(zie blz. 148)</i>
communicatie-advies en realisatie	Words at Work Bedrijfscommunicatie bv, Amstelveen coördinator drs. André Doesburg

omslag
Het Firmament

figuren
Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde / Royal Haskoning / Words at Work Bedrijfscommunicatie bv

foto's
Altena Weg en Waterbouw bv / Geodelft / Greenbanks Erosion Control / Projectbureau Zeeweringen
Royal Haskoning / Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde / WL|Delft Hydraulics / Waterschap Zeeuwse Eilanden

Inhoud

Voorwoord	5
Inhoud	7
Inleiding deel Achtergronden	13
KADER TECHNISCH RAPPORT STEENZETTINGEN	13
1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen	17
1.1 HUIDIG VEILIGHEIDSMODEL VOOR STEENZETTINGEN	17
1.1.1 Bepaling toelaatbare faalkans waterkering door instabiliteit steenzetting	17
1.1.2 Bepaling toelaatbare faalkans steenzetting	19
1.1.3 Bepaling toelaatbare faalkans toplaag steenzetting	20
1.1.4 Veiligheidsanalyse van de analytische methode	23
1.1.5 Recapitulatie	25
1.1.6 Open eindjes	26
1.2 PROBABILISTISCH REKENEN	26
1.2.1 Geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit	27
1.2.2 Probabilistische rekentechnieken en de overstromingskansbenadering	28
1.3 SAMENVATTING	29
2 Hydraulische randvoorwaarden	31
2.1 SCHEMATISATIE VAN HET WINDGOLVENVELD TOT INVOERPARAMETERS	31
2.2 BEPALINGSMETHODEN WINDGOLVEN	33
2.2.1 Inleiding	33
2.2.2 Zeedijken	33
2.2.3 Meerdijken	36
2.2.4 Rivierdijken	37
2.3 SCHEVE GOLFINVAL	37
2.3.1 Inleiding	37
2.3.2 Invloed scheve golfaanval op toplaaginstabiliteit	37
2.3.3 Invloed scheve golfaanval op erosie van de onderlagen	39
2.3.4 Invloed scheve golfaanval op overige bezwijkmechanismen	40
2.4 SCHEEPSGOLVEN	40
2.4.1 Inleiding	40
2.4.2 Primaire scheepsgolven	40
2.4.3 Secundaire scheepsgolven	41
2.5 WATERSTANDSVERLOOP	41
2.5.1 Waterstandsverloop t.a.v. erosie van de onderlagen	41
2.5.2 Waterstandsverloop t.a.v. statische overdruk	42
3 Toplaaginstabiliteit	47
3.1 FYSISCH PROCES	47
3.2 LEKLENGTE λ	47
3.3 ONDERBOUWING BLACK-BOXMETHODE	52
3.3.1 Gebruik van de methode	52
3.3.2 Opzet van het model	52
3.3.3 Onderbouwing	52
3.3.4 Ontwikkelingen	57

3.4	ONDERBOUWING ANALYTISCHE METHODE	57
3.4.1	Gebruik van de methode	58
3.4.2	Schematisatie van het stijghoogtefront	59
3.4.3	criterium 1 analytische methode: geen beweging bij $H = H_s$	64
3.4.4	criterium 2 analytische methode: maximaal 10% beweging bij $H = H_2\%$	66
3.4.5	criterium 3 analytische methode: algemene bovengrens van de stabiliteit van steenzettingen	68
3.5	NUMERIEK REKENEN	70
3.5.1	ZSteen	70
3.5.2	DIANA	72
3.6	STEENZETTINGEN OP ANDERE ONDERDELEN VAN DE DIJK	74
3.6.1	Berm en bovenbeloop	74
3.6.2	Kruin en binnentalud	75
3.7	AANDACHTSPUNTEN VOOR GEAVANCEERDE TOETSING TOPLAAGINSTABILITEIT	77
3.7.1	Waarom geavanceerde toetsing topplaaginstabiliteit en hoe werkt het?	77
3.7.2	Aanpassing parameters topplaaginstabiliteit na onderzoek	77
3.7.3	Geavanceerde rekenmethoden	84
3.7.4	Bewezen sterkte	84
4	Afschuiving	85
4.1	FYSISCH PROCES	85
4.1.1	Afbakening	85
4.1.2	Eigenschappen afschuiving voor diverse constructietypen	85
4.2	ONDERBOUWING GEDETAILLEERDE METHODE (TYPE 2)	87
4.3	NUMERIEK REKENEN	89
4.3.1	Seep/W	89
4.3.2	PLAXIS	90
4.4	GEAVANCEERDE TOETSING AFSCHUIVING	91
5	Materiaaltransport	93
5.1	MATERIAALTRANSPORT VANUIT DE ONDERGROND	93
5.1.1	Fysisch proces	93
5.1.2	Onderbouwing rekenregels hydraulisch-dichtheid	93
5.2	MATERIAALTRANSPORT VANUIT DE GRANULAIRE LAAG	101
5.2.1	Fysisch proces	101
5.2.2	Onderbouwing rekenregels	101
6	Erosie onderlagen (reststerkte)	103
6.1	INLEIDING	103
6.2	EROSIE VAN TOPLAAG + GRANULAIRE LAAG	103
6.2.1	Fysisch proces	103
6.2.2	Onderbouwing rekenregels	104

6.3	EROSIE VAN DE KLEI-ONDERLAAG	105
6.3.1	Inleiding	105
6.3.2	Ontwikkeling in inzichten	105
6.3.3	Praktijkwaarnemingen	108
6.3.4	Kwantificering van reststerkte	108
6.3.5	Kleidijken.	110
6.4	GEAVANCEERDE TOETSING	110
7	Overgangsconstructies	111
7.1	DE INVLOED VAN OVERGANGSCONSTRUCTIES OP TOPLAAGINSTABILITEIT	111
7.2	ONDERBOUWING ANALYTISCHE METHODE TOPLAAGINSTABILITEIT BIJ OVERGANGSCONSTRUCTIE	111
7.3	GEAVANCEERDE TOETSING	113
8	Aanverwante bekledingstypen	115
8.1	GESCHAKELDE STEENZETTINGEN	115
8.1.1	Fysisch proces	115
8.1.2	Onderbouwing rekenregel	115
8.2	DOORGROEISTENEN	116
8.3	NOORSE STENEN	116
8.3.1	Fysisch proces	116
8.3.2	Onderbouwing rekenregel	116
8.3.3	Geavanceerde toetsing	117
8.4	GEPENETREERDE STEENZETTINGEN	118
8.4.1	Inleiding	118
8.4.2	Ervaringen uit de praktijk en uit de Deltagoot	119
8.4.3	Statisch stijghoogteverschil	119
8.4.4	Combinatie van statische belasting en golfbelasting	122
8.4.5	Conclusie.	126
8.5	OVERLAGING MET LOSSE BREUKSTEEN.	126
8.5.1	Fysisch proces	126
8.5.2	Rekenregels breuksteenoverlaging	127
8.5.3	Parameterwaarden breuksteenoverlaging	128
8.5.4	Toepasbaarheid rekenregels breuksteenoverlaging	130
8.6	BEKLEDINGEN MET RUWHEIDSELEMENTEN OP DE TOPLAAG	131
8.7	BEKLEDINGEN MET EEN AFWIJKENDE VORM VAN DE TOPLAAGELEMENTEN.	133
9	Uitvoeringsaspecten	135
9.1	VERWERKING TONRONDTE.	135
9.1.1	Zeeland	135
9.1.2	IJsselmeergebied	136
9.1.3	Omgaan met tonrondte in de dimensionering	137

10 Kennisleemtes	137
10.1 INDELING KENNISLEEMTES	137
10.2 TOELICHTING KENNISLEEMTES PER DEELONDERWERP	140
10.2.1 Kennisleemtes toplaaginstabiliteit voor verschillende toplaagtypen	140
10.2.2 Kennisleemtes invloed van klemming en dichtslibbing	142
10.2.3 Kennisleemtes hydraulische randvoorwaarden	142
10.2.4 Kennisleemtes reststerkte en faalkans.	143
10.2.5 Kennisleemtes bermen, kruinen en gebogen dijkvakken.	144
10.2.6 Kennisleemtes methodieken	145
10.2.7 Kennisleemtes afschuiving en teenstabiliteit.	145
10.2.8 Kennisleemtes overgangsconstructies	146
10.2.9 Kennisleemtes uitspoeling van voegvulling en/of filter	146
10.2.10 Kennisleemtes bijzondere belastingen	147
Samenstelling expertisegroep en gebruikersgroep steenzettingen	148
Bibliografie	149

Figuren

<i>Figuur 1.1</i> <i>Vergelijking tussen rekenmodel en metingen</i>	24
<i>Figuur 2.1</i> <i>Definitie van golfhoogte en golfperiode</i>	31
<i>Figuur 2.2</i> <i>Voorbeeld van een golfspectrum</i>	32
<i>Figuur 2.3</i> <i>Belastingzone voor erosie van de onderlagen</i>	42
<i>Figuur 2.4</i> <i>Het ontstaan van opwaartse drukverschillen onder de bekleding</i>	43
<i>Figuur 2.5</i> <i>Zanddijk</i>	45
<i>Figuur 2.6</i> <i>Aangevulde kleidijk</i>	45
<i>Figuur 3.1</i> <i>Doorlatendheid van de granulaire laag</i>	49
<i>Figuur 3.2</i> <i>Doorlatendheid van de toplaag</i>	51
<i>Figuur 3.3</i> <i>Type 1</i>	53
<i>Figuur 3.4</i> <i>Type 2</i>	53
<i>Figuur 3.5</i> <i>Type 3a</i>	53
<i>Figuur 3.6</i> <i>Type 3b</i>	53
<i>Figuur 3.7</i> <i>Type 3c</i>	54
<i>Figuur 3.8</i> <i>Type 4</i>	54
<i>Figuur 3.9</i> <i>Type 5</i>	54
<i>Figuur 3.10</i> <i>Type 6a</i>	54
<i>Figuur 3.11</i> <i>Type 6b</i>	55
<i>Figuur 3.12</i> <i>Type 6c</i>	55
<i>Figuur 3.13</i> <i>Stijghoogtefront (schematisatie in ANAMOS)</i>	59
<i>Figuur 3.14</i> <i>Stijghoogteverloop met verbeterde schematisatie (Rond Front)</i>	60
<i>Figuur 3.15</i> <i>Invloedsfactor voor ϕ_b i.v.m. het voorland</i>	62
<i>Figuur 3.16</i> <i>Invloedsfactor voor $\tan\theta$ i.v.m. het voorland</i>	62
<i>Figuur 3.17</i> <i>Invloedsfactor voor x_s i.v.m. voorland</i>	63
<i>Figuur 3.18</i> <i>Rekenregel analytische methode toplaaginstabiliteit</i>	64
<i>Figuur 3.19</i> <i>Invloedsfactor voor de klemming/wrijving tussen de toplaagelementen Γ_1</i>	65
<i>Figuur 3.20</i> <i>Invloedsfactor voor de massaaraagheid van de toplaagelementen Γ_2</i>	66

Figuur 3.21	Invloedsfactor voor de verhinderde toestroming onder de toplaagelementen Γ_3	67
Figuur 3.22	Algemene stabiliteitsgrens	68
Figuur 3.23	Modellering van een zuilenbekleding in DIANA	72
Figuur 3.24	Vervorming van zuilenbekleding onder golfbelasting	73
Figuur 3.25	Trekproef	78
Figuur 3.26	Opstelling getijmeting	81
Figuur 3.27	Opstelling stormmeting	82
Figuur 4.1	Voorbeeld van een Seep/W-modellering van een steenzetting	90
Figuur 5.1	Rekenregel voor het opwaarts verhang i_{\uparrow}	95
Figuur 5.2	Schematisatie van de maatgevende stijghoogte op het talud	95
Figuur 5.3	Hoogte ϕ_b van het stijghoogtefront	96
Figuur 5.4	Hellingshoek θ van het stijghoogtefront	96
Figuur 5.5	Rekenregel voor het kritiek verhang i_c bij granulair filter op zand	98
Figuur 5.6	Rekenregel voor het kritiek verhang i_c bij granulair filter op zand	100
Figuur 6.1	Initiële schade	103
Figuur 6.2	Proces van ondermijning	103
Figuur 6.3	Gemeten erosiediepte	107
Figuur 7.1	Invloedsfactor voor overgangsconstructies Γ_0 (zwaarste aanval onder overgang)	112
Figuur 7.2	Invloedsfactor voor overgangsconstructies Γ_0 (zwaarste aanval boven overgang)	113
Figuur 8.1	Definitieschets dichte bekleding met dichte teen	120
Figuur 8.2	Definitieschets dichte bekleding met open teen	120
Figuur 8.3	Schematische weergave van plaats van minimale stijghoogte door golfbelasting (ϕ_{\min} is negatief)	124
Figuur 8.4	Schematische weergave van de beweging van de toplaag als gevolg van de golfklap	125
Figuur 8.5	Schematische weergave van de vervorming van de toplaag (drie stadia tijdens de golfklap)	125
Figuur 8.6	Afwerking bovenzijde breuksteenoverlaging	129
Figuur 8.7	Correctiefactor Y	130
Figuur 8.8	Definitie breedte en dikte bij ruwheidselementen	132
Figuur 8.9	Vergelijking belasting op toplaagelementen met en zonder ruwheidselementen	133
Figuur 9.1	Definities tonronde	135

Foto's

Foto 1.1	Falende bekleding in de Deltagoot	22
Foto 3.1	Meting toplaagdoorlatendheid	77
Foto 3.2	Inpompproef in Kruiningen	79
Foto 3.3	Getijmeting	81
Foto 3.4	Voorbeeld van een stormmeting	82
Foto 8.1	Haringmanblokken	134

Tabellen

Tabel 3.1	Onderzoeksresultaten steenzettingen op een kruin	75
Tabel 5.1	Karakteristieke parameters voor stabiliteit grensvlak	97
Tabel 6.1	Gedetailleerde bepaling reststerkte kleilaag t_{rk}	109
Tabel 9.1	Invloed van tonronde op de taludhelling (Zeeland)	136
Tabel 9.2	Invloed van tonronde op de taludhelling (IJsselmeergebied)	137
Tabel 10.1	Overzicht kennisleemtes	139

Inleiding deel Achtergronden

Dit Technisch Rapport Steenzettingen bestaat uit drie delen: Ontwerp, Toetsing en Achtergronden. In deze inleiding wordt eerst beschreven in welk kader dit rapport moet worden geplaatst. Vervolgens wordt de opbouw van dit deel – Achtergronden – besproken en komt aan de orde wat het doel is van dit deel Achtergronden en wie de beoogde gebruikers zijn.

KADER TECHNISCH RAPPORT STEENZETTINGEN

Een groot deel van de zee- en meerdijken in Nederland heeft een buitentalud dat is bekleed met steenzettingen. Daarnaast worden steenzettingen vaak toegepast op rivierdijken en andere oevers. Steenzettingen zijn taludhellingen met een toplaag van in verband geplaatste elementen, die bestaan uit beton, natuursteen of reststoffen. Oorspronkelijk werden de steenzettingen aangelegd op basis van de praktijkervaring die in vele jaren dijkbouw en dijkbeheer was opgedaan. Rond 1980 heeft de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) een onderzoeksprogramma in gang gezet om te komen tot beter inzicht in het gedrag van steenzettingen. Dit onderzoeksprogramma heeft in 1984 geleid tot de Leidraad Cementbetonnen Dijkbekledingen, en in 1992 tot het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen [lit.1]. Dit handboek is een vertaling van de wetenschappelijke onderzoeksresultaten naar meer praktische ontwerpmethoden; het heeft sinds 1992 gefungeerd als hét naslagwerk voor steenzettingen.

Ontwikkelingen sinds 1992

Het onderzoek is na 1992 doorgegaan. Onder andere heeft dit geleid tot het inzicht dat veel van de bestaande steenzettingen niet voldoen aan de veiligheidseisen volgens de Wet op de waterkering. In 1997 is in Zeeland een start gemaakt met het op grote schaal verbeteren en vervangen van de bestaande steenzettingen (Project Zeeweringen). Parallel daaraan is een landelijke gedetailleerde inventarisatie gestart van alle steenzettingen op primaire waterkeringen (Project Landelijke Inventarisatie Steenzettingen). Verder heeft recent wetenschappelijk onderzoek naar steenzettingen tot nieuwe inzichten geleid.

Een nieuw handboek

Bovengenoemde ontwikkelingen maakten het wenselijk dat het handboek uit 1992 werd vervangen. Ten eerste moesten de resultaten van het wetenschappelijk onderzoek sinds 1992 bijeen worden gebracht en voor de praktijk toegankelijk worden gemaakt. Ten tweede werd het belangrijk gevonden de kennis die is ontwikkeld bij Project Zeeweringen in Zeeland en bij het Project Landelijke Inventarisatie Steenzettingen, landelijk beschikbaar te maken. Verder werd steeds duidelijker dat er behoefte bestond aan een praktisch en gebruikersgericht handboek, dat aansluit bij de huidige (geautomatiseerde) ontwerp- en toetsgereedschappen. Dit alles heeft geleid tot een nieuw handboek. In aansluiting op andere TAW-publicaties wordt dit nieuwe handboek het *Technisch Rapport Steenzettingen* genoemd. Het rapport bestaat uit drie delen: Ontwerp, Toetsing en Achtergronden. De twee eerste delen – Ontwerp en Toetsing – zijn zodanig opgezet dat ze beide zelfstandig bruikbaar zijn. Het deel Achtergronden kan worden gezien als een verzameling bijlagen bij de delen Ontwerp en Toetsing: een aantal onderwerpen waarvoor in Ontwerp en Toetsing procedures of rekenregels worden gegeven, worden in Achtergronden verder uitgediept.

Relatie Technisch Rapport Steenzettingen met andere publicaties

Het Technisch Rapport vervangt het handboek uit 1992. In verschillende publicaties, zoals de Leidraad Zee- en Meerdijken (LZM) [lit.2] en de Leidraad Toetsen op Veiligheid (LTV) [lit.3] uit 1999, wordt voor de uitwerking van steenzettingen verwezen naar het bestaande handboek. Die rol als naslagwerk wordt vanaf heden vervuld door dit Technisch Rapport Steenzettingen. In de opvolger van de LTV – het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV02) [lit.10] – wordt dan ook steeds verwezen naar dit Technisch Rapport.

Het deel Toetsing van het Technisch Rapport bevat alle informatie over de toetsing van steenzettingen die ook in het VTV staat. De toetsing van steenzettingen kan dus met het Technisch Rapport worden uitgevoerd. Voor algemene informatie over de toetsing wordt in dit Technisch Rapport wel verwezen naar het VTV. Voor algemene informatie over de toetsing wordt daarbij wel verwezen naar het VTV. In principe wordt voor elke nieuwe toetsingsronde een nieuw Voorschrift Toetsen op Veiligheid uitgebracht. Het deel Toetsing is afgestemd op het VTV02 en geldt voor de toetsingsronde tot 2005; het deel Toetsing is daardoor in principe even lang van kracht als het VTV02.

Het deel Ontwerp van dit Technisch Rapport heeft een relatie met de Leidraad Zee- en Meerdijken (LZM) en het Keuzemodel kust- en oeverwerken (KKO). In de Leidraad Zee- en Meerdijken wordt globaal aandacht besteed aan het ontwerp van bekledingen en steenzettingen. Grofweg kan met de LZM worden bepaald of op een bepaalde plaats al dan niet een harde bekleding nodig is. De volgende stap in het proces is het kiezen van een bekledingscluster (plaatbekleding, losse elementen of steenzetting). Het Keuzemodel kust- en oeverwerken [lit.4] behandelt de afweging of een steenzetting in aanmerking komt als bekleding. In het deel Ontwerp van dit Technisch Rapport wordt ervan uitgegaan dat een steenzetting in aanmerking komt voor een ontwerp.

Voor dit deel Achtergronden is vooral de relatie met het bestaande handboek van belang [lit.1]. In dit deel Achtergronden staan alle onderdelen van het Handboek uit 1992 die in de huidige context nog steeds van belang zijn, maar die niet in de delen Ontwerp en Toetsing zijn opgenomen. Ten opzichte van het bestaande Handboek is in sommige gevallen een iets meer diepgaande onderbouwing opgenomen, gebaseerd op [lit.5]. Daarnaast is er een relatie met verschillende onderzoeksrapporten en onderliggende publicaties die sinds 1992 zijn verschenen. Het deel Achtergronden bevat de conclusies uit deze rapporten, met verwijzingen voor verdere onderbouwing.

HET DEEL ACHTERGRONDEN: OPBOUW, DOEL EN GEBRUIKERS

Het deel Achtergronden is het derde deel van het *Technisch Rapport Steenzettingen*. Het is niet alleen een verzameling bijlagen bij de delen Ontwerp en Toetsing, maar zeker ook een gestructureerde bundeling van achtergrondinformatie die extra inzicht geeft, maar niet direct nodig is om een steenzetting te ontwerpen of te toetsen.

Opbouw

Het deel Achtergronden bevat buiten deze inleiding tien hoofdstukken. In de eerste, algemene hoofdstukken worden veiligheidsfilosofie en hydraulische randvoorwaarden besproken. Vervolgens wordt in vijf achtereenvolgende hoofdstukken aandacht besteed

aan de faalmechanismen van steenzettingen, inclusief de faalmechanismen in relatie tot overgangsconstructies. De hoofdstukken daarna betreffen aanverwante bekledingstypen en uitvoeringsaspecten. Tenslotte worden de kennishiaten op het gebied van steenzettingen besproken.

Doel

Het *Technisch Rapport Steenzettingen* als geheel is een gebruikersgerichte handleiding die tot doel heeft de gebruikers te ondersteunen bij het ontwerpen en toetsen van steenzettingen. Dit deel Achtergronden is vooral bedoeld als naslagwerk. Het bevat informatie die normaal gesproken niet nodig is voor het ontwerpen of toetsen van steenzettingen. Met deze achtergrondinformatie worden de delen Ontwerp en Toetsing onderbouwd en wordt meer detail gegeven en meer inzicht verschaft aan de gevorderde gebruiker. Aan deze gebruiker biedt dit deel Achtergronden ook hulpmiddelen voor het omgaan met niet-standaard situaties en aanknopingspunten voor geavanceerd toetsen.

Gebruikers

De belanghebbende bij ontwerp of toetsing van steenzettingen is bijna altijd een beheerder van waterkeringen of oevers met steenzettingen. In de Nederlandse situatie zijn dat waterschappen of regionale directies en dienstkringen van Rijkswaterstaat. Het ontwerp en de toetsing van steenzettingen wordt uitgevoerd door medewerkers van deze instanties, of door medewerkers van ingenieursbureaus of van diensten van Rijkswaterstaat. Daarvoor volstaan in eerste instantie de delen Ontwerp en Toetsing. Het deel Achtergronden kan in bijzondere gevallen nodig zijn voor ontwerp en toetsing, maar is eerder bedoeld als naslagwerk voor geïnteresseerden. De tekst is daarom gericht op de gevorderde gebruiker met een opleiding op het niveau van h.b.o. of w.o., met veel kennis van en ervaring met steenzettingen.

Belangrijke termen in hoofdstuk 1

Deltagootproeven	modelproeven in de Deltagoot in de Noordoostpolder waarin grote golven (orde 2 m) kunnen worden opgewekt en waarin een taludbekleding kan worden aangelegd.
deterministisch rekenen	werkwijze waarbij in de berekeningen wordt uitgegaan van één vaste waarde voor elke parameter, in tegenstelling tot <i>probabilistisch rekenen</i> .
overstromingskansbenadering	ontwerp- en toetsingsmethode waarbij de <i>faalkans</i> van de gehele dijkkring wordt bepaald en vergeleken met de gestelde eis.
faalcriterium	het gekozen punt in het <i>faalmechanisme</i> waarbij we zeggen dat de constructie (juist) faalt. Bijvoorbeeld, bij toplaaginstabiliteit: door de golfaanval worden de blokken langzaam uit de toplaag geduwd. Een faalcriterium kan zijn dat het toplaagelement volgens het rekenmodel 10% van zijn hoogte uit de bekleding beweegt, maar ook dat het element er in echt helemaal uit is.
faalkans	de kans dat een bepaalde <i>functie</i> niet meer wordt vervuld.
faalmechanisme	een fysisch proces dat bij het bereiken van het gekozen <i>faalcriterium</i> leidt tot <i>falen</i> .
falen	het niet meer vervullen van een bepaalde <i>functie</i> . Falen wordt altijd in combinatie met een <i>functie</i> gebruikt
functie	Voor de hele dijk wordt in dit hoofdstuk de waterkerende functie bedoeld, maar voor de bekleding is die functie het beschermen tegen erosie van de onderlagen.
niveau 3-methode	een geavanceerde methode van <i>probabilistisch rekenen</i> . (bijvoorbeeld de Monte Carlo-analyse)
probabilistisch rekenen	werkwijze waarbij in de berekeningen wordt gewerkt met de kansverdeling van de parameterwaarden. De essentie van het verschil tussen deterministisch rekenen en probabilistisch rekenen is dat bij deterministisch rekenen voor elke parameter afzonderlijk een min of meer veilige waarde wordt gekozen, terwijl bij probabilistisch rekenen het eindresultaat van de som een faalkans is. Die faalkans wordt rechtstreeks vergeleken met de vereiste faalkans.
reststerkte	de weerstand tegen erosie van het dijklichaam na <i>falen</i> van de toplaag.
stabiliteitscriterium	het <i>faalcriterium</i> voor het <i>faalmechanisme</i> instabiliteit.
stabiliteitsgrens	in dit geval hetzelfde als de <i>stabiliteitsrelatie</i> .
stabiliteitsrelatie	de relatie tussen belasting en sterkte waarbij (juist) <i>falen</i> optreedt.
veiligheidsmarge	de mate waarin extra veiligheid aanwezig is.
veiligheidsnorm	de eis waaraan een primaire waterkering moet voldoen, aangegeven als de gemiddelde overschrijdingskans – per jaar – van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren. Dit is de definitie die in de Wet op de waterkering staat; de waarden van deze kansen staan per dijkkringgebied in een bijlage bij de wet.

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

In dit hoofdstuk wordt toegelicht hoe bij ontwerp en toetsing van steenzettingen wordt omgegaan met de veiligheidseisen uit de Wet op de waterkering. Anders gezegd: de wijze waarop door middel van de rekenregels en de keuze van representatieve parameterwaarden wordt gezorgd dat een ontwerp aan de wettelijke eisen voldoet en dat uit de toetsing een reëel beeld van de veiligheid volgt.

In 1.1 wordt uitgelegd hoe deze werkwijze bij steenzettingen ervoor zorgdraagt dat bij ontwerp en toetsing wordt voldaan aan de wettelijke eisen. Vervolgens wordt in 1.2 de mogelijke rol van probabilistisch rekenen bij de geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit besproken en de rol die probabilistisch rekenen speelt bij de zogenaamde overstromingskansbenadering. In 1.3 wordt dit hoofdstuk samengevat.

1.1 HUIDIG VEILIGHEIDSMODEL VOOR STEENZETTINGEN

1.1.1 Bepaling toelaatbare faalkans waterkering door instabiliteit steenzetting

De belangrijkste functie waarop het ontwerp van een steenzetting wordt gebaseerd, is de bescherming tegen overstroming (naast zaken als inpassing, onderhoud en kosten). Om een score 'goed' of 'voldoende' te krijgen bij de toetsing van een steenzetting moet aan de eisen vanuit deze functie zijn voldaan. In Artikel 3 lid 1 van de Wet op de waterkering staat, dat alle primaire waterkeringen berekend moeten zijn op de hoogste hoogwaterstand met de wettelijk bepaalde gemiddelde overschrijdingskans per jaar, mede gelet op overige factoren die het waterkerend vermogen bepalen. De wettelijk bepaalde toelaatbare overschrijdingskans varieert van 1/500 per jaar tot 1/10.000 per jaar. De letterlijke tekst van het wetsartikel luidt:

Artikel 3 lid 1 van de Wet op de waterkering

Op een bij deze wet behorende bijlage II is voor elk dijkkringgebied de veiligheidsnorm aangegeven als gemiddelde overschrijdingskans – per jaar – van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren.

In de huidige praktijk van ontwerp en toetsing wordt gewerkt met een interpretatie van de wettelijke eis die bekend staat als de overbelastingsbenadering per dijkvak. In dit hoofdstuk wordt een drietal begrippen duidelijk onderscheiden:

- **Overbelasten**
Een waterkering wordt overbelast als het golfoverslagdebiet over die waterkering groter is dan een toelaatbaar golfoverslagdebiet. Een waterkering wordt dus overbelast als de belasting een gedefinieerde rekenwaarde van de sterkte overschrijdt.
- **Falen**
Een waterkering faalt als het een of meer functies niet meer vervult. In dit hoofdstuk wordt daarbij uiteraard gekeken naar de waterkerende functie. Falen treedt op als de belasting de werkelijke sterkte overschrijdt.
- **Bezwijken**
Een waterkering bezwijkt bij verlies van samenhang of grote geometrieverandering (zoals bresvorming).

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

Bij overbelasten hoeft er nog geen sprake te zijn van falen: de werkelijk aanwezige sterkte kan groter zijn dan de gehanteerde rekenwaarde van de sterkte. In de praktijk manifesteren falen en bezwijken zich vaak in samenhang, maar ook falen zonder bezwijken kan voorkomen. Een voorbeeld hiervan is het overlopen van een waterkering zonder dat deze bezwijkt. Ook het omgekeerde, bezwijken zonder falen, is denkbaar. Een voorbeeld hiervan is dat een schip een sluisdeur kapot vaart bij laag water, zodat toch geen overstroming van het achterland optreedt.

In de TAW-leidraden wordt de wettelijke eis volgens de overbelastingsbenadering als volgt geïnterpreteerd (zie [lit.6]):

- de kans op een overslagdebiet q dat groter is dan het toelaatbare overslagdebiet q_t mag voor elk dijkvak niet groter zijn dan de wettelijke veiligheidsnorm;
- de kans op falen door andere oorzaken bij waterstanden gelijk aan of lager dan de maatgevende waterstand, moet verwaarloosbaar zijn; in de praktijk betekent dit dat deze kans niet groter mag zijn dan 10% van de wettelijke veiligheidsnorm.

Overigens: de kans op $q \geq q_t$ kan ook veel kleiner zijn dan de wettelijke veiligheidsnorm. In zo'n geval is voor de kans op falen door andere oorzaken een hogere waarde toelaatbaar. Dat bijzondere geval wordt verder niet behandeld.

In formulevorm luiden de eisen:

$$P(\text{overbelasten waterkering door golfoverslag}) = P(q \geq q_t) \leq \text{norm}$$

èn

$$P(\text{falen waterkering door overige oorzaken bij waterstanden gelijk aan of lager dan MHW}) = P(\text{falen waterkering door overige oorzaken èn } q < q_t) \leq 1/10 \times \text{norm}$$

Bij een waterkerend grondlichaam kan de kans in de tweede eis als volgt worden gespecificeerd:

$$P(\text{falen waterkering door overige oorzaken èn } q < q_t) = P(\text{falen waterkering door macro-instabiliteit òf falen waterkering door micro-instabiliteit òf falen waterkering door piping òf falen waterkering door instabiliteit vooroever òf falen waterkering door instabiliteit bekleding òf falen waterkering door andere oorzaken èn } q < q_t)$$

Met de opsomming in het rechterlid van deze formule wordt bedoeld dat falen van de waterkering zich voordoet als één van de genoemde mechanismen plaatsvindt. Wanneer de verschillende faalmechanismen onafhankelijk zouden zijn, dan zouden de kansen bij elkaar kunnen worden opgeteld. De faalmechanismen zijn echter juist zeer afhankelijk, waardoor de samenstelling van de kansen niet eenvoudig is. Duidelijk is in ieder geval wel dat voor de individuele faalmechanismen strengere eisen moeten gelden dan de eis van $1/10 \cdot \text{norm}$ die geldt voor de combinatie van de faalmechanismen. Voor steenzettingen wordt daarom in de praktijk wel de volgende eis gehanteerd:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting èn } q < q_t) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

Nogmaals wordt benadrukt dat deze eis voortkomt uit de overbelastingsbenadering. In het vervolg van dit hoofdstuk wordt de aanduiding 'èn $q < q_t$ ' verder niet vermeld.

1.1.2 Bepaling toelaatbare faalkans steenzetting

De faalkans in de in 1.1.1 gevonden eis:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

kan verder worden uitgeschreven:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) = P(\text{falen steenzetting}) \times P(\text{falen waterkering} | \text{falen steenzetting})$$

Het is van belang om hier te omschrijven wat precies onder de steenzettingsconstructie wordt verstaan. Dit zijn alle constructielagen die op de kern van de waterkering liggen. Bij een waterkering met een kleikern bestaat de steenzettingsconstructie dus uit de toplaag, eventuele granulaire lagen en geokunststof en een eventuele vlijlaag. Bij een waterkering met een zandkern is ook de aanwezige kleilaag onderdeel van de steenzettingsconstructie.

De steenzetting heeft gefaald als de kern van de waterkering direct door de golven wordt aangevallen. Dan wordt de reststerkte van de kern van de waterkering aangesproken. Er kan dan ook worden geschreven:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) = P(\text{falen steenzetting}) \times P(\text{falen reststerkte kern waterkering})$$

ofwel:

$$P(\text{falen steenzetting}) = P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) / P(\text{falen reststerkte kern waterkering})$$

Momenteel wordt voor steenzettingen, mede vanwege een gebrek aan diepgaande kennis, geen reststerkte van de kern van de waterkering in rekening gebracht. Er wordt, met andere woorden, **gesteld**:

$$P(\text{falen reststerkte kern waterkering}) = 1$$

Veelal zal deze benadering te conservatief zijn. Een voorbeeld hiervan is een waterkering met een kleikern. Een dergelijke kleikern kan theoretisch zoveel reststerkte hebben, dat er geen veiligheidseisen aan het falen van de steenzetting meer gesteld hoeven te worden; de onderhoudsnorm van de steenzetting wordt dan maatgevend boven de veiligheidsnorm.

Voor de situatie zonder kleikern geeft het gehanteerde uitgangspunt desalniettemin als eis voor de faalkans:

$$P(\text{falen steenzetting}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

Voor verschillende gebieden in Nederland houdt dat het volgende in:

- bij een wettelijke veiligheidsnorm van 1/1.250 per jaar ($8,0 \cdot 10^{-4}$ per jaar) is de toelaatbare faalkans van een steenzetting $8,0 \cdot 10^{-6}$ à $8,0 \cdot 10^{-5}$ per jaar;
- bij een wettelijke veiligheidsnorm van 1/10.000 per jaar ($1,0 \cdot 10^{-4}$ per jaar) is de toelaatbare faalkans van een steenzetting $1,0 \cdot 10^{-6}$ à $1,0 \cdot 10^{-5}$ per jaar.

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

1.1.3 Bepaling toelaatbare faalkans toplaag steenzetting

faalmechanismen

Zoals gezien in 1.1.2 bestaat de steenzettingsconstructie uit de toplaag en een of meerdere onderlagen. Deze onderlagen kunnen bestaan uit granulaire lagen, een geokunststof en een vlijlaag en verder eventueel uit een kleilaag.

De faalkans in de in 1.1.2 gevonden eis:

$$P(\text{falen steenzetting}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

kan verder worden uitgeschreven:

$$P(\text{falen steenzetting}) = P(\text{falen toplaag}) \times P(\text{falen steenzetting} | \text{falen toplaag})$$

De toplaag heeft gefaald als de onderlagen direct door de golven worden aangevallen. Dan wordt de reststerkte van de onderlagen aangesproken. Er kan dan ook worden geschreven:

$$P(\text{falen steenzetting}) = P(\text{falen toplaag}) \times P(\text{falen reststerkte onderlagen})$$

Er kunnen drie faalmechanismen worden onderscheiden:

1 Faalmechanisme toplaaginstabiliteit

De toplaag faalt door toplaaginstabiliteit als één of meerdere elementen uit de toplaag worden gelicht waardoor de toplaag niet meer in staat is om erosie van de onderlagen te voorkomen.

2 Faalmechanisme afschuiving

De toplaag faalt door afschuiving als de bekleding (toplaag en onderlagen) onder golfaanval zodanig is vervormd door afschuiving over een glijvlak in de zandkern, dat de bekleding geen bescherming meer biedt tegen erosie van de onderlagen. Het criterium voor falen door afschuiving is dat onder maatgevende omstandigheden de korrelspanning in het kernmateriaal daalt tot de kritieke waarde waarbij afschuiving kan optreden. Zie ook 4.2.

3 Faalmechanisme materiaaltransport

De toplaag faalt door materiaaltransport als de toplaagelementen zodanig zijn verzakt dat zij hun onderlinge verband verliezen waardoor de toplaag geen bescherming meer biedt tegen erosie van de onderlagen. Het criterium voor falen door materiaaltransport is dat onder maatgevende omstandigheden materiaaltransport plaatsvindt vanuit de ondergrond naar de granulaire laag of vanuit de granulaire laag door de toplaag heen, zie ook hoofdstuk 5.

Er geldt dus:

$$P(\text{falen toplaag}) = P(\text{falen toplaag door toplaaginstabiliteit} \text{ of } \text{falen toplaag door afschuiven} \text{ of } \text{falen toplaag door materiaaltransport})$$

Ook hier geldt dat de kansen bij elkaar zouden kunnen worden opgeteld als de verschillende faalmechanismen onafhankelijk zouden zijn. De faalmechanismen zijn echter juist zeer afhankelijk, waardoor de samenstelling van de kansen niet eenvoudig is. In de praktijk wordt de bijdrage van de toplaaginstabiliteit daarbij maatgevend geacht. In de rest van dit hoofdstuk blijven afschuiving en materiaaltransport daarom buiten beschouwing.

Dit betekent:

$$P(\text{falen top laag}) = P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit})$$

en dus:

$$P(\text{falen steenzetting}) = P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) \times P(\text{falen reststerkte onderlagen})$$

ofwel:

$$P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) = P(\text{falen steenzetting}) / P(\text{falen reststerkte onderlagen})$$

Invullen van de toelaatbare faalkans voor de steenzetting geeft als eis:

$$P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) \leq (1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}) / P(\text{falen reststerkte onderlagen})$$

In de huidige ontwerp praktijk (2003) wordt de reststerkte van de onderlagen buiten beschouwing gelaten. Er wordt, met andere woorden, **gesteld**:

$$P(\text{falen reststerkte onderlagen}) = 1$$

Dit uitgangspunt geeft als eis voor de faalkans:

$$P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

Bij het *toetsen* op veiligheid wordt voor top laag instabiliteit dezelfde toelaatbare faalkans gehanteerd. Wanneer echter blijkt dat de top laag een score 'onvoldoende' krijgt, dan kan alsnog de reststerkte van de onderlagen in de beschouwing betrokken worden, om te kijken of aan de steenzetting als geheel alsnog de score 'voldoende' kan worden toegekend.

Het criterium voor het falen van de reststerkte van de onderlagen (mechanisme erosie van de onderlagen) is daarbij dat de granulaire laag en de kleilaag zijn weggeërodeerd. De rekenregels zijn empirische uitdrukkingen voor de tijd die het duurt voordat door erosie een gat is ontstaan in de betreffende laag onder een bepaalde golfaanval. Voor het mechanisme erosie van de onderlagen wordt in de rekenmethodes gewerkt met een aanname voor het stormverloop met een frequentie gelijk aan de veiligheidsnorm.

toelaatbare kans begin van falen door top laag instabiliteit

De faalkans in de in de vorige subparagraaf gevonden eis:

$$P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

kan verder worden uitgeschreven:

$$P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit}) = P(\text{begin falen top laag door top laag instabiliteit}) \times P(\text{falen top laag door top laag instabiliteit} | \text{begin falen top laag door top laag instabiliteit})$$

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

Er is sprake van begin van falen door topplaaginstabiliteit als er een meer dan toelaatbare beweging van één of meer individuele topplagelementen optreedt. Dan wordt de reststerkte van de topplaag aangesproken. Er kan dan ook worden geschreven:

$$P(\text{falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) = P(\text{begin falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) \times P(\text{falen reststerkte topplaag})$$

ofwel:

$$P(\text{begin falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) = P(\text{falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) / P(\text{falen reststerkte topplaag})$$

Invullen van de toelaatbare faalkans van de topplaag door topplaaginstabiliteit geeft als eis:

$$P(\text{begin falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) \leq (1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}) / P(\text{falen reststerkte topplaag})$$

Uit grootschalig modelonderzoek is gebleken dat in veel gevallen (met zware golfaanval) binnen 0,5 à 1 uur na het uitlichten van het eerste topplagelement een groot gat in de topplaag ontstaat. Bij een kleine golfbelasting ($H_s < 1,5$ m) kan de reststerkte van de topplaag nog vrij aanzienlijk zijn (enkele uren), maar in de huidige ontwerppraktijk voor steenzettingen wordt gemakshalve alleen geanticipeerd op een relatief grote golfbelasting en is er daarom veiligheidshalve voor gekozen om geen reststerkte van de topplaag in rekening te brengen. De topplaag wordt met andere woorden al geacht te falen bij verlies van één topplagelement. Er is kortom **gesteld**:

$$P(\text{falen reststerkte topplaag}) = 1$$

Dit uitgangspunt geeft als eis voor de faalkans:

$$P(\text{begin falen topplaag door topplaaginstabiliteit}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

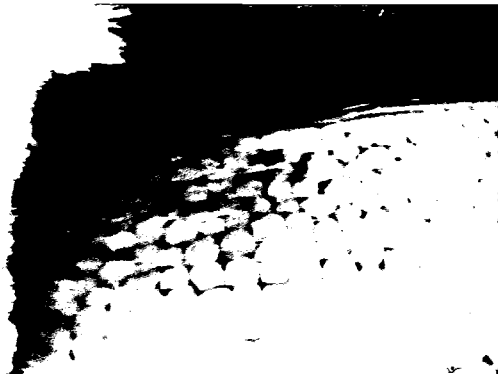


Foto 1.1
Falende bekleding in de
Deltagoot

1.1.4 Veiligheidsanalyse van de analytische methode

In de analytische methode (zie ook 3.4) is het begrip 'begin van falen door topplaaginstabiliteit' vertaald in de volgende twee criteria: onder maatgevende omstandigheden (de storm met frequentie gelijk aan de veiligheidsnorm) mag geen elementbeweging optreden bij golfhoogte H_s en mag de elementbeweging bij golfhoogte $H_{2\%}$ niet groter zijn dan 10% van de topplagdikte. Verder geldt in combinatie met het rekenmodel ANAMOS de algemene eis $H_s / \Delta D < 6\xi_{50p}^{-2/3}$, zie ook 3.4.5. Het is essentieel dat de analytische methode aansluit bij de in 1.1.3 geformuleerde toelaatbare faalkans. Met andere woorden: de faalkans van een steenzetting die is ontworpen met de rekenmethode moet ook werkelijk kleiner zijn dan 1/100 à 1/10 van de norm. Dit kan worden aangetoond met een probabilistische veiligheidsanalyse. Hierbij speelt de wijze van gegevensverzameling een rol, maar ook de rekenmethode zelf is van belang. Dit wordt hieronder toegelicht.

veiligheidsmarge door gegevensverzameling

Parameterwaarden variëren, maar het is niet doenlijk om elk topplagelement afzonderlijk te ontwerpen en te toetsen: er wordt gewerkt met vakken. De keuze van de representatieve parameterwaarden per vak is een belangrijke factor in de veiligheid van de methode.

Binnen het ongunstigste dijkvak zou een zeker veilige benadering van de totale faalkans kunnen worden gekozen door aan te nemen dat er losse elementen voorkomen in de zwaarst belaste zone en door te rekenen met een ongunstige waarde van de materiaalparameters. Aangenomen wordt echter dat er bij die benadering té veel veiligheidsmarge wordt genomen: het is niet nodig om voor elke materiaalparameter de ongunstigste waarde te gebruiken. Aanbevolen wordt daarom om te werken met relatief kleine bekledingsvakken met redelijk uniforme parameters, en binnen deze vakken voor de berekeningen gebruik te maken van een voor de stabiliteit ongunstige schatting van de gemiddelde waarde.

De delen Ontwerp en Toetsing bevatten ieder een bijlage Parameters, waarin de keuze van representatieve waarden voor elke relevante parameter wordt besproken. De aanbevelingen in deze bijlagen komen voort uit de hier beschreven veiligheidsanalyse.

veiligheidsmarge van de rekenmethode

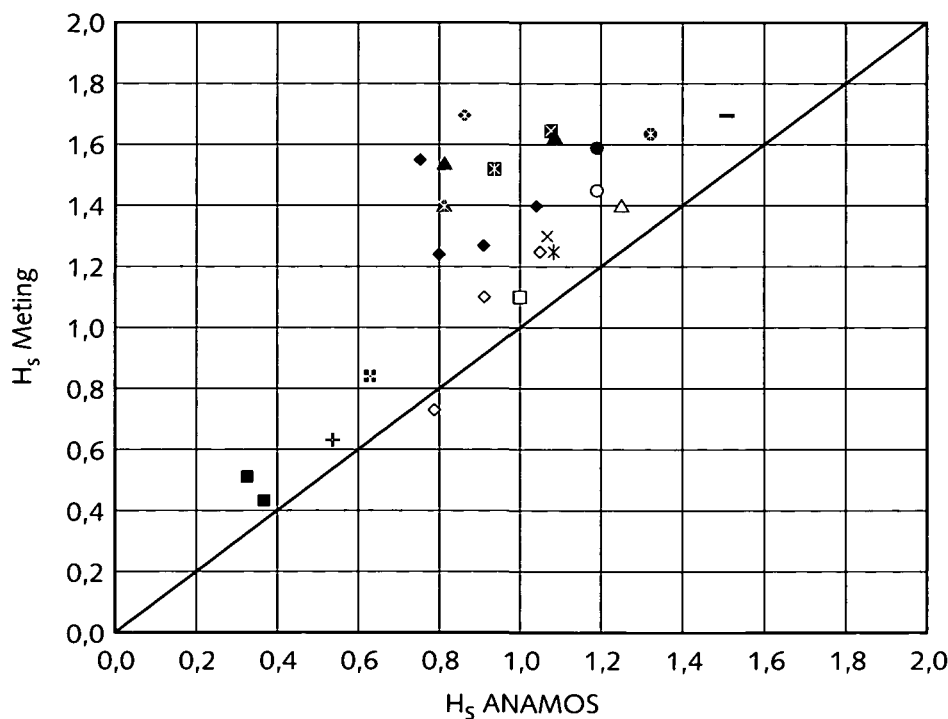
In [lit.7] is, in het kader van een veiligheidsanalyse voor een uitgevoerd ontwerp, onderzocht hoe groot de modelonzekerheid van de ontwerpregels voor topplaaginstabiliteit is. Met andere woorden: in welke mate zijn de rekenregels veiliger dan de werkelijkheid. Hiervoor zijn proefresultaten in de Deltagoot vergeleken met rekenresultaten: voor elke geselecteerde Deltagootproef is uitgezocht bij welke belasting 'begin van bewegen' optrad en deze waarde is vergeleken met het faalcriterium voor topplaaginstabiliteit volgens de ontwerpregels. Daarbij is apart gekeken naar 'relatief open toplagen' (zoals betonzuilen) en 'relatief dichte toplagen' (zoals betonblokken). Dit verschil is van belang omdat voor relatief open toplagen meestal de empirische algemene stabiliteitsgrens ($H_s / \Delta D \leq 6\xi^{-2/3}$, zie 3.4.5) het maatgevende faalcriterium is, terwijl voor relatief dichte toplagen de analytische, leklengte-bepaalde criteria maatgevend zijn (zie 3.4.3 en 3.4.4).

Voor de analyse in [lit.7] is een strenge selectie gemaakt uit alle uitgevoerde Deltagootproeven op basis van relevantie voor de analyse. Na deze selectie resteerden 6 proeven met relatief open toplagen en 8 proeven met relatief dichte toplagen. Op basis van de beperkte verzameling van representatieve proeven wordt in [lit.7] gesteld dat de rekenregels gemiddeld ongeveer 20% veiliger zijn dan de werkelijkheid, maar dat het ook mogelijk is dat er in individuele gevallen (in theorie) geen extra veiligheid is.

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

Figuur 1.1 toont de vergelijking tussen het rekenmodel en alle Deltagootmetingen die in 1997 en 1998 zijn verricht (het betreft allemaal proeven waarbij de brekerparameter ξ_{50p} een waarde tussen 1,3 en 2,3 had). De punten in de grafiek geven de golfhoogte aan waarbij de betreffende constructie faalt. De x-coördinaat is de golfhoogte waarbij ANAMOS een resultaat 'instabiel' geeft, de y-coördinaat is de golfhoogte waarbij de bekleding faalde in de Deltagootproeven. De diagonale lijn geeft de punten aan waarbij de beide golfhoogtes hetzelfde zijn; als het meetpunt boven deze lijn ligt, is er in ANAMOS eerder sprake van falen dan in de werkelijkheid van de Deltagoot. De figuur laat zien dat ANAMOS in vrijwel alle gevallen een conservatieve benadering geeft.

De lijn in figuur 1.1 betreft de grens voor ontwerp en dus ook voor de score 'goed' in de toetsing. Daarnaast is voor de toetsing de grens tussen scores 'twijfelachtig' en 'onvoldoende' van belang. Deze grens kan niet exact in de figuur worden aangegeven (de regels voor deze grens zijn niet direct gerelateerd aan de golfhoogte, maar aan de toplaagdikte), maar ligt grofweg aan de andere rand van de puntenwolk.



Figuur 1.1
Vergelijking tussen
rekenmodel en metingen

probabilistische analyse

De analytische methode is aan een veiligheidsanalyse onderworpen [lit.44]. Op basis van een aantal probabilistische (niveau II) berekeningen voor een locatie langs de Noordzee en een locatie langs het IJsselmeer is, voor een zestal constructietypen, een set met veiligheidsfactoren en representatieve waarden voor de invoerparameters afgeleid. Gebaseerd op deze veiligheidsfactoren en representatieve waarden zijn vervolgens met de analytische methode voor de beide locaties ontwerpberekeningen gemaakt. De conclusie van deze veiligheidsanalyse was, dat op deze wijze (niveau I probabilistische berekening) met de analytische methode een bekledingsconstructie wordt berekend met een faalkans van circa 1/100 à 1/10 • norm. Dit is gelijk aan de in 1.1.3 gevonden toelaatbare kans voor het begin van falen door toplaaginstabiliteit.

1.1.5 Recapitulatie

Uit de in 1.1.1 tot en met 1.1.3 opgenomen afleidingen kan de volgende relatie worden afgeleid:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) = P(\text{begin falen toplaag door toplaaginstabiliteit}) \times P(\text{falen reststerkte toplaag}) \times P(\text{falen reststerkte onderlagen}) \times P(\text{falen reststerkte kern waterkering})$$

Hierbij is aangenomen dat de faalkansbijdrage van het mechanisme toplaaginstabiliteit maatgevend is boven de faalkansbijdragen van de mechanismen afschuiving en materiaaltransport.

In de praktijk wordt de reststerkte, veiligheidshalve, verwaarloosd:

$$\begin{aligned} P(\text{falen reststerkte toplaag}) &= 1 \\ P(\text{falen reststerkte onderlagen}) &= 1 \\ P(\text{falen reststerkte kern waterkering}) &= 1 \end{aligned}$$

Dit levert:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) = P(\text{begin falen toplaag door toplaaginstabiliteit})$$

In de TAW-leidraden wordt de wettelijke eis volgens de overbelastingsbenadering als volgt geïnterpreteerd:

$$P(\text{falen waterkering door overige oorzaken}) \leq 1/10 \times \text{norm}$$

Hieruit kan voor steenzettingen de volgende eis voor de faalkans worden afgeleid:

$$P(\text{falen waterkering door instabiliteit steenzetting}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

Door combinatie volgt nu:

$$P(\text{begin falen toplaag door toplaaginstabiliteit}) \leq 1/100 \text{ à } 1/10 \times \text{norm}$$

In de analytische methode is het begrip 'begin van falen door toplaaginstabiliteit' vertaald in de volgende twee faalcriteria:

- onder maatgevende omstandigheden (de storm met frequentie gelijk aan de wettelijke veiligheidsnorm) mag volgens ANAMOS geen elementbeweging optreden bij golfhoogte H_s ,
- onder maatgevende omstandigheden (de storm met frequentie gelijk aan de wettelijke veiligheidsnorm) mag volgens ANAMOS de elementbeweging niet groter zijn dan 10% van de toplaagdikte bij golfhoogte $H_{2\%}$.

Verder geldt bij de analytische methode nog de algemene eis: $H_s / \Delta D < 6 \xi_{0p}^{-2/3}$

Uit een veiligheidsanalyse is gebleken dat, bij gebruik van representatieve waarden voor de invoerparameters, met de analytische methode een bekledingsconstructie wordt berekend met een faalkans van circa $1/100 \text{ à } 1/10 \cdot \text{norm}$.

De conclusie is dus, dat grofweg aan het wettelijke veiligheids criterium wordt voldaan als de bekleding wordt ontworpen volgens de modellen van de drie toplaagmechanismen (toplaaginstabiliteit, afschuiving en materiaaltransport).

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

1.1.6 Open eindjes

Om te beginnen bestaat er geen absolute zekerheid dat het uitgevoerde grootschalige modelonderzoek (Deltagoot) een volledig beeld oplevert van het gedrag van steenzettingen in het veld. Deze onzekerheid is zeer moeilijk te kwantificeren en wordt in de praktijk dan ook veelal buiten beschouwing gelaten.

Verder bevatten de rekenmodellen onzekerheden als gevolg van kennisleemtes, zie hoofdstuk 10. In deze subparagraaf worden de belangrijkste leemten opgesomd en wordt globaal aangegeven wat hun invloed op de veiligheid is.

Voor bekledingstypen die niet tot de standaard steenzettingen behoren, zijn de rekenregels in veel gevallen een conservatieve benadering van de standaardregels voor steenzettingen of andere bekende bekledingstypen (breuksteen, plaatbekledingen). Concreet geldt dit vooral voor Noorse stenen en ingegoten bekledingen. In eerste instantie is deze onzekerheid vooral van belang voor de toetsing: voor dit soort bekledingstypen bevatten de regels een groot gebied waarin geen oordeel kan worden gegeven zonder geavanceerde toetsing.

Klemming van toplaagelementen en inslibbing van de granulaire laag hebben beide een positieve invloed op de stabiliteit, maar worden door gebrek aan kennis grotendeels verwaarloosd in de rekenregels. In de gevallen dat deze aspecten een rol spelen, zorgt deze verwaarlozing voor een extra veiligheidsmarge.

Ten aanzien van de golfbelasting worden, voor zover op dit moment bekend, de belangrijkste onzekerheden gevormd door scheve golfaanval en grote golfperiodes. Het is denkbaar dat met name de scheve golfaanval in de huidige rekenmethodes niet op conservatieve wijze verwerkt is, waardoor wellicht een deel van de veiligheidsmarge hierdoor wordt opgebruikt, en er in een enkel geval wellicht zelfs onveilig wordt gerekend.

Zoals eerder besproken zijn er conservatieve rekenregels voor de reststerkte, maar wordt deze in de huidige praktijk vaak verwaarloosd. In de gevallen dat er wél reststerkte is, zorgt dit voor een extra veiligheidsmarge.

Voor steenzettingen op bermen, bovenbeloop, kruin en binnentalud zijn de regels voor toplaaginstabiliteit een conservatieve benadering van de rekenregels voor taluds in de golfklapzone. Voor deze toepassingen bevatten de rekenregels dus een extra veiligheidsmarge.

Het huidige rekenmodel voor afschuiving is conservatief; er wordt gewerkt aan nieuwe methodes, maar die zijn nog niet uitgekristalliseerd.

1.2 PROBABILISTISCH REKENEN

Probabilistisch rekenen aan steenzettingen kan om twee redenen nuttig zijn: voor geavanceerde toetsing en voor de bepaling van de overstromingskans van een dijkkringgebied. Eerst wordt de rol van probabilistisch rekenen bij geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit besproken; daarna de rol bij de overstromingskansberekening.

1.2.1 Geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit

In het kader van veiligheidsanalyses van de rekenregels voor steenzettingen is gebruik gemaakt van probabilistische rekentechnieken [lit.7 en lit.8]. Met name in [lit.8] wordt geopperd dat deze rekentechnieken ook zouden kunnen worden toegepast voor de toetsing; in dat rapport wordt aanbevolen om een probabilistische analyse uit te voeren als uit de gedetailleerde toetsing op toplaaginstabiliteit een score 'twijfelachtig', of zelfs 'onvoldoende' volgt. In dat geval is de probabilistische analyse dus onderdeel van de geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit.

Een probabilistische analyse is alleen mogelijk en zinnig:

- voor toetsing (op dit moment dus nog niet voor ontwerp);
- voor het faalmechanisme toplaaginstabiliteit (een methodiek voor afschuiving, materiaaltransport en erosie van de onderlagen is nog niet ontwikkeld);
- als er voldoende inzicht is in de fysische processen zodat deze als een formule kunnen worden beschreven; bij de huidige stand van de kennis betreft dit alleen niet-ingegoten, niet-dichtgeslibde steenzettingen op een granulaire laag;
- als een modelfactor kan worden afgeleid; met andere woorden: de omstandigheden moeten voldoende overeenkomen met uitgevoerde Deltagootproeven;
- bij loodrechte golfinval.

In deze paragraaf wordt alleen de toepassing van probabilistische analyse binnen deze beperkingen beschreven.

De probabilistische veiligheidsanalyse kan worden uitgevoerd met een niveau III-methode als de Monte Carlo-analyse. Daarvoor is het nodig om door middel van een stabiliteitsrelatie de koppeling te leggen tussen belasting en constructie-eigenschappen; de algemene stabiliteitsgrens $H_s / \Delta D \leq 6\xi^{-2/3}$ is een voorbeeld van een stabiliteitsrelatie, maar ook de veel ingewikkelder regels in ANAMOS kunnen op zo'n manier worden geformuleerd. Vervolgens moeten alle relevante parameters worden beschreven in de vorm van een kansverdeling. Op basis daarvan wordt de Monte Carlo-analyse uitgevoerd: een computerprogramma voert een zeer groot aantal berekeningen uit met de stabiliteitsrelatie (bijvoorbeeld 1.000.000), waarbij voor elke berekening, voor elke parameter een willekeurige waarde wordt getrokken uit de opgegeven kansverdeling. In het voorbeeld van de algemene stabiliteitsgrens $H_s / \Delta D \leq 6\xi^{-2/3}$ bestaat het resultaat uit een set van 1.000.000 waarden voor de linkerterm en de rechterterm, waaruit een nieuwe kansverdeling kan worden afgeleid. Ter indicatie: als de linkerterm in 2 van de 1.000.000 gevallen groter is dan de rechterterm, is de faalkans $2 \cdot 10^{-6}$.

Voordat probabilistische rekentechnieken kunnen worden toegepast voor toetsing op toplaaginstabiliteit moeten een drietal nog ontbrekende zaken worden ingevuld:

- 1 vaststelling van het toelaatbare veiligheids criterium voor toplaaginstabiliteit;
- 2 omschrijving van de rekenregels in termen van een stabiliteitsrelatie;
- 3 beschrijving van de relevante parameters als een kansverdeling.

ad 1 vaststelling van het toelaatbare veiligheids criterium voor toplaaginstabiliteit

Zoals gezien in 1.1.4, is in het huidige veiligheidsmodel de veiligheidsnorm verborgen in belastingen en rekenmodellen: de veiligheidsnorm wordt gehaald als uit het rekenmodel volgt dat de constructie stabiel is onder maatgevende omstandigheden. Bij probabilistisch rekenen op niveau II of niveau III wordt een faalkans uitgerekend, waarna moet worden vastgesteld of deze kans toelaatbaar is. Voor probabilistisch toetsen is het daarom nodig om expliciet het toelaatbare veiligheids criterium voor toplaaginstabiliteit vast te stellen.

1 Veiligheidsaspecten voor steenzettingen

Zo is bijvoorbeeld in [lit.8] de veiligheidsanalyse uitgevoerd op basis van een toelaatbare faalkans voor topaaginstabiliteit van 1% van de veiligheidsnorm (in dat geval $0,01 \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} = 2,5 \cdot 10^{-6}$), waarbij gesteld wordt dat dat een conservatieve aanname is, in afwachting van overeenstemming onder de deskundigen.

ad 2 omschrijving van de rekenregels in termen van een stabiliteitsrelatie

De rekenregels moeten worden omgeschreven in termen van een stabiliteitsrelatie. In [lit.8] is overigens gewerkt met een vereenvoudigde versie van de ANAMOS-regels voor topaaginstabiliteit.

ad 3 beschrijving van de relevante parameters als een kansverdeling

Alle relevante parameters moeten worden beschreven als een kansverdeling. Enerzijds is hiervoor input nodig van specialisten en ervaringsdeskundigen. Anderzijds is voor bepaalde parameters wellicht kennisontwikkeling nodig, bijvoorbeeld ten aanzien van de statistiek van de hydraulische belasting en van materiaalparameters.

1.2.2 Probabilistische rekentechnieken en de overstromingskansbenadering

Zoals besproken zijn de huidige ontwerp- en toetsingsmethoden gebaseerd op artikel 3 lid 1 van de Wet op de waterkering. In lid 2 van hetzelfde artikel wordt de mogelijkheid geboden om op termijn de wettelijke veiligheidsnorm te behandelen als een overstromingskans in plaats van een overschrijdingskans. De letterlijke tekst van lid 2 luidt:

Artikel 3 lid 2 van de Wet op de waterkering

In overeenstemming met en ter vervanging van de overschrijdingskans in de zin van het eerste lid, wordt bij algemene maatregel van bestuur voor elk dijkkringgebied de veiligheidsnorm nader aangegeven als de gemiddelde kans per jaar op een overstroming door het bezwijken van een primaire waterkering.

Voor ontwerp en toetsing volgens deze benadering is het nodig om alle faalmechanismen van de waterkering probabilistisch te beschrijven en om alle parameters uit te drukken als een kansverdeling, inclusief correlaties en lengte-effect. Het falen van bekledingen bestaand uit steenzettingen kan een onderdeel zijn van deze berekening. Inhoudelijk is de problematiek vergelijkbaar met probabilistische analyse voor geavanceerde toetsing. Het belangrijkste verschil is, dat de correlaties met andere faalmechanismen van belang zijn omdat één totale overstromingskans moet worden berekend.

In Nederland wordt de toepassing van de overstromingskansbenadering al enige tijd voorbereid; eerst in het kader van de zogenoemde Marsroute, inmiddels in het kader van project Overstromingsrisico's, waarvan Veiligheid van Nederland in Kaart (VNK) een onderdeel vormt. Het rekengereedschap PC-Ring is ontwikkeld om de overstromingskans van een dijkkring uit te kunnen rekenen [lit.9]. In PC-Ring worden 'beschadiging bekleding' en 'erosie dijklichaam' behandeld als faalmechanismen. Falen vindt plaats als beide faalmechanismen zich voordoen. PC-Ring bevat grenstoestandsfuncties voor steenzettingen direct op klei en voor steenzettingen op granulaire filter. De grenstoestandsfuncties voor 'beschadiging bekleding' zijn afgeleid van de rekenregels voor topaaginstabiliteit, voor 'erosie dijklichaam' is een grove reststerktefunctie gebruikt.

Voor een betrouwbare bepaling van de overstromingskans is het van belang dat de in 1.1.6 genoemde open eindjes in de analyse worden betrokken.

1.3 SAMENVATTING

In dit hoofdstuk is beschreven hoe de uitwerking van de veiligheidsfilosofie bij steenzettingen ervoor zorgdraagt dat bij ontwerp en toetsing wordt voldaan aan de wettelijke eisen. Dit wordt bereikt door een combinatie van veiligheidsmarges in de rekenregels en in de representatieve parameterwaarden. Aangegeven is dat er nog veel onzekerheden zijn vanwege gebrek aan kennis. Daarnaast is in dit hoofdstuk kort ingegaan op de rol van probabilistische rekentechnieken bij geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit en bij het berekenen van de overstromingskans van een dijkkringgebied.

2 Hydraulische randvoorwaarden

2.1 SCHEMATISATIE VAN HET WINDGOLVENVELD TOT INVOERPARAMETERS

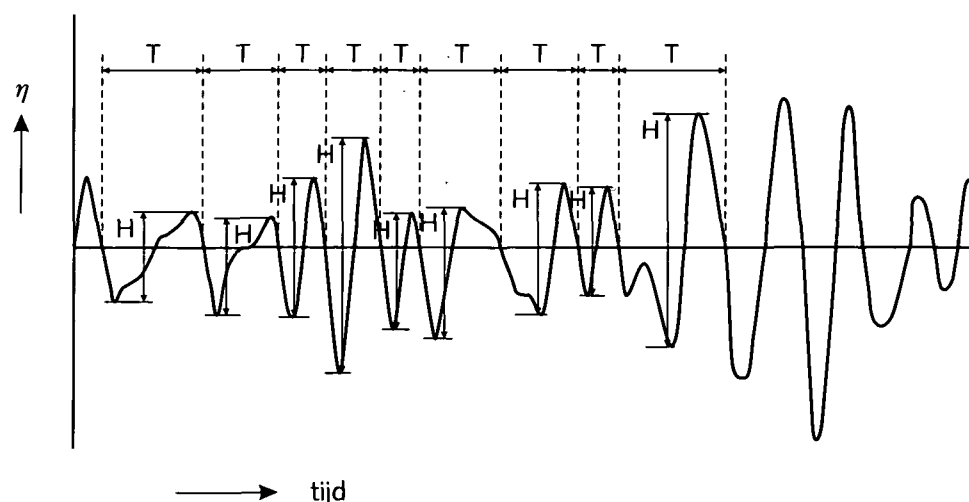
Windgolven zijn vooral voor zee- en meerdijken de belangrijkste belasting. Voor één locatie kan een golf worden gedefinieerd als de waterbeweging tussen de twee opeenvolgende tijdstippen waarop de waterstand in éénzelfde richting door de stilwaterstand heen beweegt. Binnen één golf liggen dus één of meerdere minima en maxima (zie figuur 2.1, waarin η staat voor de momentane waterstand; het voorbeeld betreft een breed golfspectrum). De hoogte H van een golf is gelijk aan het hoogteverschil tussen het absolute minimum en maximum. De golfperiode is het tijdsverschil tussen de momenten dat de waterstand in éénzelfde richting door de stilwaterstand heen beweegt.

Opeenvolgende golven hebben meestal niet dezelfde hoogte en periode; men spreekt dan van onregelmatige golven. In veel rekenregels wordt de golfhoogte gekarakteriseerd door de significante golfhoogte H_s en de golfperiode door de piekperiode T_p .

De significante *golfhoogte* H_s komt globaal overeen met de hoogte die men op het oog zou schatten. H_s is per definitie gelijk aan het gemiddelde van het hoogste één-derde deel van de golven. Voor niet-brekende golven is de golfhoogteverdeling meestal gelijk aan de Rayleigh-verdeling. Voor die verdeling is het gemiddelde van het hoogste één-derde deel van de golven, en dus H_s , gelijk aan de waarde die door 13,5% van de gevallen wordt overschreden ($H_{13,5\%}$). De verhouding tussen H_s en golfhoogten met een andere overschrijdingsfrequentie kunnen worden afgeleid uit de Rayleigh-verdeling. Voorbeelden zijn:

$$\begin{aligned}H_{1\%} &= 1,52 H_s \\H_{2\%} &= 1,40 H_s \\H_{5\%} &= 1,22 H_s \\H_{50\%} &= 0,59 H_s\end{aligned}$$

De golfhoogte tijdens een storm wordt meestal gekarakteriseerd door de grootte van H_s die tijdens het hoogtepunt van de storm, gedurende minimaal een half uur optreedt.



Figuur 2.1
Definitie van golfhoogte en
golfperiode

2 Hydraulische voorwaarden

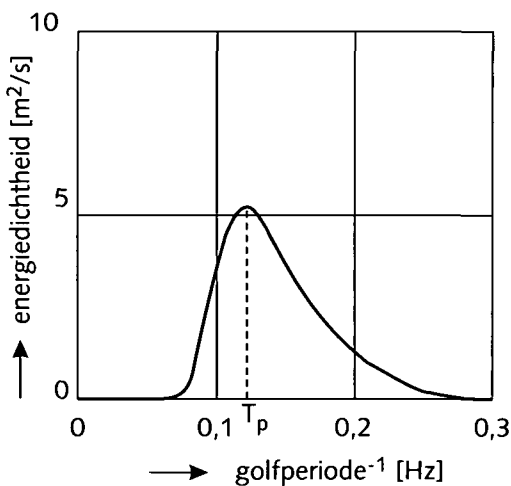
De *golfperiode* wordt meestal gekarakteriseerd door de piekperiode T_p . De piekperiode wordt bepaald aan de hand van het golfspectrum: de verdeling van de golfenergiedichtheid als functie van de periode, zie figuur 2.2. T_p is de periode die hoort bij de golven met de grootste energiedichtheid. Naast de piekperiode T_p wordt soms de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$ gebruikt (ook wel aangeduid als de blokpiekperiode T_{pb}). Deze is als volgt gedefinieerd:

$$T_{m-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0}$$

met:

$$\begin{aligned} m_{-1} &= 1^{\text{e}} \text{ orde moment van het golfspectrum} & [-] \\ m_0 &= 0^{\text{e}} \text{ orde moment van het golfspectrum} & [-] \end{aligned}$$

De waarde van T_p is 10 à 30% groter dan de waarde van $T_{m-1,0}$. Deze verhouding is afhankelijk van de vorm van het spectrum, zie figuur 2.2. Verwezen wordt naar bijlage II van [lit.10].



Figuur 2.2
Voorbeeld van een
golfspectrum

Het is mogelijk dat een spectrum meerdere toppen heeft, bijvoorbeeld een piek voor deining en een piek voor lokaal opgewekte golven. In dat geval wordt in de rekenregels gewerkt met de grootste van twee parameters: de al genoemde spectraalperiode $T_{m-1,0}$ of de equivalente blokpiekperiode T_{pbeq} . Deze wordt in de rekenregels op dezelfde manier gebruikt als de piekperiode T_p . De definitie is als volgt:

$$T_{pbeq} = \sqrt[4]{T_{pb(1)}^4 \frac{m_{0(1)}}{m_0} + T_{pb(2)}^4 \frac{m_{0(2)}}{m_0}}$$

De breedte van het golfspectrum kan worden gezien als een maat voor de spreiding in de waarde van de golfperiode in afzonderlijke golven.

De *golflengte* is vooral afhankelijk van de golfperiode en de waterdiepte. Voor diep water ($h > 0,25 \cdot L_0$) geldt:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (\approx 1,56 T^2)$$

met:

L_0	=	golflengte op diep water	[m]
g	=	versnelling van de zwaartekracht (9,8)	[m/s ²]
T	=	golfperiode	[s]

De golflengte op diep water die hoort bij de piekperiode T_p wordt aangeduid als L_{0p} . De golflengte op ondiep water is moeilijker te berekenen en wordt daarom in de praktijk niet gebruikt.

Tenslotte is de *golfsteilheid* van belang. In de rekenregels wordt de lokale golfsteilheid gekarakteriseerd door de verhouding tussen de lokale H_s en de eerder genoemde golflengte op diep water L_{0p} . Voor de golfsteilheid geldt $S_{0p} = H_s / L_{0p}$. Meestal wordt de golfsteilheid in de rekenregels gecombineerd met de taludhelling tot de brekerparameter ξ , waarvoor geldt: $\xi_{0p} = \tan\alpha / \sqrt{S_{0p}}$.

2.2 BEPALINGSMETHODEN WINDGOLVEN

2.2.1 Inleiding

Voor de toetsing en het ontwerp van steenzettingen zijn betrouwbare golfcondities bij de teen van de dijk onontbeerlijk. Zoals aangegeven in Ontwerp en Toetsing worden deze golfvoorwaarden voor de zeedijken beschikbaar gesteld door RIKZ; deze zijn in veel gevallen berekend met het golfvoorspellingsmodel SWAN. Voor IJsselmeer en Markermeer worden de randvoorwaarden berekend met Hydra_Q. Voor het rivierengebied wordt, indien nodig, gewerkt met eenvoudige formules. Zee, meren en rivierengebied worden apart besproken.

2.2.2 Zeedijken

SWAN is vooral geschikt om de golfcondities te voorspellen op het open water van estuaria en zeeën tot op enige afstand van de teen van de dijk. De golfgegevens die RIKZ verschaft betreffen daarom doorgaans een locatie op een afstand van 50 tot 200 m van de teen van de dijk. In veel gevallen zijn de golfcondities bij de teen nauwelijks verschillend van die op enige afstand van de dijk, maar als de waterdiepte bij de teen kleiner is dan 2 à 2,5 maal de golfhoogte ($h / H_s < 2$ à 2,5), of als de kustlijn erg gekromd is, zijn er nog aanzienlijke veranderingen in de golfcondities te verwachten in de smalle strook voor de teen van de dijk. In zo'n geval zijn additionele berekeningen nodig. Deze kunnen bijvoorbeeld worden uitgevoerd met het golfmodel TRITON.

In deze paragraaf wordt achtergrondinformatie gegeven over de golfvoorspellingsmodellen SWAN en TRITON, en tenslotte wordt de koppeling tussen beide modellen behandeld.

golfvoorspellingsmodellen

De mogelijkheden voor de bepaling van golfvoorwaarden voor de Nederlandse kust en binnenwateren zijn tegenwoordig niet meer beperkt tot metingen. Momenteel bestaan

2 Hydraulische voorwaarden

state-of-the-art golfvoorspellingsmodellen, waarmee uitgaande van een golfveld op diep water, de golfrandvoorwaarden aan de voet van een constructie bepaald kunnen worden. Golfmodellen kunnen we ruwweg verdelen in twee klassen, voornamelijk verschillend in hun formulering en toepassingsgebied. De eerste klasse zijn zogenaamde fase-gemiddelde modellen. De vergelijkingen die in deze modellen worden opgelost zijn geformuleerd in termen van golfenergie- (of golfactie-)dichtheid. Deze modellen beschrijven de gemiddelde eigenschappen van een golfveld en hun efficiëntie maakt ze geschikt voor het voorspellen van windgolven op relatief grote gebieden. De grootte van deze gebieden is vele km².

Tot de tweede klasse van modellen behoren fase-oplossende modellen. De vergelijkingen in deze modellen beschrijven de momentane beweging, hetzij in het tijdsdomein (golf voor golf) of in het frequentiedomein (spectrumberekeningen). Deze modellen zijn gewoonlijk gebaseerd op een Hamiltoniaanse aanpak, een Boussinesq-aanpak of een mild-slope aanpak. Momenteel zijn modellen die corrigeren voor een bijdrage van de niet-hydrostatische druk (een eigenschap van korte golven) sterk in opkomst. De fase-oplossende modellen worden vaak gebruikt voor snel-variërende golfcondities, dat wil zeggen binnen een afstand van enkele golflengtes of minder. Het vrije wateroppervlak wordt met redelijk grote nauwkeurigheid in tijd en ruimte gereconstrueerd. Deze modellen hebben het grote voordeel dat diffractie en niet-lineaire effecten worden meegenomen. De fase-oplossende modellen beschrijven als het ware iedere golf afzonderlijk en zijn daarom qua rekentijd veeleisender dan fase-gemiddelde modellen. Logischerwijs zijn fase-oplossende modellen beperkt tot kleinere gebieden (hooguit een paar km²).

Beide klassen van modellen hebben voor- en nadelen. Voor de berekening van de golfrandvoorwaarden moet dikwijls een dermate groot gebied worden doorgerekend dat het niet haalbaar is om hiervoor een fase-oplossend model te gebruiken. Aan de andere kant zijn de fase-gemiddelde modellen niet geschikt voor het uitvoeren van golfberekeningen in gebieden waar de golfeigenschappen sterk variëren. Sterke stroming of variatie in bodemgeometrie, die met name optreedt in de buurt van de constructie, zorgen ervoor dat aan de aannames in het fase-gemiddelde model niet meer is voldaan. Betrouwbare golfrandvoorwaarden kunnen dikwijls niet dichter dan enkele honderden meters van de constructie worden opgelegd. Een fase-oplossend model zou in dat geval nodig zijn om de golfvoortplanting over de laatste afstand te voorspellen.

Rijkswaterstaat ziet voor 2006 het fase-gemiddelde model SWAN als middel voor het berekenen van alle golfrandvoorwaarden voor de Nederlandse kust en binnenwateren. Hieronder wordt een korte uiteenzetting gegeven van SWAN. Tevens wordt het fase-oplossende model TRITON (met Boussinesq-aanpak) beschreven, dat mogelijk gebruikt kan worden voor het gedeelte waar de geldigheid van SWAN ophoudt.

SWAN

Het SWAN-model is ontwikkeld door TU Delft en is als derde-generatiemodel de opvolger van het stationaire tweede-generatiemodel HISWA. Het stand-alone model SWAN voorspelt de fase-gemiddelde golfeigenschappen in zowel diep, tussenliggend als ondiep water. De volgende fysische processen worden in SWAN in rekening gebracht:

- golfvoorspelling in tijd en ruimte, shoaling, refractie als gevolg van stroming en diepteverschillen, frequentieverschuiving door stroming en bewegende bodem;
- golfopwekking door wind;
- niet-lineaire golf-golfwisselwerkingen (zowel zogenaamde triads als quadruplets);
- dissipatieve effecten als whitecapping, bodemwrijving en diepte-geïnduceerd breken;
- blocking van golven door stroming.

Fysische processen als diffractie en reflectie zijn niet gemodelleerd in de standaardversie van SWAN. Golfvoorspelling voor of rondom constructies en eilanden of golfdoordringing in havens is daarom niet nauwkeurig met SWAN te modelleren.

Het niet-stationaire SWAN-model is gebaseerd op de discrete spectrale actiebalans-vergelijkingen en is volledig spectraal (over het totale bereik van golffrequenties en over de gehele 360°). Dit betekent dat kortkammige onregelmatige golfvelden die zich simultaan voortplanten vanuit sterk verschillende richtingen kunnen worden behandeld. De golfvoortplanting is gebaseerd op lineaire golftheorie, de invloed van stroming inbegrepen. De fysische processen van golfopwekking door wind, dissipatie en niet-lineaire golf-golfwisselwerkingen worden expliciet beschreven met behulp van state-of-the-art derde generatie formuleringen. Het SWAN-model kan ook worden toegepast als een stationair model.

Teneinde buitensporige rekentijden te voorkomen en het model zo robuust mogelijk te maken in praktische situaties, zijn volledig impliciete numerieke schema's geïmplementeerd (in tijd en ruimte). De SWAN-berekeningen kunnen worden gemaakt op een rechthoekig en een kromlijng rooster. SWAN verschaft veel uitvoergrootheden, zoals twee-dimensionale (frequentie en richting) spectra, significante golfhoogte en gemiddelde golfperiode, gemiddelde golfvoortplantingsrichting en richtingspreiding, orbitaalsnelheid nabij de bodem en de golfgeïnduceerde kracht.

Het SWAN-model is succesvol gevalideerd en geverifieerd aan de hand van diverse laboratorium- en (complexe) veldsituaties. Opgemerkt wordt dat de nauwkeurigheid afneemt in afgeschermd gebied en complexe situaties zoals de Waddenzee.

TRITON

Voor nauwkeurige en efficiënte modellering van de dynamica van oppervlaktegolven in ondiepe (kust)gebieden en havens, heeft WL|Delft Hydraulics het twee-dimensionale Boussinesq-type golfmodel TRITON ontwikkeld. Momenteel is het golfmodel in staat golfcondities te berekenen in gebieden waar complexe fenomenen voorkomen binnen relatief korte afstand. Hierbij valt te denken aan zwaar brekende golven, refractie, diffractie, reflectie, richtingspreiding, enz.

Het model heeft een aantal unieke eigenschappen die relevant zijn in praktische toepassingen:

- Het diepte-geïntegreerde transport van massa en momentum wordt gemodelleerd in strikt conservatieve vorm, hetgeen fysisch realistisch is.
- De compacte formulering is onafhankelijk van het verticale referentieniveau, teneinde de specificatie van de bodemgeometrie te vereenvoudigen.
- De dynamische procedure van absorberende randvoorwaarden zorgt ervoor dat reflecties op open randen minimaal zijn. Partiële reflectie en volledige reflectie is op dezelfde wijze gemodelleerd. Partieel reflecterende randvoorwaarden zorgen voor een realistische modellering nabij taluds en stranden, waar korte golven worden gedissipeerd en lange golven worden gereflecteerd.
- Lineaire dispersie en shoaling zijn gemodelleerd met verhoogde graad van nauwkeurigheid. De lineaire en niet-lineaire nauwkeurigheid van het model zijn vergelijkbaar met die in gevestigde Boussinesq-type modellen.
- Het brekermodel in TRITON is uitgebreid gevalideerd en geverifieerd. Een belangrijke eigenschap van dit model is dat golfenergie wordt gedissipeerd waar momentum behouden blijft.

2 Hydraulische voorwaarden

Diverse nauwkeurige modelresultaten zijn verkregen voor complexe situaties. Zo is bijvoorbeeld een goede overeenkomst verkregen tussen modelberekeningen en metingen van golfvoortplanting op het ondiepe voorland van de Pettemer Zeewering. Om de verscheidenheid aan mogelijkheden te onderstrepen, is recent een studie uitgevoerd waarbij TRITON is toegepast om de golfbeweging in kribvakken in een rivier te bepalen. De golven zijn typische scheepsgolven en windgolven.

Koppeling SWAN-TRITON

De voor- en nadelen van SWAN en TRITON kunnen op natuurlijke wijze worden gecombineerd. SWAN kan worden gebruikt in het overgrote deel van het gebied, daar waar de golfeigenschappen niet sterk variëren over een golflengte. In het gebied waar sterke variatie van deze eigenschappen is, kan TRITON worden gebruikt. Te denken valt aan een deel van een haven, een kustzone met eventueel een golfbreker of het ondiepe gedeelte voor een dijk.

De golfbeweging in het gehele gebied kan worden bepaald met SWAN, resulterend in spectrale informatie op de randen van het kleine interessegebied. De spectrale golfinformatie moet worden vertaald naar tijdafhankelijke informatie in termen van oppervlakte-uitwijking, hetgeen als randvoorwaarde in TRITON wordt opgelegd. Met TRITON kan vervolgens tot aan de teen van de constructie worden doorgerekend, waar de golftrandvoorwaarden worden afgegeven.

2.2.3 Meerdijken

Voor het bepalen van de golfcondities en maatgevende waterstanden voor steenzettingen langs het IJsselmeer en het Markermeer (inclusief de aangrenzende randmeren) is speciale software beschikbaar: Hydra_Q. Deze software is ontwikkeld omdat het juist in dit gebied moeilijk is om de golfcondities en waterstanden vast te stellen zonder rekening te houden met het type bekleding waarvoor deze randvoorwaarden nodig zijn.

Dit komt omdat de extreme condities op het IJsselmeer en het Markermeer bepaald worden door de windsnelheid tijdens een tijdelijke zware storm-enerzijds, en het meerpeil als gevolg van extreme neerslag en rivierafvoer anderzijds. Deze twee oorzaken voor extreme condities zijn veel minder statistisch afhankelijk dan de windsnelheid en waterstand in de kustgebieden. Voordat de Hydra-software beschikbaar was, werd hiermee omgegaan door te stellen dat de extreme omstandigheden kunnen voorkomen tijdens twee extreme combinaties van meerpeil en windsterkte:

- een combinatie waarbij het verhoogde meerpeil als dominant statistisch verschijnsel wordt beschouwd en de windsterkte een bijkomend verschijnsel is. Het maatgevende meerpeil heeft hier een overschrijdingsfrequentie van 1/1000 en 1/10.000 per jaar en het bijbehorende windeffect 1/10 per jaar.
- een combinatie waarbij juist het windeffect als dominant statistisch verschijnsel wordt beschouwd met het verhoogde meerpeil als bijkomend verschijnsel. Het maatgevende windeffect heeft hier een overschrijdingsfrequentie van 1/1000 en 1/10.000 per jaar en het bijbehorende meerpeil 1/10 per jaar.

In Hydra_Q wordt de gezamenlijke statistiek van meerpeil en wind beschouwd. De basis wordt gevormd door een overschrijdingskromme van de meerpeilen en een database met vele berekeningen van de golfcondities bij verschillende windrichtingen en -snelheden. De golfcondities zijn berekend met het programma Hiswa, dat een voorloper is van het programma SWAN dat gebruikt wordt voor de kustwateren. Er kan rekening gehouden worden met de golfreducerende werking van een ondiep voorland en/of een lage havendam.

Het programma rekent allerlei combinaties van golfcondities en meerpeilen door en bepaalt voor elke combinatie hoe zwaar de bekleding belast wordt. Om te kunnen beoordelen of een hogere golfhoogte in combinatie met een lagere golfperiode een zwaardere belasting geeft dan een lagere golfhoogte in combinatie met een hogere golfperiode, wordt er gebruik gemaakt van de volgende formule om de zwaarte van de belasting vast te stellen: $H_s^a \cdot T_p^b$. Als dit product groter is, wordt aangenomen dat de belasting groter is. Voor steenzettingen wordt aanbevolen om te rekenen met $a = b = 0,67$.

2.2.4 Rivierdijken

Voor de berekening van de golfaanval op rivierdijken kan de methode van Bretschneider worden toegepast. Bij deze methode worden de golfhoogte en golfperiode bepaald in een situatie waarbij de wind over het wateroppervlak waait met constante snelheid en zodanige duur dat de golf maximaal tot ontwikkeling komt. De invoer voor de berekening bestaat uit de windsnelheid, de waterdiepte en de strijklengte. Voor meer informatie wordt verwezen naar de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken [lit.11, lit.12].

2.3 SCHEVE GOLFINVAL

2.3.1 Inleiding

Vrijwel alle kennis op het gebied van de stabiliteit van steenzettingen is ontwikkeld voor de situatie waarbij de golven loodrecht op de dijk aanvallen. In de werkelijkheid zal dit slechts een uitzondering zijn. Voor vele dijkvakken geldt dat de lokale golfvoortplantingsrichting nabij de dijk zodanig is dat de hoek van golfaanval t.o.v. de dijk niet 0° is (loodrechte golfaanval), maar veel groter, tot zelfs 90° toe (strijkgolven).

In de huidige situatie worden de golfrandvoorwaarden voor ontwerp en toetsing aangeleverd met daarbij de invalshoek die hoort bij de maatgevende combinatie van golfhoogte en golfperiode. In de rekenmethodes zoals beschreven in Ontwerp en Toetsing wordt hiermee nauwelijks rekening gehouden: in de methodes voor toplaaginstabiliteit, afschuiving en materiaaltransport speelt de invalshoek geen enkele rol en in de regels voor erosie van de onderlagen een zeer beperkte, namelijk in één van de toepassingsvoorwaarden voor de reststerkte van toplaag + granulaire laag (zie hoofdstuk 6) en in de belastingduur, zie 2.5.1.

Voor het faalmechanisme toplaaginstabiliteit en voor reststerkte is in het verleden onderzoek uitgevoerd om vast te stellen wat de invloed van scheve golfaanval is. Omdat de toplaagstabiliteit erg afhankelijk is van details in de golfbelasting, is het te verwachten dat juist bij dit mechanisme deze invloed van belang zou kunnen zijn. Verder worden de erosieprocessen die bepalend zijn voor grootte van de reststerkte, beïnvloed door de golfinvalsrichting. In achtereenvolgende subparagrafen wordt de invloed van scheve golfaanval op toplaaginstabiliteit, erosie van de onderlagen en de overige faalmechanismen behandeld.

2.3.2 Invloed scheve golfaanval op toplaaginstabiliteit

In 1988-1989 is door modelonderzoek in het Vinjé-bassin van WL, waarin zowel de golfrichting als de richtingspreiding kan worden ingesteld teneinde een zo realistisch mogelijk golfbeeld te simuleren, de golfdruk op het talud bij verschillende golfrichtingen in detail gemeten. Dat onderzoek heeft toen geleid tot de conclusie dat scheve golven tot een hoek van ongeveer 30° à 40° een weinig afwijkende belasting geven ten opzichte van loodrecht invallende golven. Daarom worden de gewone methoden voor het vaststellen

2 Hydraulische voorwaarden

van de stabiliteit van steenzettingen ook toegepast als de golven in beperkte mate scheef invallen. In die tijd is niet getracht om de reductie van de golfbelasting te kwantificeren voor de gevallen dat de golven nog schever inkomen dan 60° à 70° ; ook voor die gevallen worden de gewone methoden dus toegepast.

Sinds dat onderzoek zijn in de loop van de jaren aanwijzingen aan het licht gekomen die duiden op een mogelijk hogere belasting als de golfrichting 30° à 60° is. Eén van de eerste constatering van de invloed van scheve golfaanval vond plaats tijdens een zware storm in september 1986 op een kunstmatig eiland bij Prudhoe Bay, Alaska [lit.13]. Na de storm bleek het talud waar de golven loodrecht op aanvielen nog onbeschadigd te zijn, terwijl het talud waar de golven scheef op invielen duidelijk beschadigd was.

fysische processen bij scheve golfaanval op steenzettingen

Het scheef invallen van de golven heeft enerzijds een positieve invloed op de belasting, en anderzijds een negatieve:

- De golven zullen de dijk bereiken nadat ze direct vóór de dijk (binnen enkele tientallen meters van de waterlijn) door refractie en diffractie zijn bijgedraaid. Beide processen gaan gepaard met een verlies aan golfhoogte. In feite komt het erop neer dat de golfenergie, die oorspronkelijk in een smalle strook aanwezig was, bij de dijk wordt uitgesmeerd over een langer stuk dijkbekleding. De golven komen daardoor met een kleinere hoek op de bekleding en de golfhoogte is lager.
- Op basis van geschematiseerde numerieke simulaties is door Bezuijen [lit.14] de stabiliteit van een bekleding bij scheve golfaanval geschat. Deze berekeningen suggereren een lagere stabiliteit bij scheve golfaanval dan bij loodrechte golfaanval. Daarbij is de richting van de golven op het moment van breken maatgevend. Er is berekend dat bij een hoek van golfval van 60° de belasting beduidend hoger is dan bij loodrechte golfval en dat deze invloed bij een hoek van 40° ook nog duidelijk merkbaar is.

Ook de indicatieve berekeningen van Bezuijen [lit.14] op basis van tijdens regelmatige golfaanval gemeten drukken geven de indruk dat er sprake is van twee elkaar tegenwerkende invloeden, waarbij bij zeer grote invalshoeken ($\beta > 60^\circ$ à 70°) de eerst genoemde invloed (lagere golven door refractie en diffractie) het wint van de tweede (hoge belasting bij scheve golfbelasting), maar bij kleine hoeken ($\beta = 30^\circ$ à 60°) de tweede invloed dominant is.

De vraag is welk fysisch proces verantwoordelijk zou kunnen zijn voor de negatieve invloed op de stabiliteit. Hiervoor is een eerste indicatieve theorie ontwikkeld. De hogere belasting, ofwel de lagere stabiliteit, bij scheve golfaanval zou een gevolg kunnen zijn van het feit dat bij scheve golfaanval een gebied op het talud is aan te wijzen met een grote opwaartse verschildruk als gevolg van een steil golffront, met daarnaast op hetzelfde moment een golfklap die ook een bijdrage geeft aan de verschildruk. Deze twee oorzaken van een verschildruk vinden bij loodrechte inval ná elkaar plaats (op verschillende tijdstippen) terwijl ze bij scheve golfaanval tegelijk optreden (naast elkaar). Als de filterlaag ongeveer verzadigd is met water, zullen de drukken in de buurt instantaan worden doorgegeven en wordt dus de verschildruk volledig bepaald door de druk op het talud in de buurt van het beschouwde punt (klassieke leklengtetheorie). Hierdoor is het veel belangrijker welke drukken op het talud in de buurt van een bepaald blok optreden, dan de drukken die kort geleden zijn opgetreden. Het feit dat er bij scheve golfaanval twee oorzaken voor een grote verschildruk tegelijk optreden (naast elkaar) zou kunnen verklaren dat de belasting groter is en de stabiliteit kleiner.

grootte van de invloed van scheve golfaanval

De afname van de golfhoogte op het moment dat de golven het talud bereiken is thans moeilijk te kwantificeren. De genoemde bureaustudies geven indicatieve resultaten, maar hangen tevens af van enkele nog niet geverifieerde aannamen.

Gezien de korte tijd dat de golven de gelegenheid hebben om zich aan te passen aan de veranderende waterdiepte wanneer zij de teen van de dijk gepasseerd zijn, is de vermindering van de golfhoogte waarschijnlijk geringer dan zal volgen uit de formules voor refractie van golven. Op grond hiervan is het zeer waarschijnlijk dat voor een breed scala aan golfaanvalsrichtingen het negatieve effect groter is dan het positieve effect:

- Voor golfrichtingen tussen 30° en 60° zou het gecombineerde effect van de scheve golfaanval een netto vergroting van de belasting van ongeveer 10 à 30% kunnen geven. Helaas is er thans zo weinig bekend over deze processen, laat staan het combineren van de positieve en negatieve invloed, dat deze percentages gezien moeten worden als een zeer ruwe schatting.
- Als de golfrichting kleiner is dan 30°, dan geldt de oude conclusie dat de invloed van scheve golfaanval verwaarloosd kan worden.
- Voor de gevallen met zeer scheef invallende golven (zoals strijkgolven), met golfrichtingen tussen 60° en 90°, is een reductie van de golfbelasting te verwachten. Voor strijkgolven met $\beta > 80^\circ$ is de reductie waarschijnlijk ten minste 30%.

In de praktijk wordt nog geen rekening gehouden met de invloed die scheve golven kunnen hebben. Dit leidt bij zeer scheef invallende golven tot een conservatief resultaat. Voor golven met $\beta = 30^\circ$ à 60° is het resultaat mogelijk juist niet conservatief. Zoals aangegeven in 1.1.6 wordt hierdoor wellicht een deel van de aanwezige veiligheidsmarge opgebruikt, en kan het zijn dat er in een enkel geval wellicht zelfs onveilig wordt gerekend. Voorlopig wordt aangenomen dat deze marge voldoende is om de invloed van scheve golfaanval op te vangen. Het is wenselijk om in de nabije toekomst de invloed van scheve golfaanval te kwantificeren opdat meer zekerheid ontstaat over de stabiliteit van steenzettingen bij de veel voorkomende golfaanvalsrichting van 30° à 60° en er minder steenzettingen onterecht worden afgekeurd op locaties waar strijkgolven optreden. Het ontbreken van rekenregels voor beide gevallen wordt gezien als een belangrijke kennisleemte, zie ook hoofdstuk 10.

2.3.3 Invloed scheve golfaanval op erosie van de onderlagen

De reststerkte van steenzettingen en de reststerkte van de dijk worden waarschijnlijk sterk beïnvloed door de hoek van golfinval. Hier speelt waarschijnlijk vooral het proces dat de golfenergie bij scheve golfaanval gespreid wordt over een breder stuk dijk dan wanneer de golven loodrecht aanvallen.

De invloed van scheve golfaanval is voor de reststerkte van topklaag + granulaire laag door middel van modelonderzoek gekwantificeerd. De invloed is vrij grof weergegeven door slechts onderscheid te maken tussen de situatie met vrijwel loodrecht invallende golven en duidelijk scheef invallende golven:

$$\beta < 20^\circ: t_{rg} = 57 \cdot 10^3 T_p \cdot \exp(-0,51\sqrt{(H_s L_{op})});$$

$$\beta > 20^\circ: t_{rg} = 630 \cdot 10^3 T_p \cdot \exp(-0,90\sqrt{(H_s L_{op})}).$$

Hieruit blijkt dat de reststerkte van topklaag + granulaire laag bij scheef invallende golven 1,5 à 3 maal groter is dan bij loodrechte golfaanval. Overigens: de reststerkte is in deze formules uitgedrukt in seconden; in de rekenregels is dit vertaald naar uren.

2 Hydraulische voorwaarden

Ondanks deze geconstateerde invloed wordt deze niet in rekening gebracht bij het toetsen van steenzettingen, zie Toetsing en hoofdstuk 6 van dit deel Achtergronden. De achterliggende gedachte hierbij is dat de onzekerheid omtrent de grootte van de reststerkte nog zo groot is dat men graag vasthoudt aan een methodiek die conservatieve resultaten geeft. Werken met een methodiek die afgeleid is voor loodrechte golfaanval leidt bij scheve golfaanval tot conservatieve resultaten.

Waarschijnlijk geldt een vergelijkbare invloed bij reststerkte van kleilagen. In onderzoek is al een verband gelegd tussen inkomende golfenergie en mate van erosie. Als de golfenergie gespreid wordt over een breder stuk dijk zal naar verwachting de resulterende erosie van klei minder zijn. Dit is echter nog nooit onderzocht.

2.3.4 Invloed scheve golfaanval op overige bezwijkmechanismen

De invloed van scheve golfaanval op het optreden van andere bezwijkmechanismen, zoals afschuiving of materiaaltransport, is nog nooit nader onderzocht. Gezien de aard van deze bezwijkmechanismen mag verwacht worden dat scheve golfaanval een wat kleinere belasting geeft dan loodrechte golfaanval. Daardoor levert het rekenen met methoden, die afgeleid zijn voor loodrechte golfaanval, bij scheve golfaanval een conservatief resultaat.

2.4 SCHEEPSGOLVEN

2.4.1 Inleiding

In de delen Ontwerp en Toetsing is aangegeven dat scheepsgolven alleen in bijzondere gevallen een rol spelen bij het ontwerp of de toetsing van steenzettingen en dat ze in geval van twijfel kunnen worden berekend met het computerprogramma DIPRO. In deze paragraaf wordt enige achtergrondinformatie gegeven.

Langsvarende schepen veroorzaken drie soorten waterbeweging:

- primaire scheepsgolven (frontgolven, tijdelijke waterspiegeldaling en haalgolven);
- secundaire scheepsgolven (boeg- en/of hekgolven);
- stroming (retourstroom en stroming door schroefstraal).

Primaire en secundaire scheepsgolven kunnen van belang zijn voor steenzettingen. Scheepsgeïnduceerde stroming is nooit maatgevend voor steenzettingen en kan daarom worden verwaarloosd. In deze paragraaf worden enkele achtergronden beschreven en wordt per type golven aangegeven welke parameters een rol spelen (de invoer van DIPRO), hoe de golven worden gekarakteriseerd (de uitvoer van DIPRO) en hoe deze parameters kunnen worden gebruikt bij het ontwerpen en toetsen van steenzettingen.

Opgemerkt wordt dat de rekenmethodes van steenzettingen opgesteld zijn voor windgolven die gedurende een lange tijdsduur een min of meer constante golfaanval leveren. Scheepsgolven veroorzaken een veel korter durende aanval. Desondanks moeten de berekende golven op dezelfde manier in de rekenmethodes worden verwerkt als windgolven: de belasting door scheepsgolven doet zich op dagelijkse basis voor; vanwege de herhaling kan daarom toch beweging van toplaagelementen optreden. Vanwege de dagelijkse belasting is dit ongewenst in verband met onderhoud.

2.4.2 Primaire scheepsgolven

Primaire scheepsgolven zijn ter plaatse van de oever meestal niet hoger dan 0,3 à 0,5 m; in bijzondere gevallen is een golfhoogte van 1 m mogelijk. De periode van front- en haalgolven is 2 à 5 s, de spiegel­daling kan 20 à 60 s aanhouden. Primaire golven dempen snel uit zodat ze alleen van belang zijn als de schepen dicht langs de oever varen (minder

dan ongeveer 10 maal de scheepsbreedte). Hoogte en periode ter plaatse van de oever worden bepaald door het scheepstype, de vaarsnelheid, het dwarsprofiel van de vaarweg en de afstand tot aan de oever; dit is tevens de invoer die DIPRO nodig heeft om de primaire golven te berekenen.

Voor de drie typen primaire golven (frontgolven, haalgolven en waterspiegeldaling) worden in DIPRO de volgende parameters berekend:

- frontgolven: golfhoogte Δh_f en golfsteilheid i_f ;
- waterspiegeldaling: Δh ;
- haalgolven: golfhoogte z_{\max} en golfsteilheid i_{\max} .

De golfsteilheid is het quotiënt van golfhoogte en golflengte; via de formule $L = gT^2 / 2\pi$ kan daaruit de golfperiode worden berekend. In de meeste gevallen zal van deze drie typen de haalgolf maatgevend zijn. De op DIPRO gebaseerde waarden van golfhoogte en golfperiode kunnen rechtstreeks worden toegepast in de rekenregels voor toplaaginstabiliteit, afschuiving en materiaaltransport.

2.4.3 Secundaire scheepsgolven

Secundaire scheepsgolven zijn te onderscheiden in transversale en divergerende golven; de maatgevende secundaire golven ontstaan door de interferentie van deze twee soorten golven. De interferentiepieken hebben meestal een hoogte van 0,2 à 0,5 m, incidenteel komt een golfhoogte van 1 m voor. De bijbehorende periode is 2 à 3 s. Secundaire golven dempen nauwelijks uit en planten zich dus over honderden meters voort. De golfhoogte wordt bepaald door vaarsnelheid, scheepstype en dwarsprofiel van de vaarweg; de golflengte en golfperiode worden volledig bepaald door de vaarsnelheid.

In DIPRO worden voor de secundaire golven de golfhoogte H_i , golflengte L_{wi} en golfperiode T_i berekend. Deze zijn rechtstreeks bruikbaar in de rekenmethodes voor steenzettingen.

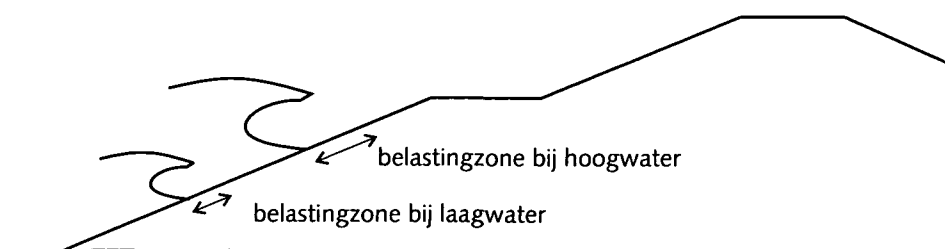
2.5 WATERSTANDSVERLOOP

2.5.1 Waterstandsverloop t.a.v. erosie van de onderlagen

Nadat er initiële schade is ontstaan aan een steenzetting, wordt de reststerkte aangesproken. Het gaat er daarbij om hoe lang (tijdsduur) de toplaag, de kleilaag en vervolgens de dijk kern nog weerstand kunnen bieden aan de golfbelasting. De erosiesnelheid van verschillende componenten in de dijk, zoals de toplaag en de kleilaag, zijn in het verleden gekwantificeerd op basis van modelonderzoek, zie hoofdstuk 6. Daarbij is de relatie gelegd tussen de eigenschappen van de toplaag + granulaire laag en van de kleilaag, en de erosiesnelheid, maar bij een vaste waterstand voor de gehele belastingduur.

Het probleem doet zich nu voor dat de bekleding op een bepaald niveau op de dijk slechts gedurende een beperkte tijd zwaar wordt aangevallen door de golven, omdat het stormverloop en eventueel het getij ervoor zorgt dat de belastingzone over de dijk bekleding loopt en steeds weer een ander deel zwaar belast. Het maatgevende waterstandsverloop voor de toetsing verschilt per watersysteem en is onderdeel van de aangeleverde hydraulische randvoorwaarden; de achtergronden daarvan worden niet in dit Technisch Rapport behandeld. Uitgaand van het aangeleverde waterstandsverloop moet voor de toetsing op erosie van de onderlagen de belastingduur voor elk relevant punt op het talud worden berekend. De rekenmethode daarvoor wordt behandeld in bijlage A.1.8 van Toetsing; deze paragraaf bevat de achtergronden daarvan.

2 Hydraulische voorwaarden



Figuur 2.3
Belastingzone voor erosie
van de onderlagen

Bij het onderzoek naar de reststerkte van de toplaag is vastgesteld dat de maximale erosiesnelheid optreedt op een niveau van ongeveer $0,4H_s\xi_{50p}$ onder de stilwaterlijn (SWL). Het is verder uit de proefresultaten gebleken dat de erosiesnelheid exponentieel afneemt naarmate men verder van dit maximum afkomt. Bij loodrechte golfaanval is de erosiesnelheid al ongeveer gehalveerd ten opzichte van het maximum als men de erosie bekijkt op een niveau van $0,1H_s\xi_{50p}$ onder SWL of $0,7H_s\xi_{50p}$ onder SWL. Deze invloed van de waterstand t.o.v. het beschouwde punt waar men de erosiesnelheid zou willen weten, is vereenvoudigd door te stellen dat de maximale erosiesnelheid aanwezig is in de zone tussen $0,1H_s\xi_{50p}$ onder SWL en $0,7H_s\xi_{50p}$ onder SWL (de belastingszone, zie figuur 2.3), en dat de erosiesnelheid daarbuiten nul is. Hiermee is een strook gedefinieerd t.o.v. de stilwaterlijn waar een erosiesnelheid te verwachten is die volgt uit de formules.

Voor schief invallende golven ($\beta > 20^\circ$) treedt de maximale erosiesnelheid ook ongeveer $0,4H_s\xi_{50p}$ onder de stilwaterlijn (SWL) op, maar is de belastingszone smaller. In dat geval ligt de belastingszone tussen $0,3H_s\xi_{50p}$ onder SWL en $0,5H_s\xi_{50p}$ onder SWL.

In de toetsingspraktijk wordt het probleem vanaf de andere kant benaderd: men heeft een niveau op de dijk gekozen waar men de reststerkte zou willen kwantificeren en vergelijken met de belastingduur. Voor de toetsing is het dus nodig om te bepalen hoe lang de schuivende belastingstrook op het betreffende niveau ligt; dit is de belastingduur die in de toetsing wordt gebruikt. Vanzelfsprekend is de totale stormduur daarvoor een bovengrens.

2.5.2 Waterstandsverloop t.a.v. statische overdruk

Gedurende een storm of hoogwaterperiode varieert de waterstand. Hierdoor kan de golfbelasting dan ook steeds op een ander gedeelte van het talud aangrijpen, zie 2.5.1. In deze paragraaf gaat het echter niet over de golfbelasting, met golfperiodes van enkele seconden, maar over de relatief langzame fluctuatie van de stilwaterstand, waarbij in de orde van grootte van uren kan worden gedacht. Tussenvormen hiervan kunnen vrij snelle waterstandsdingingen in kanalen (scheepvaartbelasting) of seiches in havenbekkens zijn.

Speciaal van belang is de situatie dat de waterstand in een beperkte tijdsduur tot een maximum stijgt en daarna in een periode van een aantal uren aanzienlijk daalt. In deze paragraaf wordt aandacht besteed aan de vraag wanneer dit ten aanzien van de grondmechanische stabiliteit of de stabiliteit van gepenetreerde of dichtgeslibde bekledingen een probleem is. Daarbij wordt niet specifiek op de rekenregels ingegaan (want dat gebeurt in de paragrafen 4.2 en 8.4).

waterstandsverloop voor de verschillende watersystemen

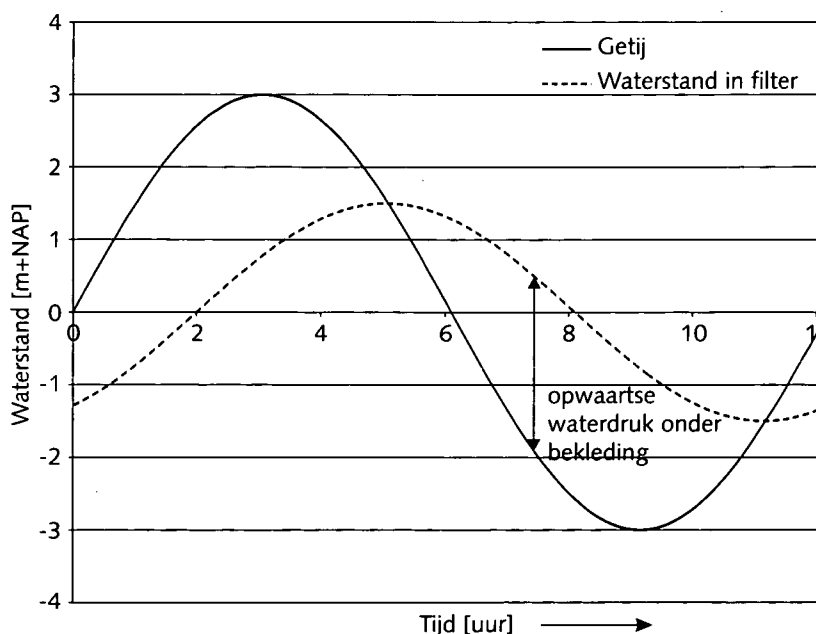
In dit hoofdstuk wordt vooral gesproken over waterstandsvariatie die primair door het getij en stormopzet wordt aangedreven. Dit is de maatgevende situatie langs de kust. Ook op de meren is een verloop van de waterstand aanwezig dat voor een belangrijk deel bepaald kan worden door stormopzet met een beperkte tijdsduur. In deze beide gevallen is er sprake van een waterstand die in een beperkte tijdsduur tot een maximum stijgt en daarna in een periode van een aantal uren aanzienlijk daalt.

Voor het rivierengebied gelden andere verlopen van de maatgevende waterstand. In het bovenrivierengebied wordt het waterstandsverloop bepaald door de maatgevende rivierafvoer. Snelle schommelingen van de waterstand zijn hier niet aan de orde. In het benedenrivierengebied is sprake van een combinatie van rivierafvoer, getij en stormopzet, dus daar spelen snelle schommelingen wel een rol. In vergelijking met de kust zijn deze schommelingen minder groot en minder snel.

Voor het verloop van de waterstand tijdens maatgevende omstandigheden kan voor de toetsing verwezen worden naar het Voorschrift Toetsen op Veiligheid [lit.45]. Bij ontwerp is dit een wat complexer vraagstuk, omdat in het waterstandsverloop rekening gehouden moet worden met een langere planperiode. Dat kan inhouden dat zeespiegelrijzing en/of hogere rivierafvoeren en/of zwaardere stormen in het waterstandsverloop moeten worden verdisconteerd. In het algemeen zullen bij ontwerp afspraken moeten worden gemaakt met het bevoegd gezag over de wijze waarop dit moet worden gedaan.

statische waterdrukken in de granulaire laag

Van belang voor het ontstaan van opwaarts gerichte waterdrukken op de toplaag is de ligging van de freatische lijn in de granulaire laag. Bij een open steenzetting met relatief grote doorlatendheden wordt de ligging van de freatische lijn geheel bepaald door de ligging van de buitenwaterstand. In geval van kleinere doorlatendheden, bijvoorbeeld doordat de toplaag is gepenetreerd, en mogelijk ook als de granulaire laag en de toplaag zijn dichtgeslibd, kan de situatie zich voordoen dat de freatische lijn enige tijd nodig heeft om zich aan te passen aan een verandering in de buitenwaterstand. Er ontstaan dan drukverschillen over de toplaag, zie figuur 2.4.



Figuur 2.4
Het ontstaan van opwaartse
drukverschillen onder de
bekleding

2 Hydraulische voorwaarden

Dit verschijnsel is bij stormmetingen en getijmetingen geconstateerd bij gepenetreerde en bij dichtgeslibde steenzettingen [lit.15], zie 3.7.2. De gedachte achter getijmetingen is dat de meting vervolgens kan worden nagerekend om de eigenschappen, met name de doorlatendheden van topklaag en granulaire laag, te bepalen. Met die doorlatendheden kan vervolgens een berekening worden gemaakt voor de maatgevende omstandigheden om na te gaan wat onder die omstandigheden de maximale opwaartse druk zou kunnen worden. In theorie kan die opwaartse druk gemakkelijk oplopen tot waarden die groter zijn dan het gewicht van de topklaag, en zou de topklaag dus kunnen afschuiven of opgedrukt worden.

In principe kan dit narekenen en voorspellen met het model ZSteen worden uitgevoerd (zie 3.5.1), maar in de praktijk blijkt dat dit model vaak te beperkt is, omdat, bij deze lage doorlatendheden van topklaag en granulaire laag, de aanname dat de ondergrond ondoorlatend is ten opzichte van de granulaire laag niet meer geldt. Een tijdsafhankelijk grondwaterstromingsmodel als Seep/W is dan beter geschikt (zie 4.3.1).

In theorie kan dit gedrag analytisch worden voorspeld, zie [lit.15] en [lit.16]. In werkelijkheid blijkt de voorspellende waarde van deze theorie beperkt, maar een interessant begrip uit deze theorie is het begrip 'lektijd'. Net als bij het begrip 'leklengte' leidt een kleine waarde voor de lektijd tot kleine drukverschillen, en een grote waarde voor de lektijd tot grote drukverschillen, bij een wisselende stilwaterstand. Zo volgt uit de theorie dat de statische drukverschillen toenemen met:

- een toenemende leklengte (dus onder andere een afnemende topklaagdoorlatendheid);
- een toenemende porositeit van de granulaire laag (vanwege de grotere berging in de granulaire laag);
- een afnemende doorlatendheid van de granulaire laag;
- een flauwer talud;
- een groter hoogteverschil waarover de ondoorlatende bekleding aanwezig is;
- een minder doorlatende teenconstructie.

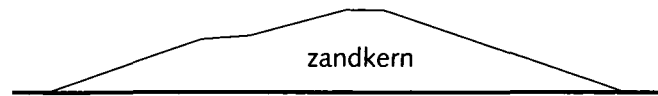
Zonder ingewikkelde formules kan de tendens al worden aangegeven. Grotere statische waterdrukken kunnen verwacht worden bij een weinig doorlatende topklaag en granulaire laag, een groot hoogteverschil waarover dit het geval is, en een weinig doorlatende teenconstructie.

statische waterdrukken onder de bekleding (grondmechanische stabiliteit)

In de dijk zelf kan onder bepaalde voorwaarden ook een hoge freatische grondwaterstand ontstaan, vergelijkbaar met een hoge freatische lijn in de granulaire laag uit de vorige paragraaf [lit.17]. Als de buitenwaterstand zakt, dan kan dit wellicht de grondmechanische stabiliteit van de steenbekleding (inclusief klei-onderlaag) nadelig beïnvloeden. Dit verschijnsel is dus van belang voor het faalmechanisme afschuiving.

De opbouw van de dijk is hierbij essentieel. Om dit te verduidelijken zijn figuur 2.5 en figuur 2.6 opgenomen.

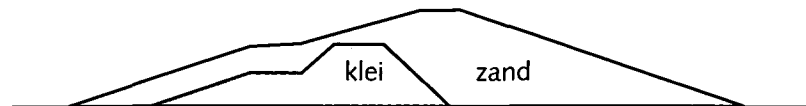
Figuur 2.5
Zanddijk



zandscheg
klei
zand



Figuur 2.6
Aangevulde kleidijk



Bij een zanddijk is aan de buitenzijde veelal een klei-afdekking aanwezig onder de steenzetting. Boven de gemiddeld hoogwaterlijn kan deze kleilaag door uitdroging (scheurvorming) en bodemstructuurvorming redelijk waterdoorlatend zijn geworden. Er kan bij hoogwaterstanden dus water door de klei-onderlaag boven de hoogwaterlijn dringen, richting de kern van de dijk. Bij een dijk die uniform uit zand bestaat is dit naar verwachting geen probleem: dit water kan naar de polderzijde wegstromen, zodat een hoge freatische grondwaterstand niet voor de hand ligt.

Bij een aangevulde kleidijk is dit anders. De oude kleidijk verhindert afstroming naar de polderzijde. Tussen de oude kleidijk en de klei-onderlaag onder de steenzetting kan zich tijdens hoogwater een hoge grondwaterstand in het zand opbouwen. Omdat de klei-onderlaag in de getijzone niet is uitgedroogd en daardoor ook weinig bodemstructuur zal vertonen is deze laag betrekkelijk waterdoorlatend. Als de hoge buitenwaterstand zakt, dan kan het water in de kern deze daling niet volgen. Er ontstaat onder de kleilaag een opwaartse drukopbouw die wellicht aanleiding kan zijn tot afschuiving van de klei-onderlaag, inclusief de steenzetting die hierop ligt. Of dit daadwerkelijk tot problemen kan leiden zal nog nader onderzocht worden door combinatie van grondwaterstromings- en sterkteberekeningen. Dit vergt nog enige studie. Zo kan bijvoorbeeld de weerstand tegen afschuiven van de teenconstructie hierbij een belangrijke rol spelen, maar dat is vooralsnog moeilijk in te schatten. In de huidige ontwerp- en toetsmethode worden voor deze situatie geen rekenregels gegeven, zie Ontwerp en Toetsing.

3 Toplaaginstabiliteit

In dit hoofdstuk wordt, na een beschrijving van het fysisch proces dat leidt tot toplaaginstabiliteit (3.1), aandacht besteed aan de in dit verband belangrijke parameter lek lengte (3.2). Daarna volgt behandeling van de drie rekenmethoden voor toplaaginstabiliteit: de black-boxmethode (3.3), de analytische methode (3.4) en numeriek rekenen (3.5). Vervolgens wordt de stabiliteit van steenzettingen op berm, bovenbeloop, kruin en binnentalud besproken (3.6). Tenslotte wordt ingegaan op de mogelijkheden voor geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit (3.7).

3.1 FYSISCH PROCES

Door hydraulische belasting ontstaat onder de toplaagelementen een opwaartse waterdruk. Als de resulterende opwaartse waterdruk groter is dan het elementgewicht plus de onderlinge wrijving en/of klemming, worden de elementen uit de bekleding geduwd. De toplaagelementen moeten in verband blijven om voldoende sterkte te kunnen leveren. Als dit verband wordt verbroken, faalt de toplaag.

Toplaaginstabiliteit kan zich voordoen onder golfaanval (onder en boven de stilwaterstand) en onder langsstroming. In de praktijk is de belasting door golven in de klapzone bijna altijd maatgevend. Hiervoor worden verder twee verschillende faalmechanismen onderscheiden: afhankelijk van het constructietype is ofwel de situatie bij maximale golfterugtrekking maatgevend, ofwel de situatie op het moment van de golfklap:

- Op het moment van maximale golfterugtrekking speelt zich rond het punt tot waar de waterlijn zich heeft teruggetrokken een complex dynamisch proces af. Zowel van hoger als van lager op het talud ontstaat gedurende ongeveer een halve seconde een stroming in de richting van de toplaagelementen vlak boven de waterlijn. Dit kan leiden tot zodanige druk op de toplaagelementen dat deze worden uitgelicht.
- Op het moment van de golfklap ontstaat aan de bovenkant van de toplaag een lokale drukpiek, die vervolgens doordringt tot onder de toplaagelementen.

Bij deze processen zijn tevens van belang: de onderlinge wrijving van de toplaagelementen, de verhinderde toestroming van water onder het toplaagelement, de massatraagheid van het toplaagelement en de invloed van overgangsconstructies. Op het moment van de golfklap hebben vooral de verhinderde toestroming en de massatraagheid een gunstige invloed op de stabiliteit vanwege de korte duur van de belastingsituatie. Deze invloeden zijn expliciet onderdeel van de analytische methode; zie 3.4 voor de onderbouwing.

3.2 LEKLENGTE Λ

De lek lengte is een belangrijke parameter die vooral de verhouding beschrijft tussen de doorlatendheden van de granulaire laag en van de toplaag. Voor de stabiliteit van de toplaagelementen is het gunstig als het water moeilijk door de granulaire laag, maar gemakkelijk door de toplaag kan stromen. Het 'gemak' waarmee water evenwijdig aan het talud door de granulaire laag kan stromen wordt de transmissiviteit genoemd; deze is afhankelijk van de doorlatendheid van het materiaal en van de laagdikte. Het 'gemak' waarmee water loodrecht op het talud door de toplaag kan stromen wordt bepaald door de eigenschappen van de spleten tussen de toplaagelementen: de waterdoorlatendheid en de lengte van de spleten loodrecht op het talud, oftewel de toplaagdikte. De lek lengte is een maat voor de verhouding tussen de transmissiviteit van de granulaire laag en het

3 Toplaaginstabiliteit

gemak waarmee het water door de toplaag kan stromen. Binnen het geldigheidsgebied van de lekentheorie is het verband tussen lekentheorie en stabiliteit negatief: een hogere waarde van de lekentheorie betekent een lagere stabiliteit.

De lekentheorie is als volgt gedefinieerd:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{D}{k'} kb}$$

Met:

Λ	=	lekentheorie	[m]
D	=	dikte van de toplaag	[m]
k'	=	doorlatendheid van de toplaag	[m/s]
k	=	doorlatendheid van de granulaire laag	[m/s]
b	=	dikte van de granulaire laag	[m]

De doorlatendheid van de granulaire laag hangt vooral af van de porositeit n en van de fijne fractie van het materiaal. Volgens de theorie van Forchheimer wordt de relatie tussen het verhang i en het specifiek debiet q gekarakteriseerd door een lineaire component en een kwadratische (turbulente) component:

$$i = a_f q + b_f q^2$$

waarin:

i	=	verhang	[-]
q	=	filtersnelheid (= specifiek debiet = debiet per m ² doorstroomprofiel, inclusief de korrels)	[m/s]
a_f	=	lineaire weerstandscoefficiënt van de granulaire laag	[-]
b_f	=	turbulente weerstandscoefficiënt van de granulaire laag	[-]

Op basis van de Darcy-relatie $q = k \cdot i$ kan de doorlatendheid k in gelineariseerde vorm worden uitgewerkt als functie van het verhang i :

$$k = \frac{-a_f + \sqrt{a_f^2 + 4b_f i}}{2b_f i}$$

Op basis van doorlatendheidsmetingen zijn voor de coëfficiënten a_f en b_f de volgende waarden vastgesteld:

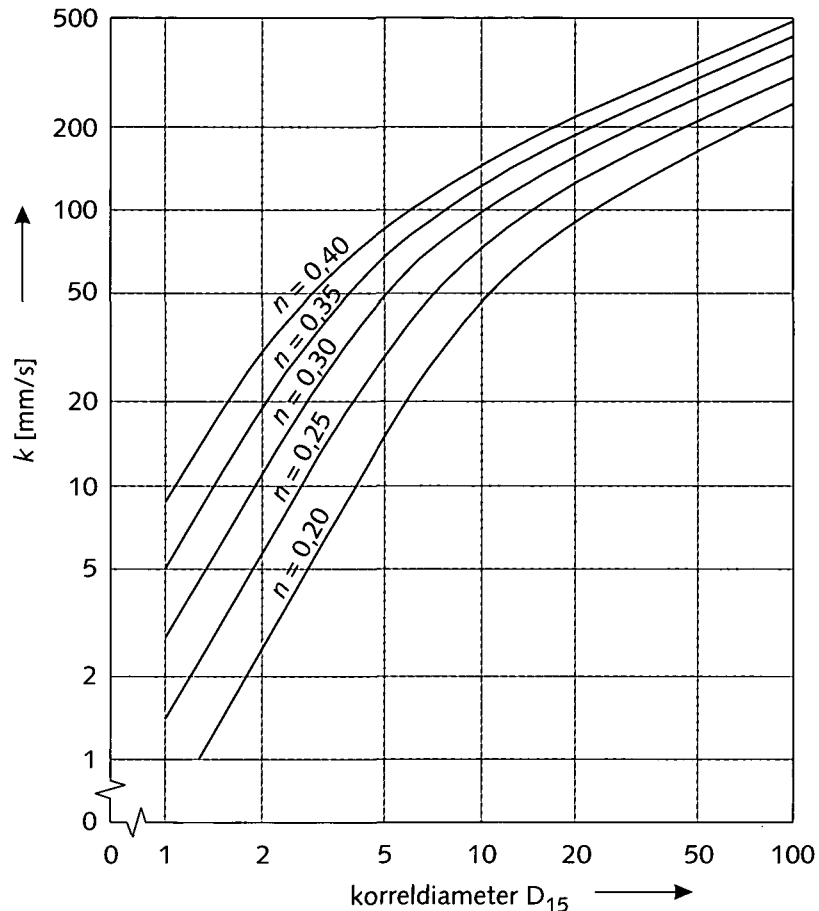
$$a_f = 160 \frac{v (1-n)^2}{g n^3 D_{15}^2}$$

$$b_f = \frac{2,2}{g n^2 D_{15}}$$

waarin:

v	=	kinematische viscositeit, = $1,2 \cdot 10^{-6}$	[m ² /s]
n	=	porositeit van de granulaire laag	[-]

De relatie tussen de doorlatendheid k , de porositeit n en de fijne fractie van het materiaal is weergegeven in figuur 3.1, bij een verhang i van 0,3. De linkerhelft van de figuur ($D_{15} < 10$ mm, steilere lijnen) betreft laminaire stroming, de rechterhelft betreft turbulente stroming (vlakke lijnen).



Figuur 3.1
Doorlatendheid van de
granulaire laag

De *doorlatendheid van de toplaag* wordt bepaald door een viertal stromingsweerstand:

- aanstroomweerstand $\Delta\phi_r$: de stroming in de granulaire laag wordt evenwijdig aan het talud verondersteld, maar ter plaatse van de opening in de toplaag vindt een contractie plaats naar elk van de spleten in de toplaag, en dit veroorzaakt een stijghoogteverlies;
- geokunststofweerstand $\Delta\phi_g$: in het bijzondere geval dat zich direct onder de toplaag een geokunststof bevindt (bijvoorbeeld bij sommige typen blokkenmatten) moet het water daar doorheen stromen om vanuit de granulaire laag in de toplaagopening te komen;
- instromingsverlies $\Delta\phi_a$: bij het instromen onderin de toplaagopening én het uitstromen bovenop de toplaag ondervindt het water weerstand doordat het dwarsprofiel verandert, waarbij neren (tegenstromen) kunnen ontstaan;
- wandwrijving $\Delta\phi_r$: deze bijdrage hangt onder andere af van het doorstroomprofiel in de toplaagopening.

3 Toplaaginstabiliteit

De totale stromingsweerstand is de som van de vier bijdragen. In [lit.5] staan vergelijkingen voor elk van deze weerstanden. Met behulp van die vergelijkingen en met de Forchheimer-relatie en de Darcy-relatie kan een uitdrukking worden gevonden voor de doorlatendheid k' van de toplaag. In lijn met de doorlatendheid van de granulaire laag geldt:

$$k' = \frac{-a' + \sqrt{(a')^2 + 4b'i}}{2b'i}$$

waarin:

a'	=	lineaire weerstandscoefficiënt van de toplaag	[-]
b'	=	turbulente weerstandscoefficiënt van de toplaag	[-]

Uit de vergelijkingen voor de vier weerstanden zijn de volgende formules voor a' en b' afgeleid:

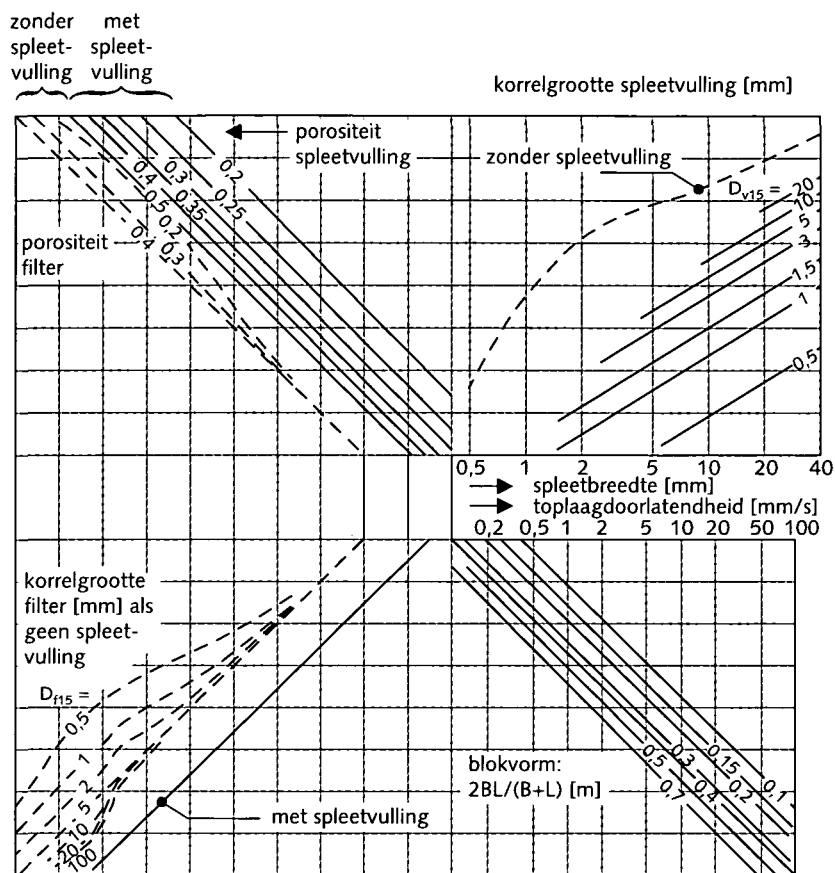
$$a' = \frac{12\nu}{gs^2\Omega} + \frac{sa_f}{\Omega\pi D} \ln\left(\frac{s}{\Omega\pi r_{\min}e}\right) + \frac{a_g T_g}{\Omega D}$$

$$b' = \frac{1}{2g\Omega^2} \left[\left(\frac{1}{n} - 1\right)^2 + 1 \right] + \frac{sb_f}{\Omega\pi D} \left(\frac{s}{\Omega\pi r_{\min}}\right) + \frac{b_g T_g}{\Omega^2 D}$$

waarin:

s	=	spleetbreedte	[m]
a_f	=	lineaire weerstandscoefficiënt van de granulaire laag	[-]
Ω	=	open-ruimtegehalte van de toplaag	[-]
D	=	toplaagdikte	[-]
r_{\min}	=	het maximum van $\frac{1}{2} D_{f15}$ en 0,4 s	[m]
a_g	=	lineaire weerstandscoefficiënt van het geokunststof	[-]
T_g	=	dikte van het geokunststof	[m]
n	=	porositeit van de granulaire laag	[-]
b_f	=	turbulente weerstandscoefficiënt van de granulaire laag	[-]
b_g	=	turbulente weerstandscoefficiënt van het geokunststof	[-]

De relatie tussen enerzijds de doorlatendheid van de toplaag en anderzijds de afmetingen van de open ruimte, de fijne fractie van eventueel aanwezige voegvulling, de porositeit van de granulaire laag, de fijne fractie van de granulaire laag en de vorm van de toplaagelementen is weergegeven in figuur 3.2, bij een verhang i van 1,0.



Figuur 3.2 Doorlatendheid van de toplaag

Er zijn ook formules afgeleid voor de doorlatendheid van ingewassen toplagen en blokken met gaten, zie [lit.5].

Overigens is recent het inzicht ontstaan dat de beschreven formulering voor de doorlatendheid van de toplaag te ongunstig is bij grotere toplaagdikte (vanaf ongeveer 0,3 m); de huidige rekenregels zijn voor die gevallen dus conservatief. Binnenkort zal een verbeterde formulering beschikbaar zijn en in de rekenmethodes worden opgenomen.

Als er meer granulaire lagen boven elkaar liggen, moet rekening worden gehouden met dikte en doorlatendheid van elke laag afzonderlijk. De formule voor de lek lengte verandert dan als volgt:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{D}{k'}(k_1 b_1 + k_2 b_2 + \dots)}$$

De indices 1, 2, etc. staan voor de verschillende granulaire lagen.

3.3 ONDERBOUWING BLACK-BOXMETHODE

3.3.1 Gebruik van de methode

Het black-boxmodel is ontwikkeld ten behoeve van een eerste globaal ontwerp of een eenvoudige toetsing op het faalmechanisme toplaagstabiliteit, zodat die snel zonder computer uitgevoerd kunnen worden met enkele eenvoudig te bepalen kenmerken van de steenzetting. De eenvoud van de methode heeft helaas als nadeel dat het twijfelachtige gebied vrij breed is. Andere methoden, zoals ANAMOS in het geval van steenzettingen op een granulaire laag, geven een nauwkeuriger resultaat.

In het deel Ontwerp van dit Technisch Rapport wordt het black-boxmodel behandeld als de ontwerpmethode voor een stabiele toplaag van steenzettingen waarin onder de toplaag geen granulaire laag ligt (want daarvoor bestaat geen scherpere methode). Het model kan ook worden gebruikt voor een eerste, conservatieve benadering bij het ontwerp van steenzettingen met granulaire laag (maar dit levert zeker geen optimaal ontwerp op). In het deel Toetsing wordt het black-boxmodel behandeld als de eenvoudige methode voor toetsing op toplaaginstabiliteit.

3.3.2 Opzet van het model

Het model heeft in de loop der jaren steeds dezelfde algemene opzet gehouden. Op de horizontale as is de brekerparameter ξ_{op} gezet en op de verticale as de belastingparameter $H_s / \Delta D$. In de figuren voor het toetsen van de stabiliteit van steenzettingen staan steeds twee lijnen. Deze lijnen bakenen in de toetsingsfiguur drie gebieden af:

- Onder de onderste lijn: bekleding is 'goed'.
- Tussen de lijnen: bekleding is 'twijfelachtig'.
- Boven de bovenste lijn: bekleding is 'onvoldoende'.

Er bestaan black-boxfiguren voor standaard-steenzettingen en geschakelde steenzettingen. Voor standaard-steenzettingen wordt onderscheid gemaakt tussen vijf constructietypen:

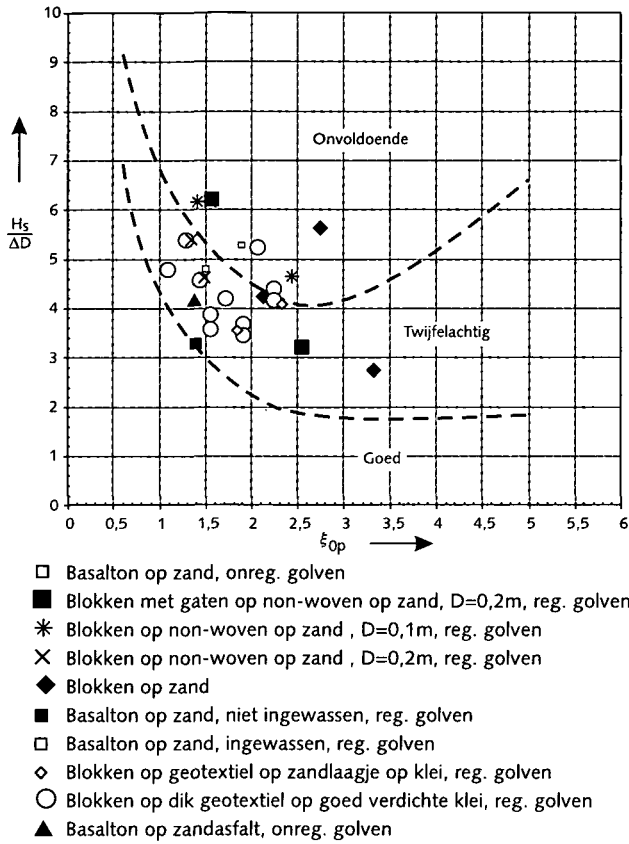
- 1 standaard-steenzettingen op geokunststof op zand of klei;
- 2 standaard-steenzettingen op 'goede/erosiebestendige' klei (c1);
- 3 standaard-steenzettingen op granulaire laag: voor dit type geldt de volgende onderverdeling:
 - a gunstige constructies;
 - b normale constructies;
 - c ongunstige constructies.

Voor geschakelde steenzettingen geldt dezelfde indeling; de respectievelijke typen daarvan worden aangeduid als type 4, 5, 6a, 6b en 6c.

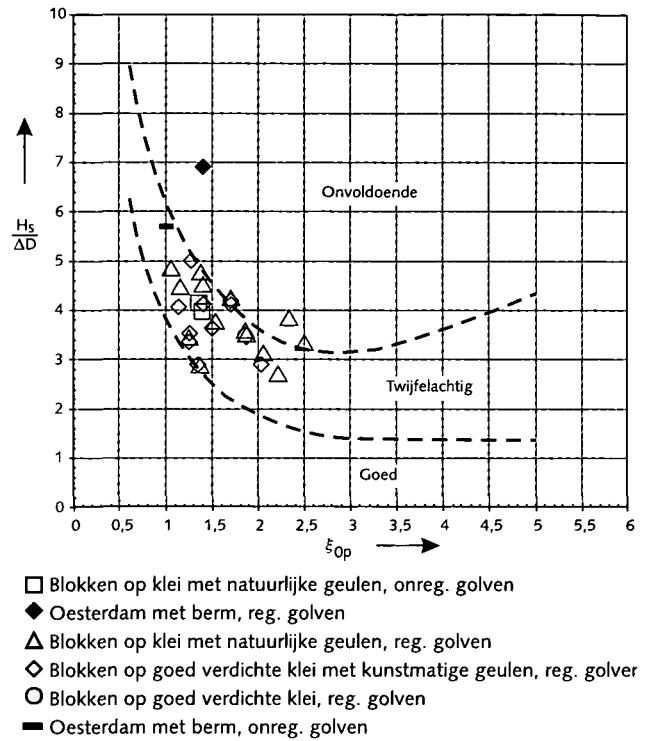
Voor meer informatie over de methode zelf wordt verwezen naar Toetsing, 4.2.2 (stap 2) en 5.1 (stap 2).

3.3.3 Onderbouwing

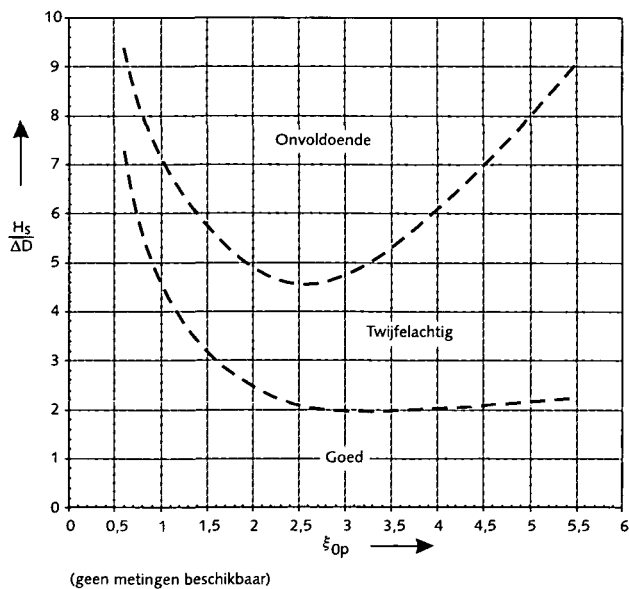
Aan de basis van de black-boxfiguren staan resultaten van modelproeven in de Deltagoot. In onderstaande figuren 3.5 tot en met 3.12 zijn voor elk type de black-boxlijnen weergegeven samen met de meetresultaten waarop ze zijn gebaseerd.



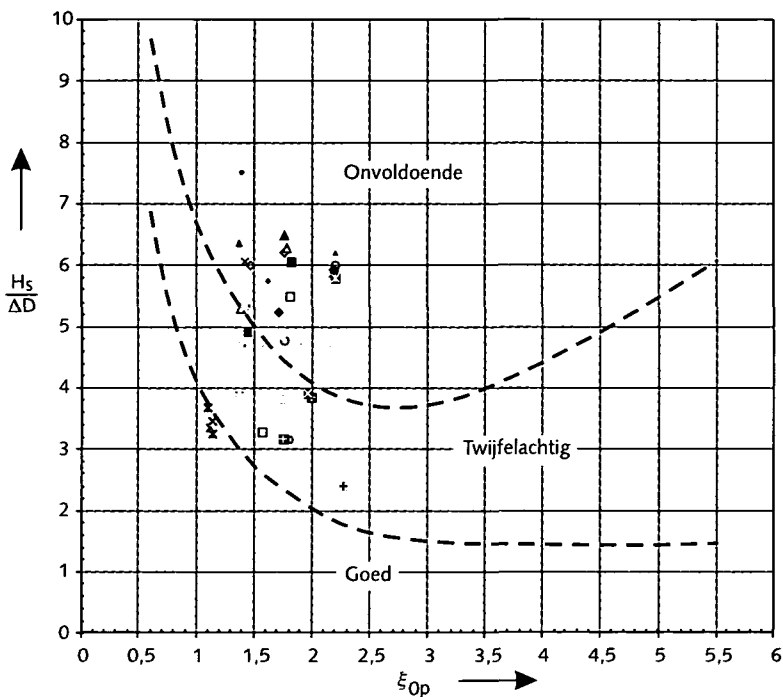
Figuur 3.3 Type 1



Figuur 3.4 Type 2

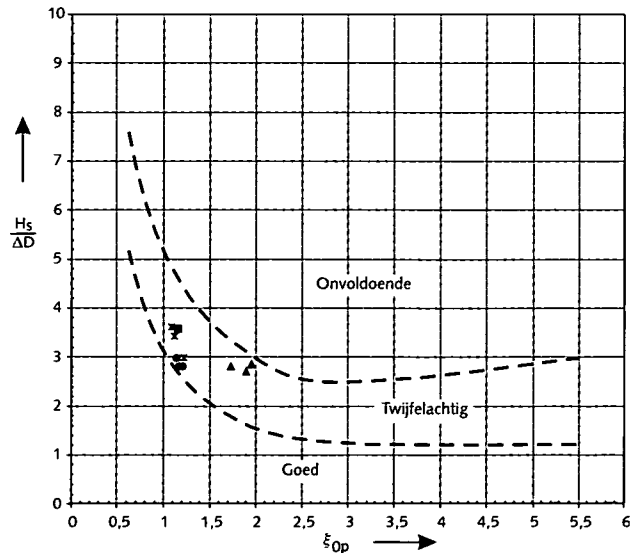


Figuur 3.5 Type 3a



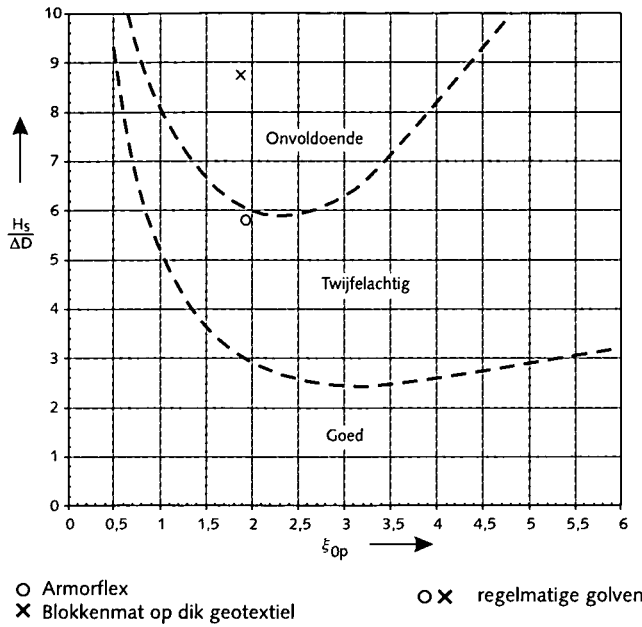
- ◆ blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen
- ▲ blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen
- + blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen
- blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen
- blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen
- × blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen
- blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen
- Basalt op puin
- △ PIT Polygoonzuilen
- ▲ Hydroblocks
- + plat gezette blokken, brede ingewassen langsvoeegen
- Armoflex zonder kabels (niet ingewassen)
- blokken op hun kant, zonder voeg (schade)
- blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen
- Armoflex zonder kabels (ingewassen)
- ⊠ blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen (schade)
- × Oosterdam, losse blokken met gaten
- blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen (schade)
- blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen (schade)
- blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen (schade)
- ◇ blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen (schade)
- △ blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen (schade)
- × blokken op hun kant, brede ingewassen stootvoegen (schade)
- ⊠ blokken op hun kant, brede ingewassen langsvoeegen (schade)
- ◇ Haringmanblokken op mijnsteen
- PIT Polygoon (schade)
- Basalton, niet ingewassen
- plat gezette blokken met brede ingewassen voegen (schade)
- blokken op hun kant, zonder voeg
- plat gezette blokken 50x50x25cm, koud tegen elkaar op uitvullaag en mijnsteen
- ▲ Hydroblocks (schade)
- ⊠ plat gezette blokken met brede ingewassen voegen
- × Oosterdam, losse blokken met gaten (schade)

Figuur 3.6 Type 3b

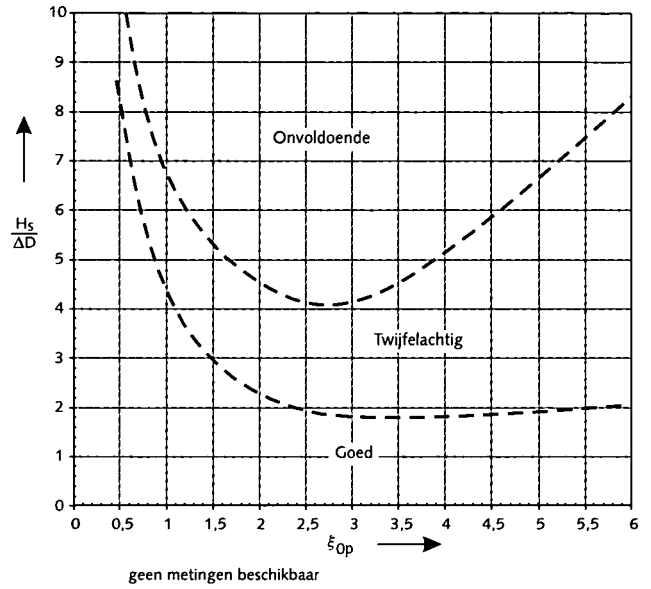


- ▲ Gidsonderzoek met dichte toplagen
- ◆ Oosterdam, talud met berm op of boven SWL, halfsteensverband
- Oosterdam, talud met berm op of boven SWL, halfsteensverband (schade)
- Oosterdam, talud met berm op of boven SWL, schaakbordverband
- × Oosterdam, talud met berm op of boven SWL, schaakbordverband (schade)

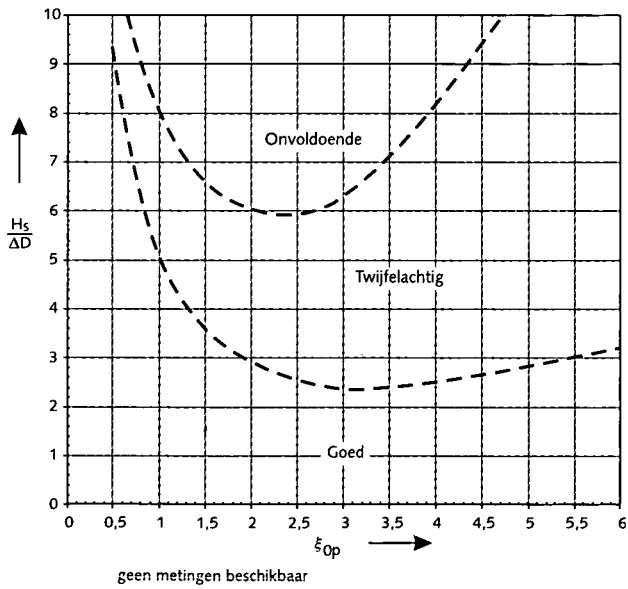
Figuur 3.7 Type 3c



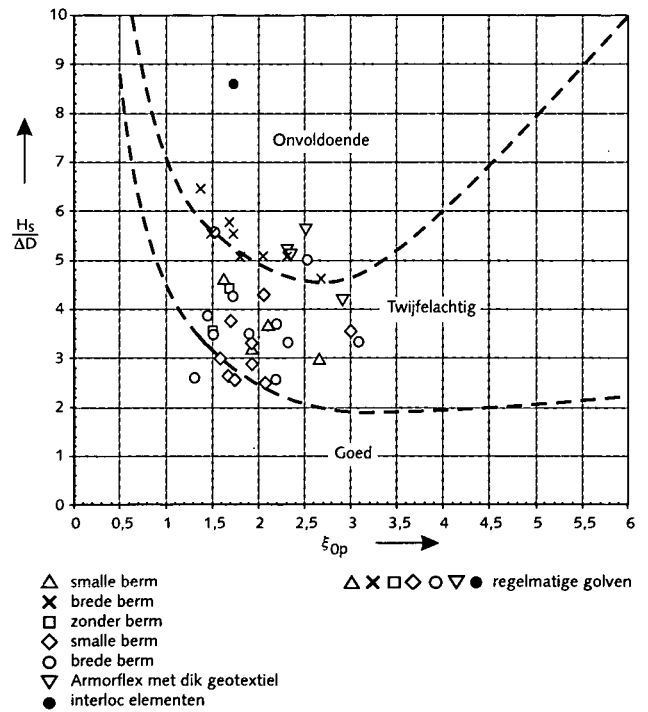
Figuur 3.8 Type 4



Figuur 3.9 Type 5

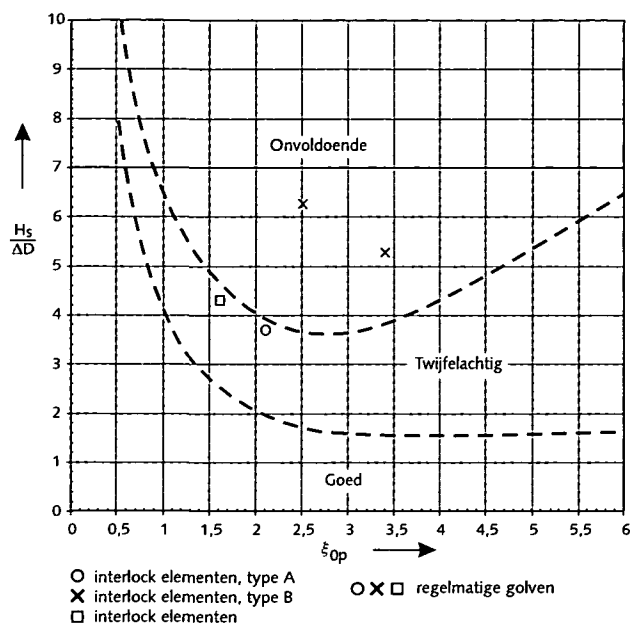


Figuur 3.10 Type 6a



Figuur 3.11 Type 6b

3 Toplaaginstabiliteit



Figuur 3.12 Type 6c

Het model is gebaseerd op vele resultaten van grootschalig modelonderzoek met golven van 0,5 tot 2,0 m hoog, zodat aangenomen kan worden dat schaafeffecten verwaarloosbaar zijn. Bovendien is de theoretische kennis over de golfbelasting op taluds en de bezwijkmechanismen van steenzettingen in de grafieken verwerkt.

In het CUR-handboek van 1992 [lit.1] is de methode als eerste gepresenteerd, maar de methode is in de afgelopen jaren steeds verder verbeterd. Met name twee verbeteringen zijn van belang: het verloop van de lijnen bij hogere waarden voor de brekerparameter ξ_{0p} en het gebruik van proeven met onregelmatige in plaats van regelmatige golven.

In de versie van het CUR-handboek [lit.1] waren de lijnen in de grafieken nog continu dalend. Later is ontdekt dat de stabiliteit van steenzettingen als functie van de brekerparameter ξ_{0p} zou kunnen gaan stijgen als $\xi_{0p} > 3$. Dit is meegenomen in de hier gepresenteerde figuren, die ook in 1997 en 1999 in de Leidraad Toetsen op Veiligheid zijn opgenomen. De stijgende stabiliteit is echter nog steeds niet definitief aangetoond en daarom is voor de grens tussen 'twijfelachtig' en 'goed' in de grafieken een minder sterk stijgende of zelfs vlakke lijn gegeven. Voor grote waarden van de brekerparameter is daardoor het twijfelachtige gebied erg breed. Overigens: in normale Nederlandse omstandigheden varieert ξ_{0p} tussen 1 en 2.

De black-box figuren zijn gebaseerd op Deltagootproeven. Deze zijn veelal uitgevoerd met regelmatige golven en soms met onregelmatige. De proeven met onregelmatige golven genieten de voorkeur, omdat de golven in de praktijk dat ook zijn. Om de proefresultaten van regelmatige golven zo goed mogelijk te benutten tussen die met onregelmatige, is in het verleden getracht een omrekenmethode op te stellen.

Door gebrek aan geschikte gegevens was dit echter nauwelijks mogelijk. Er is uiteindelijk gewerkt met:

$$H_s = 0,85 \cdot H$$

$$\xi_{0p} = \xi_0$$

met:

H	=	Golfhoogte bij de teen van de dijk van regelmatige golven bij beginnende schade	[m]
H_s	=	Overeenkomstige significante golfhoogte van onregelmatige golven bij de teen van de dijk bij beginnende schade	[m]
ξ_0	=	Brekerparameter van regelmatige golven = $\tan \alpha / \sqrt{H / L_0}$	[-]
L_0	=	Golflengte op diep water, $L_0 = gT^2 / 2\pi$	[m]
T	=	Golfperiode van regelmatige golven bij beginnende schade	[s]

In 1997 en 1998 zijn modelproeven uitgevoerd in de Deltagoot met onregelmatige golven op constructies van het type 3 (steenzetting op granulaire laag). De resultaten hiervan en van eerder onderzoek zijn uitgezet in de huidige black-boxfiguren. Omdat er nu veel meer meetpunten zijn met onregelmatige golven zijn in de betreffende figuren alleen nog de meetpunten met onregelmatige golven gegeven.

3.3.4 Ontwikkelingen

In de figuren is te zien dat vele meetpunten in het 'onvoldoende'-gebied liggen. Een enkele uitzondering is geen probleem, maar het zijn er zoveel dat er twijfels zijn ontstaan over de juiste ligging van de lijnen. Verder is de spreiding van de meetpunten per figuur erg groot en is er een grote overlap van de puntenwolk in type 3 voor de normale en de ongunstige constructie. Dit duidt erop dat de criteria, waarop de onderverdeling is gebaseerd, niet optimaal zijn.

Deze constatering hebben ertoe geleid dat er een voorstel is gedaan voor een nieuw black-boxmodel. In het nieuwe model is voorgesteld de verdeling in constructietypen m.b.t. de steenzettingen op een granulaire laag (type 3) te veranderen. Het blijkt mogelijk te zijn de verdeling zo aan te passen dat voor elk type de puntenwolk in de grafiek minder breed wordt en bovendien wordt het dan mogelijk om het constructietype 'dichtgeslibde steenzettingen' afzonderlijk op te nemen. Er wordt momenteel gedacht over het minder steil maken van de lijnen in de grafieken voor kleine waarden van de brekerparameter ($\xi_{0p} < 2$), maar dit moet nog nader geverifieerd worden.

3.4 ONDERBOUWING ANALYTISCHE METHODE

In deze paragraaf wordt eerst het gebruik van de analytische methode beschreven (3.4.1). Vervolgens wordt de achtergrond behandeld van één van de belangrijkste schematisaties van de methode: het golffront dat de maatgevende belasting veroorzaakt (3.4.2). In de laatste drie subparagrafen worden de drie rekencriteria beschreven waarmee in de analytische methode wordt bepaald of een steenzetting voldoet aan de eisen; eerst de twee rekencriteria die rechtstreeks volgen uit de schematisatie van het golffront (3.4.3 en 3.4.4); daarna het derde rekencriterium van de analytische methode: de algemene bovengrens, ook wel bekend als de 6-ksi-regel (3.4.5).

3.4.1 Gebruik van de methode

Voor de berekeningen van het faalmechanisme toplaaginstabiliteit van steenzettingen op een granulaire laag wordt de zogenaamde analytische methode gebruikt bij het ontwerp (5.3 van Ontwerp) en bij de gedetailleerde toetsing (4.2 van Toetsing). In zijn oorspronkelijke vorm is de analytische methode vastgelegd in 8.4.3 van [lit.1] en bestaat uit een ontwerpproces waarmee in een aantal stappen een steenzetting wordt ontworpen ten aanzien van zowel toplaaginstabiliteit als materiaaltransport en afschuiving. In de huidige ontwerppraktijk wordt meestal een ander ontwerpproces doorlopen, maar per faalmechanisme worden veel onderdelen uit de analytische methode gebruikt. De analytische methode voor toplaaginstabiliteit zoals beschreven in dit hoofdstuk is grotendeels gebaseerd op stap b, d en e van de analytische methode uit [lit.1].

De analytische methode is zodanig opgesteld dat een gegeven steenzetting kan worden gecontroleerd op toplaaginstabiliteit. Het is dus niet mogelijk om rechtstreeks te bepalen welke constructie nodig is uit het oogpunt van toplaaginstabiliteit. De rekenprocedure voor ontwerp en toetsing wordt beschreven in de respectievelijke delen van dit Technisch Rapport. Voor de berekeningen wordt in die procedures verwezen naar het computerprogramma ANAMOS. In dit hoofdstuk van Achtergronden worden de rekenregels in ANAMOS toegelicht.

In ANAMOS zijn de rekenregels gericht op de stabiliteit van een toevallig los liggend toplaagelement: zelfs bij een optimale uitvoering en inwassing kan namelijk meestal niet worden gegarandeerd dat er geen losse toplaagelementen zijn. Wel kan door middel van een factor rekening worden gehouden met klemming/wrijving tussen toplaagelementen.

Bij de analytische methode worden drie criteria gehanteerd:

- criterium 1 Het beschouwde toplaagelement mag niet bewegen bij individuele golven ter grootte van H_s in de maatgevende omstandigheden;
- criterium 2 Het beschouwde toplaagelement mag maximaal 10% van de toplaagdikte bewegen bij individuele golven ter grootte van $H_{2\%}$ in de maatgevende omstandigheden;
- criterium 3 Er moet worden voldaan aan de algemene stabiliteitsgrens: $H_s / \Delta D \leq 6\xi^{-2/3}$.

Bij het *ontwerpen* volgens de analytische methode moet de steenzetting voldoen aan alle drie de criteria. Bij *toetsing* (op gedetailleerd niveau) is de score 'goed' als aan de drie criteria wordt voldaan. Als in eerste instantie niet aan alledrie de criteria wordt voldaan (dus: er wordt voldaan aan geen, één of twee van de criteria), maar wél na vermenigvuldiging van de toplaagdikte D met 1,5, dan is de score 'twijfelachtig'. Als echter na deze vermenigvuldiging nog steeds niet wordt voldaan aan elk van de drie criteria is de score 'onvoldoende'.

Ten opzichte van de black-boxmethode (zie 3.3) is de analytische methode meer gebaseerd op fysica. Er wordt rekening gehouden met de doorlatendheid van de toplaag en van de granulaire laag; daardoor is meer invoer informatie nodig, maar is tevens het *twijfelachtige gebied smaller*.

De fysische processen aan de basis van de analytische methode zijn maatgevend voor steenzettingen met een grote leklengte (het begrip leklengte wordt toegelicht in 3.2). Dit zijn steenzettingen waarvan de toplaag een relatief kleine open ruimte heeft, zoals betonblokken die koud tegen elkaar zijn geplaatst. Zuilenbekledingen (basaltzuilen of betonzuilen) vallen hier in beginsel niet onder. Voor bekledingen met een kleine leklengte wordt het stijghoogteverschil ϕ_w berekend op basis van benaderende formules die zijn

afgeleid met het numerieke model Steenzet. Proefresultaten in de Deltagoot wijzen uit dat de analytische methode ook voor zuilen veilig kan worden toegepast. Zie ook de bespreking van de 6-ksi-regel in 3.4.5.

3.4.2 Schematisatie van het stijghoogtefront

Voor het bepalen van de stabiliteit van steenzettingen met een relatief lange leklengte kan ervan uitgegaan worden dat het moment vlak vóór de golfklap maatgevend is. Er is dan sprake van maximale golfneerloop en er staat als het ware een muur van water op het talud. Dit wordt het maatgevende stijghoogtefront genoemd. Met de leklengtetheorie kan bij een gegeven stijghoogtefront het stijghoogteverschil over de steenzetting worden berekend. Vervolgens wordt dit stijghoogteverschil vergeleken met het eigen gewicht van de bekleding, waarbij ook enkele invloedsfactoren worden meegenomen, namelijk voor wrijving van het losse blok, de traagheid en de verhinderde toestroming. De leklengte wordt behandeld in 3.2, de invloedsfactoren in 3.4.3 en 3.4.4. In deze paragraaf wordt de schematisatie van het stijghoogtefront behandeld.

De maatgevende stijghoogte op het talud kan berekend worden op basis van twee methoden:

1 Recht stijghoogtefront (ANAMOS 2.21)

De empirische formules voor de stijghoogte op het talud in ANAMOS zijn bepaald op basis van proeven met regelmatige golven. Uitgaande van het principe dat elke afzonderlijke golf een belasting geeft die nauwelijks beïnvloed wordt door voorgaande golven, is aannemelijk gemaakt dat het gemeten stijghoogtefront bruikbaar is voor onregelmatige golven [lit.18]. Er is gesteld dat een significant stijghoogteverschil veroorzaakt wordt door een gemeten front bij $H_{\text{regelmatig}} = H_s$. Een stijghoogteverschil met 2% overschrijdingsfrequentie volgt uit $H_{\text{regelmatig}} = 1,4 \cdot H_s$.

2 Rond stijghoogtefront

De empirische formules voor de maatgevende stijghoogte op het talud volgens de Rond-frontbenadering zijn later opgesteld op basis van proeven met onregelmatige golven (kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot van WL|Delft Hydraulics). Verder is de vorm van het stijghoogtefront verfijnd en is ook de invloed van een berm en een hoog voorland in de formules opgenomen.

De eerste methode is ondergebracht in het programma ANAMOS en wordt thans veelvuldig gebruikt. Ook dit Technisch Rapport is hierop gebaseerd. De tweede methode is nog niet voldoende uitgekristalliseerd om toegepast te kunnen worden. Beide methoden worden hieronder behandeld.

3 Toplaaginstabiliteit

recht stijghoogtefront (ANAMOS 2.21)

Het stijghoogtefront is in ANAMOS geschematiseerd tot een recht front met helling θ en hoogte ϕ_b . De voet van het front ligt op een diepte d_s ten opzichte van de stilwaterlijn (zie figuur 3.13). De formules luiden:

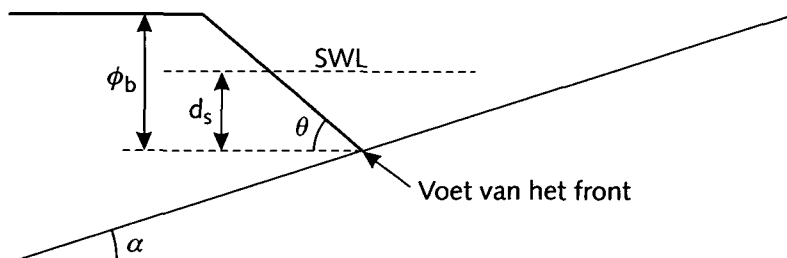
$$\frac{\phi_b}{H} = \min\left\{0,36 \frac{\xi_0}{\sqrt{\tan\alpha}}; 2,2\right\}$$

$$\tan\theta = 5,88 \sqrt{H/L_0}$$

$$\frac{d_s}{H} = \max\left\{-0,11 \left(\frac{\tan\alpha}{H/L_0}\right)^{0,8}; -1,5\right\}$$

met:

ϕ_b	=	hoogte van stijghoogtefront	[m]
H	=	golfhoogte ($H = H_s$ voor significante belasting; $H = 1,4 \cdot H_s$ voor 2%-belasting)	[m]
ξ_0	=	brekerparameter = $\tan\alpha / \sqrt{(H/L_0)}$	[-]
α	=	taludhelling	[-]
θ	=	hellingshoek van stijghoogtefront	[°]
L_0	=	golflengte op diep water = $gT^2 / (2\pi) \approx 1,56T^2$	[m]
T	=	golfperiode (wordt doorgaand gelijk gesteld aan T_p)	[s]
d_s	=	niveau van de voet van het stijghoogtefront t.o.v. de stilwaterlijn	[m]



Figuur 3.13
Stijghoogtefront
(schematisatie in ANAMOS)

Het maximale stijghoogteverschil wordt met de volgende formule berekend:

$$\frac{\phi_w}{\Lambda} = \left(\frac{\cos\alpha \tan\theta}{2} \left[1 - \exp\left(\frac{-\phi_b}{\Lambda \cos\alpha \tan\theta}\right) \right] + \frac{\sin\alpha}{2} \right) \left(1 - \exp\left(\frac{-2z_f}{\Lambda \sin\alpha}\right) \right)$$

met:

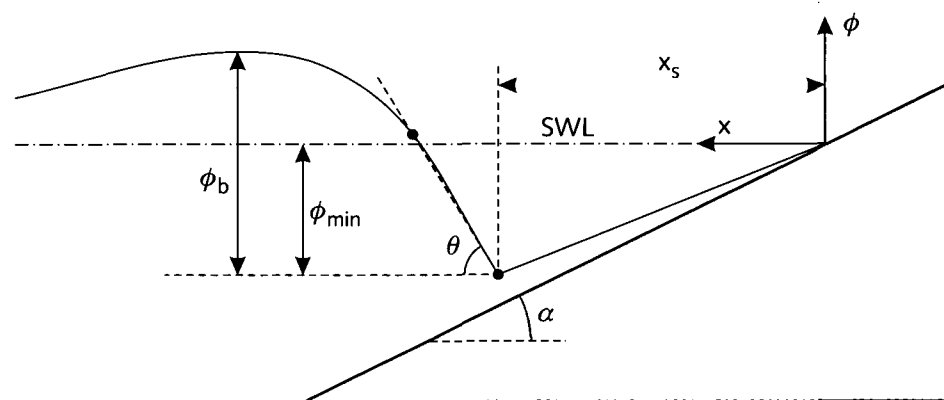
ϕ_w	=	maximale stijghoogteverschil over de toplaag	[m]
Λ	=	leklengte = $\sqrt{(kbD/k')}$	[m]
k	=	gelineariseerde doorlatendheid van filter	[m/s]
k'	=	gelineariseerde doorlatendheid van toplaag	[m/s]
D	=	dikte van toplaag	[m]
b	=	dikte van filterlaag	[m]
z_f	=	niveau freatische lijn t.o.v. de voet van het stijghoogtefront	[m]

Het niveau van de freatische lijn heeft slechts een kleine invloed op het maximale stijghoogteverschil. Pas bij zeer grote waarden van de lek lengte wordt deze parameter van belang. Doorgaans wordt z_f bij benadering gelijk gesteld aan ϕ_b .

Het nadeel van deze schematisatie van het stijghoogtefront is het feit dat de voet van het stijghoogtefront op het talud moet aansluiten en dat het stijghoogtefront in werkelijkheid geen rechte lijn is maar meer gekromd is.

Rond Stijghoogtefront (Rond Front)

Kenmerkend voor de methode in ANAMOS is het rechte stijghoogtefront en de empirische relaties op basis van regelmatige golven. Een nadere verfijning van de theorie en de empirische relaties op basis van onregelmatige golven heeft geleid tot nieuwe formules (zie figuur 3.14). Deze formules zijn nog niet gebruikt om er een volwaardig stabiliteitsmodel mee te ontwikkelen. Daarvoor zou een nadere verkenning van het geldigheidsgebied nodig zijn, eventueel een uitbreiding van het geldigheidsgebied met benaderende formules, en een verificatie met grootschalig modelonderzoek.



Figuur 3.14
Stijghoogteverloop met
verbeterde schematisatie
(Rond Front)

De hoogte van het stijghoogtefront ϕ_b kan berekend worden met de volgende empirische formules:

$$\text{— significante belasting: } \frac{\phi_{bs}}{H_s} = \min \left\{ 0,22 \frac{\gamma_{\phi b} \xi_{0p}}{(\tan \alpha)^{0,75}} ; 2,0 \gamma_{\phi b} \right\}$$

$$\text{— 2% -belasting: } \frac{\phi_{b2\%}}{H_s} = \min \left\{ 0,27 \frac{\gamma_{\phi b} \xi_{0p}}{(\tan \alpha)^{0,75}} ; 2,5 \gamma_{\phi b} \right\}$$

met:

ϕ_{bs}	=	hoogte van het front behorende bij een stijghoogteverschil met overschrijdingsfrequentie van ongeveer 13,5% (significante belasting)	[m]
$\phi_{b2\%}$	=	hoogte van het front behorende bij een stijghoogteverschil met overschrijdingsfrequentie van ongeveer 2% (extreme belasting)	[m]
H_s	=	significante golfhoogte bij de teen van het talud	[m]
ξ_{0p}	=	brekerparameter = $\tan \alpha / \sqrt{(H / L_{0p})}$	[-]
L_{0p}	=	golf lengte op diep water = $g T_p^2 / (2\pi) \approx 1,56 T_p^2$	[m]
T_p	=	golfperiode bij de piek van het spectrum	[s]
$\gamma_{\phi b}$	=	invloedsfactor i.v.m. berm en voorland	[-]

3 Toplaaginstabiliteit

De helling van het stijghoogtefront (hoek van de rechte lijn door de voet van het front en door het snijpunt van front en waterlijn) kan berekend worden met de volgende formules:

- significante belasting: $\tan\theta_s = \frac{1,5}{\xi_{op}^{1/3}}$

- 2%-belasting: $\tan\theta_{2\%} = \frac{2,7}{\xi_{op}^{1/3}}$

met:

θ_s = helling van het stijghoogtefront (significante belasting) [°]
 $\theta_{2\%}$ = helling van het stijghoogtefront (2%-belasting) [°]

De minimale stijghoogte op het talud kan berekend worden met de volgende formules:

- significante belasting: $\frac{\phi_{min,s}}{H_s} = \max \left\{ -0,13 \gamma_{\phi min} \left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan\alpha}} \right)^{1,25}; \frac{-2,0 \gamma_{\phi min}}{1 + 0,9 / \sqrt{\xi_{op}}} \right\}$

- 2%-belasting: $\frac{\phi_{min,2\%}}{H_s} = \max \left\{ -0,16 \gamma_{\phi min} \left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan\alpha}} \right)^{1,25}; \frac{-2,5 \gamma_{\phi min}}{1 + 0,9 / \sqrt{\xi_{op}}} \right\}$

met:

$\phi_{min,s}$ = minimale stijghoogte op het talud (significante belasting) [m]
 $\phi_{min,2\%}$ = minimale stijghoogte op het talud (2%-belasting) [m]
 $\gamma_{\phi min}$ = invloedsfactor i.v.m. voorland [-]

De plaats waar de minimale stijghoogte optreedt is de plaats waar het stijghoogteverschil het grootst is. Deze plaats (horizontale afstand t.o.v. waterlijn) kan berekend worden met:

- significante belasting: $\frac{x_s}{H_s} = \min \left\{ \gamma_x \cdot \left(0,4 + 0,16 \frac{\xi_{op}}{(\tan\alpha)^{1,5}} \right); 1,5 \frac{\gamma_x}{\tan\alpha} \right\}$

- 2%-belasting: $\frac{x_s}{H_s} = \min \left\{ \gamma_x \left(0,5 + 0,22 \frac{\xi_{op}}{(\tan\alpha)^{1,5}} \right); 1,8 \frac{\gamma_x}{\tan\alpha} \right\}$

met:

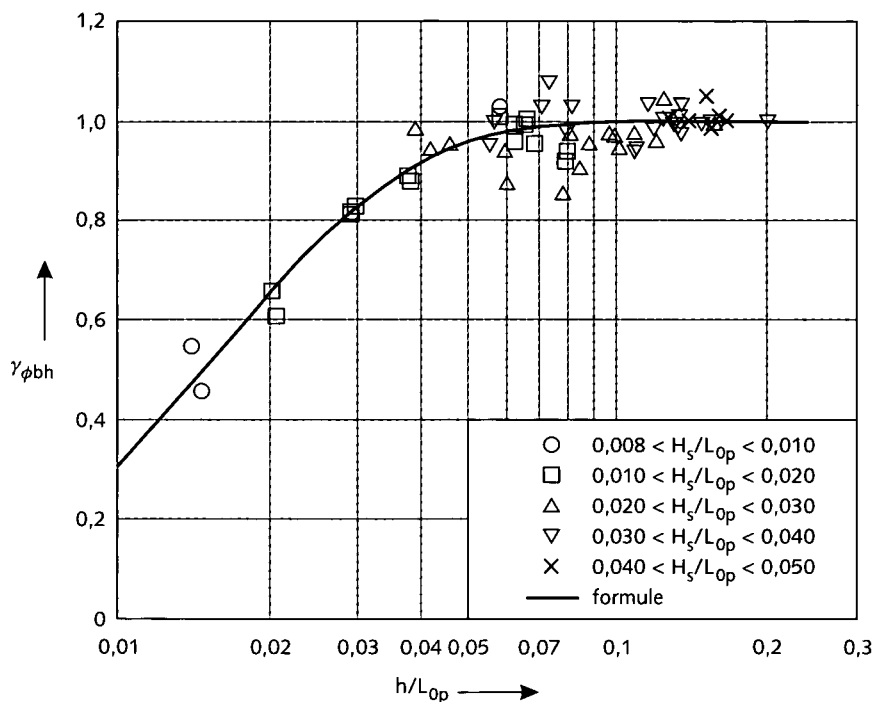
x_s = horizontale afstand van snijpunt van stilwaterlijn en (eventueel doorgetrokken) talud (onder de eventuele berm) en het punt op het talud waar de stijghoogte minimaal is [m]
 γ_x = invloedsfactor i.v.m. voorland [-]

Het maximale stijghoogteverschil kan berekend worden met:

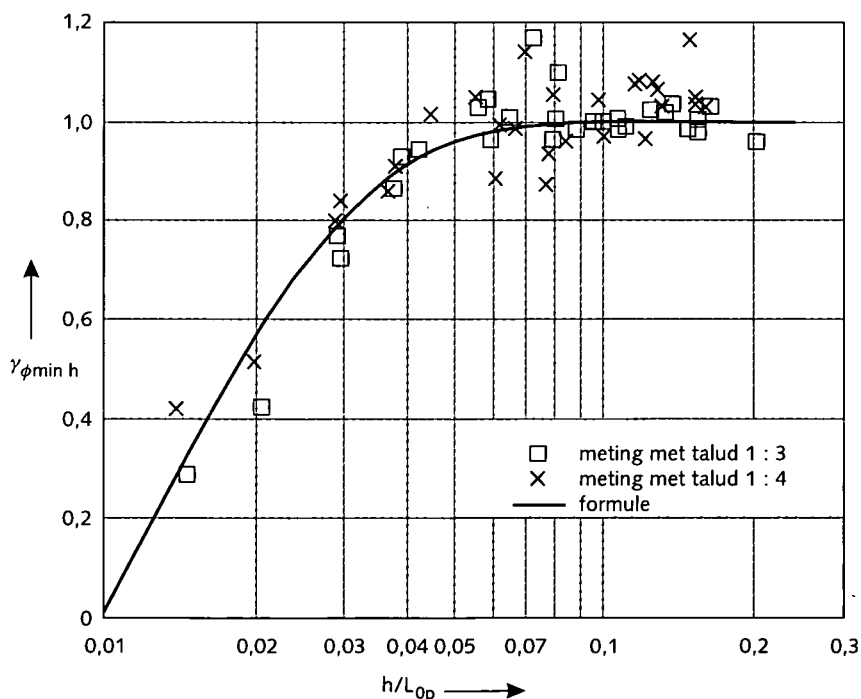
$$\frac{\phi_w}{\Lambda} = \frac{1}{2} \left(\frac{-c\phi_{min}}{1+c\Lambda} + \frac{\tan\theta \cos\alpha}{(1+c\Lambda)^2} + \sin\alpha \right) \left(1 - \exp \left\{ \frac{-2z_f}{\Lambda \sin\alpha} \right\} \right)$$

$$c = \frac{\tan\theta \cos\alpha}{3\phi_b + 2,4\phi_{min}}$$

In het onderzoek is er ook aandacht geweest voor de invloed van een ondiep voorland en de invloed van een berm (voor wat betreft de stabiliteit van de steenzetting onder de berm). De gegeven formules voor de hoogte van het stijghoogtefront ϕ_b , de helling van het stijghoogtefront $\tan\theta$ en de plaats van het maximum x_s bevatten allemaal een factor γ voor de invloed van het voorland. Voor de bepaling van deze invloedsfactoren zijn ook formules afgeleid. De invloed van het ondiep voorland is te zien in figuur 3.15, 3.16 en 3.17.

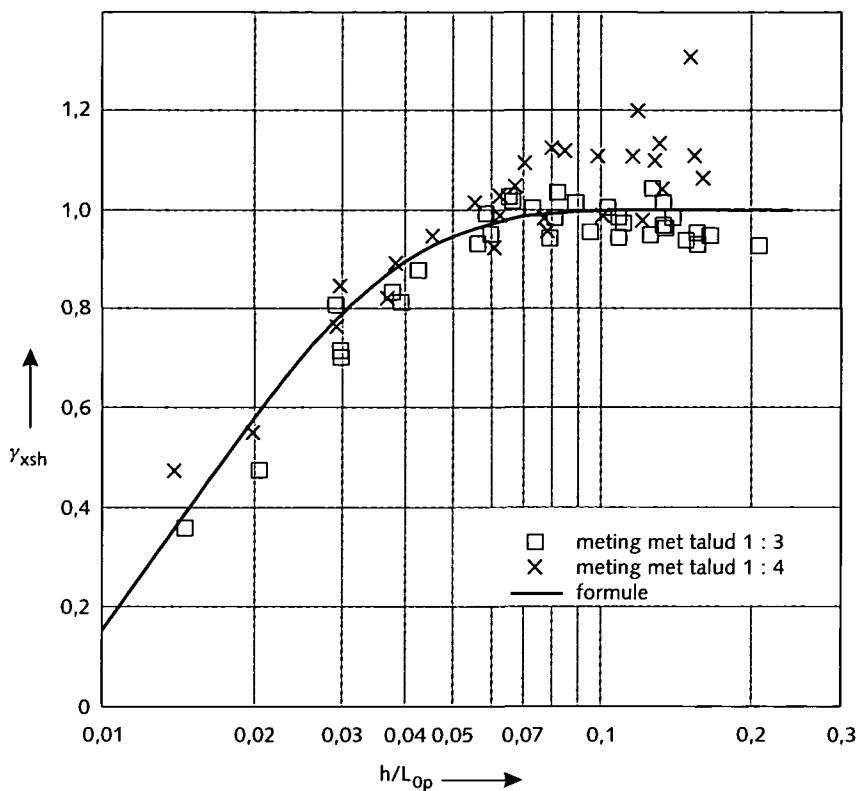


Figuur 3.15
Invloedsfactor voor ϕ_b i.v.m.
het voorland



Figuur 3.16
Invloedsfactor voor $\tan\theta$
i.v.m. het voorland

3 Toplaaginstabiliteit



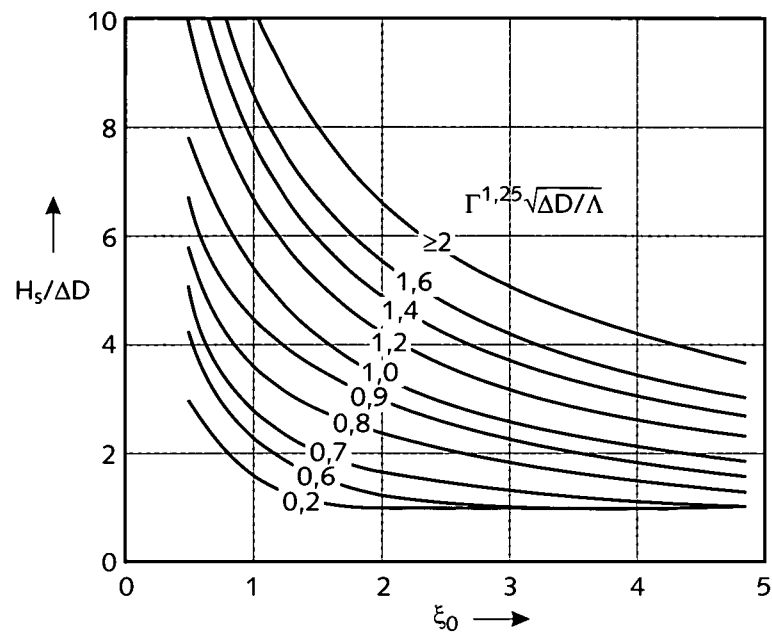
Figuur 3.17
Invloedsfactor voor x_s
i.v.m. voorland

Helaas zijn de formules voor het ronde (stijg)front nog niet bruikbaar in de dagelijkse praktijk van ontwerp en toetsing. Ze worden pas bruikbaar als het toepassingsgebied van de formule voor het berekenen van het stijghoogteverschil goed in kaart is gebracht, er benaderende formules zijn voor buiten dit toepassingsgebied, en het geheel geverifieerd is met grootschalig modelonderzoek. Daarom zijn de formules nog niet in ANAMOS opgenomen. In bijzondere gevallen, zoals bij een hoog voorland en rond de berm, kunnen de formules wel worden toegepast in geavanceerde analyse.

3.4.3 Criterium 1 analytische methode: geen beweging bij $H = H_s$

rekenregel

De rekenregels voor dit criterium zijn weergegeven in figuur 3.18. In deze figuur kan worden afgelezen bij welke waarde van H_s steenbeweging optreedt. Deze waarde is aangeduid als de kritieke golfhoogte H_{cr} . De ontwerpgrafiek is opgezet als een relatie tussen $H / \Delta D$ en de brekerparameter ξ_{op} . Dit is dezelfde opzet als bij de black-boxmethode (die wordt gebruikt bij de eenvoudige toetsing), maar in de analytische methode wordt rekening gehouden met meer constructieve parameters; dit komt tot uiting in het feit dat de ligging van de ontwerplijn afhangt van de parameter $\Gamma^{1,25} \sqrt{(\Delta D / \Lambda)}$. De leklengte Λ wordt toegelicht in 3.2. De invloedsfactor Γ wordt hier nader toegelicht.



Figuur 3.18
Rekenregel analytische
methode toplaaginstabiliteit

invloedsfactor Γ

Het verband tussen invloedsfactor Γ en de stabiliteit van de toplaagelementen is positief: de factor is zodanig gedefinieerd dat een hogere waarde van de invloedsfactor een hogere stabiliteit betekent. Voor criterium 1 ('geen beweging') wordt de invloedsfactor Γ volledig bepaald door de wrijving tussen de toplaagelementen: Γ_1 .

In latere paragrafen wordt besproken dat voor andere berekeningen ook andere aspecten van belang kunnen zijn voor de invloedsfactor Γ :

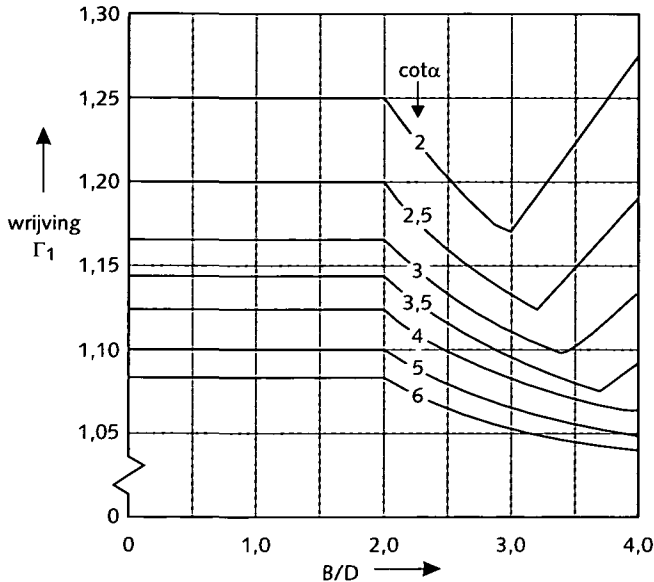
- bij criterium 2 wordt rekening gehouden met de massastraagheid Γ_2 en de verhinderde toestroming van water Γ_3 (3.4.4).
- in het bijzondere geval dat dicht bij de beschouwde elementen een overgangsconstructie ligt, kan de invloed daarvan in rekening worden gebracht met de factor Γ_0 (7.1).

In deze paragraaf zijn beide aspecten niet van belang: het gaat hier om het algemene geval zonder overgangsconstructie, waarin voor criterium 1 dus geldt: $\Gamma = \Gamma_1$.

Een grote klemming/wrijving tussen de toplaagelementen is gunstig voor de stabiliteit; er is dan ook een positief verband tussen de waarde van *invloedsfactor voor de wrijving* Γ_1 en de stabiliteit. De waarde van Γ_1 wordt bepaald door de verhouding van hoogte (loodrecht op het talud) en breedte (van boven naar beneden langs het talud) van de toplaagelementen en door de taludhelling. Ter indicatie is de relatie daartussen weergegeven in figuur 3.19. Een steile taludhelling zorgt voor een grote normaalkracht in de toplaag, dus voor een grotere wrijving tussen de toplaagelementen. Dit komt tot uiting in een grotere waarde van Γ_1 , wat gunstig is voor de stabiliteit. Vanzelfsprekend heeft een steile helling ook andere effecten en is per saldo niet gunstig voor de stabiliteit. De vorm van de toplaagelementen heeft alleen invloed op de stabiliteit bij relatief platte toplaagelementen, als de elementhoogte kleiner is dan de helft van de elementbreedte. De wrijving is in dat geval kleiner, want de toplaagelementen kunnen uit de toplaag schuiven. Bij grotere dikte moeten ze kantelen. In de huidige ontwerppraktijk komen deze verhoudingen tussen hoogte en breedte zelden voor, maar in de toetsing wel.

3 Toplaaginstabiliteit

Opgemerkt wordt, dat de invloedsfactor Γ_1 niet hetzelfde is als de klemfactor G die in ANAMOS kan worden ingevoegd. De klemfactor betreft de toename van wrijving en klemming bovenop de wrijving en klemming die al door de invloedsfactor Γ_1 in rekening wordt gebracht.



Figuur 3.19
Invloedsfactor voor de
klemming/wrijving tussen de
toplaagelementen Γ_1

3.4.4 Criterium 2 analytische methode: maximaal 10% beweging bij $H = H_{2\%}$

rekenregel

Voor dit criterium geldt dezelfde rekenregel als voor criterium 1 (zie figuur 3.18), met de volgende verschillen:

- de invloedsfactor Γ bevat niet alleen de wrijving (Γ_1) maar ook de massa-tragheid (Γ_2) en de verhinderde toestroming (Γ_3);
- bij de bepaling van Γ en ξ_{0p} wordt gewerkt met $H_{2\%} = 1,4 \cdot H_s$

Voor de duidelijkheid:

- bij criterium 1 geeft figuur 3.18 aan bij welke waarde voor H_s er geen beweging optreedt;
- bij criterium 2 geeft dezelfde figuur aan bij welke waarde voor $H_{2\%}$ de beweging beperkt is tot $0,1 \cdot D$.

De leklengte Λ wordt niet beïnvloed door de golfhoogte en is dus hetzelfde als voor criterium 1.

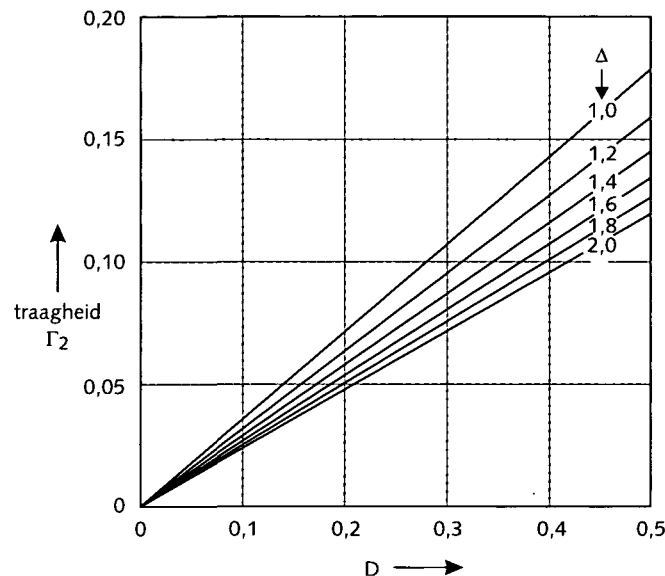
invloedsfactor Γ

Zoals besproken bij criterium 1 is het verband tussen invloedsfactor Γ en stabiliteit van de toplaagelementen positief. Voor criterium 2 is de invloedsfactor Γ de som van de drie factoren Γ_1 , Γ_2 en Γ_3 :

$$\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3$$

De invloedsfactor voor de wrijving van de toplaagelementen Γ_1 is voor criterium 2 hetzelfde als voor criterium 1. Zoals besproken in 3.4.3 wordt de wrijving volledig bepaald door constructieve eigenschappen; de rekenwaarden daarvoor zijn voor criterium 1 en 2 hetzelfde.

De invloedsfactor voor de traagheid van de massa van de toplaagelementen Γ_2 is alleen van belang als de elementen in beweging komen en speelt daarom geen rol bij criterium 1. Γ_2 wordt vooral bepaald door de hoogte van de toplaagelementen (of toplaagdikte) D . Ter indicatie is de relatie daartussen weergegeven in figuur 3.20. Elementen met een grotere hoogte zijn zwaarder, dus trager; dit komt tot uiting in het positieve verband tussen elementhoogte en Γ_2 . Het licht negatieve verband met de relatieve dichtheid Δ is een gevolg van het feit dat Γ is gedefinieerd als een invloedsfactor op het eigen gewicht van de toplaagelementen.



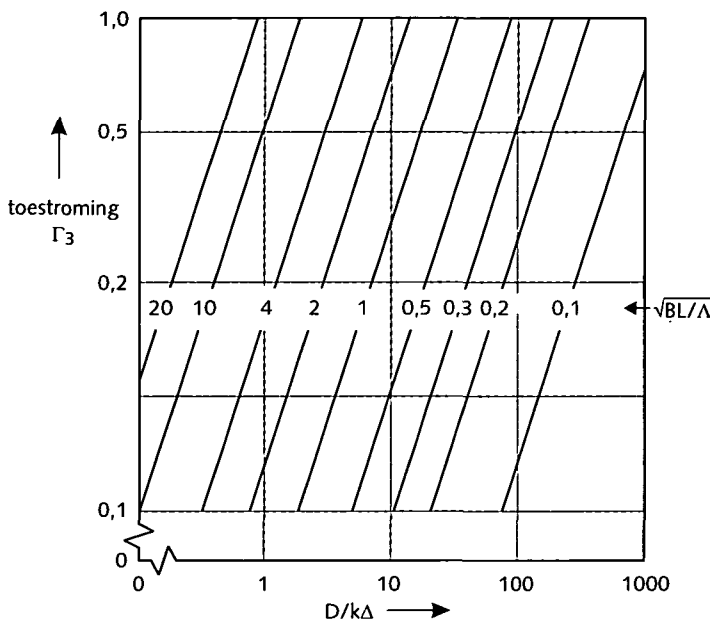
Figuur 3.20
Invloedsfactor voor de
massatraagheid van de
toplaagelementen Γ_2

Γ_3 is de invloedsfactor voor verhinderde toestroming bij beweging van toplaagelementen. Als het toplaagelement gaat bewegen, moet water toestromen vanuit de granulaire laag om de ruimte onder het toplaagelement gevuld te houden. Het toestromende water ondervindt daarbij weerstand die vooral afhankelijk is van de doorlatendheid van het granulaire materiaal. Deze weerstand draagt bij aan de stabiliteit van het toplaagelement: als het water niet snel genoeg kan toestromen, neemt door beweging van het element de overdruk onder het element weer af. Het toplaagelement wordt als het ware vastgezogen. De invloed van de verhinderde toestroming wordt uitgedrukt in de invloedsfactor Γ_3 . Ter indicatie is in figuur 3.21 weergegeven hoe Γ_3 kan worden bepaald. Γ_3 is afhankelijk van de volgende parameters:

- doorlatendheid van het granulaire materiaal k : er is een negatief verband tussen k en Γ_3 . Een grotere doorlatendheid leidt tot kleinere stromingsweerstand, dus makkelijker toestroming, waardoor het toplaagelement makkelijker kan bewegen; er is ook een negatief verband tussen k en de stabiliteit via de leklengte;

3 Toplaaginstabiliteit

- toplaagdikte D : er is een positief verband tussen D en Γ_3 . Het criterium gaat er van uit dat het toplaagelement 10% van zijn dikte uit de bekleding beweegt; een grotere toplaagdikte betekent dat de afgelegde weg groter is, en dus ook de hoeveelheid water die vanuit de granulaire laag toe moet stromen. Dit versterkt de andere positieve verbanden tussen D en de stabiliteit;
- relatieve dichtheid Δ : ook bij deze invloedsfactor is er een licht negatief verband met de relatieve dichtheid Δ als gevolg van het feit dat Γ is gedefinieerd als een invloedsfactor op het eigen gewicht van de toplaagelementen;
- elementoppervlakte $B \cdot L$: er is een positief verband tussen $B \cdot L$ en Γ_3 . Een grotere elementoppervlakte betekent dat een grotere hoeveelheid water vanuit de granulaire laag toe moet stromen;
- leklengte Λ : er is een negatief verband tussen Λ en Γ_3 . Een grote leklengte betekent dat het water gemakkelijk door de granulaire laag stroomt maar juist moeilijk door de toplaag. Het water wordt dus nauwelijks verhinderd om toe te stromen bij beweging van het toplaagelement. Dit effect versterkt het directe negatieve verband tussen de leklengte en de stabiliteit.



Figuur 3.21
Invloedsfactor voor de
verhinderde toestroming
onder de
toplaagelementen Γ_3

3.4.5 Criterium 3 analytische methode: algemene bovengrens van de stabiliteit van steenzettingen

aanleiding

Criterium 1 en 2 zijn de rekenregels die voortkomen uit de schematisatie zoals beschreven in 3.4.2. Bij bepaalde combinaties van invoerparameters, bijvoorbeeld bij een heel fijne en dunne granulaire laag gecombineerd met een zeer open toplaag, wordt met deze basisformules een onrealistisch hoge stabiliteit berekend die niet overeenkomt met de werkelijkheid en met proefresultaten in de Deltagoot. De oorzaak hiervoor is, dat het bezwijkmechanisme volgens de schematisatie in 3.4.2 (toplaaginstabiliteit bij maximale golfterugtrekking) bij zo'n constructie-opbouw niet meer maatgevend is. Aan de analytische methode is een algemene bovengrens toegevoegd om ook dit type steenzettingen te kunnen ontwerpen en toetsen op toplaaginstabiliteit. Dit criterium wordt in het dagelijks spraakgebruik vaak aangeduid als de 6-ksi-regel.

rekenregel

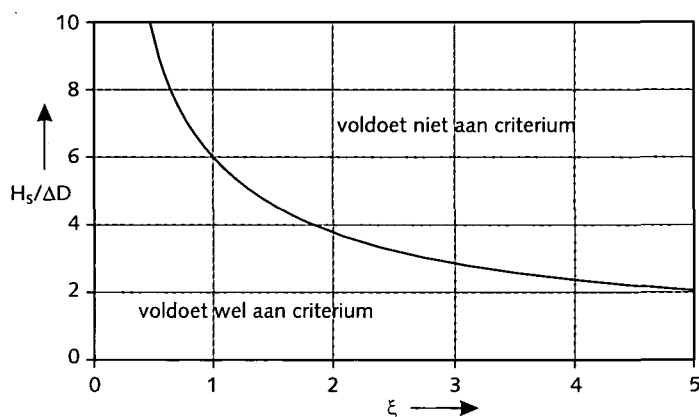
De uitdrukking voor de bovengrens (criterium 3) luidt als volgt:

$$\frac{H_s}{\Delta D} \leq 6\xi^{-2/3}$$

Met:

H_s	=	significante golfhoogte	[m]
Δ	=	relatieve dichtheid van de toplaag	[-]
D	=	dikte van de toplaag	[m]
ξ	=	brekerparameter	[-]

Ter indicatie is het criterium weergegeven in figuur 3.22.



Figuur 3.22
Algemene stabiliteitsgrens

Zie 3.4.1 voor de wijze waarop dit criterium wordt gebruikt bij ontwerp en bij toetsing.

onderbouwing

De 6-ksi-regel is afgeleid uit de resultaten van de Deltagootonderzoeken met steenzettingen op een granulaire laag en de resultaten van ANAMOS-berekeningen. Alle Deltagootproeven zijn nagerekend met ANAMOS om te bezien of het resultaat van ANAMOS conservatief (veilig) is t.o.v. de Deltagootproef, of dat volgens de Deltagoot de steenzetting al bij een lagere golfhoogte bezwijkt dan volgens ANAMOS. In deze onderlinge vergelijking bleek dat bij de steenzettingen met een zeer korte lek lengte (open toplaag op een fijne granulaire laag) ANAMOS de stabiliteit overschatte. Vervolgens is een bovengrens bepaald die alle beproefde gevallen omvat. Deze grens is als criterium 3 toegevoegd aan de analytische methode, waardoor ANAMOS voor vrijwel alle gevallen veilige resultaten geeft.

fysische achtergrond

De basisformules van ANAMOS hebben de neiging om de stabiliteit van steenzettingen met een zeer korte lek lengte te overschatten omdat bij die constructies ook andere bezwijkmechanismen geleidelijk aan een rol gaan spelen. Zo is de invloed van de golfklap vrij grof geschematiseerd in ANAMOS en dan alleen nog maar ten aanzien van de bijdrage aan opwaarts gerichte verschuldrukken. Er zijn mechanismen in de Deltagoot

3 Toplaaginstabiliteit

waargenomen die ook zouden kunnen samenhangen met golfklappen op een dunne toplaag en die een geleidelijke migratie van granulair materiaal en de vorming van een S-profiel tot gevolg hebben. Dit soort mechanismen zijn nog nauwelijks begrepen en zijn ook nog niet gekwantificeerd. Wel lijkt het logisch te letten op een goede verhouding tussen de golfhoogte en de toplaagelementhoogte (toplaagdikte). De 6-ksi-regel draagt daaraan bij.

belang voor de praktijk

De 6-ksi-regel is vooral voor de normale en gunstige constructies met een granulaire laag (type 3a en 3b van de black-boxmethode) maatgevend boven criterium 1 en 2. Binnen dat type zijn vooral basaltzuilen en betonzuilen bijzonder gunstig ten aanzien van toplaaginstabiliteit. Deze toplaagtypen hebben een groot open oppervlak en vooral de regelmatige betonzuiltypen zijn beproefd met een vrij fijne en dunne granulaire laag en hebben daardoor in het black-boxmodel een vrij hoog gelegen meetpunt opgeleverd. Daarnaast zijn er bekledingsvarianten die volgens de analytische methode net zo gunstig zijn, maar in de Deltagoot een duidelijk lagere stabiliteit te zien geven, namelijk de gekantelde rechthoekige betonblokken met brede ingewassen voegen. Het verschil tussen beide wordt voor een deel bepaald door de klemming van de blokken, die afneemt als er inwasmateriaal uitspoelt. Deze aspecten van de stabiliteit van steenzettingen zijn niet of slechts gedeeltelijk in de analytische methode gemodelleerd. Per saldo is de analytische methode (inclusief criterium 3) voldoende conservatief voor toplaagtypen met weinig klemming, maar is er extra veiligheidsmarge voor toplaagtypen met veel klemming.

3.5 NUMERIEK REKENEN

Voor het mechanisme toplaaginstabiliteit zijn twee numerieke rekenprogramma's van belang: ZSteen (voor het volledige mechanisme) en DIANA (specifiek voor klemming).

3.5.1 ZSteen

Wat is Zsteen en hoe werkt het?

ZSteen is een rekenprogramma voor het dimensioneren en toetsen van steenzettingen op een granulaire laag op het faalmechanisme toplaaginstabiliteit. De huidige versie van ZSteen is bedoeld voor gebruik bij geavanceerde toetsing door gespecialiseerde gebruikers. ZSteen is de Windows-opvolger van het DOS-programma Steenzet en is ontwikkeld door GeoDelft in opdracht van Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde. ZSteen bevat alle functionaliteiten van Steenzet, plus een aantal uitbreidingen (onregelmatige golven, volledige Forchheimerrelatie, zie verder in de tekst). ZSteen wordt op dit moment gevalideerd; voor de (specialistische) adviespraktijk wordt daarom nog steeds gebruik gemaakt van Steenzet. De verwachting is dat ZSteen in 2003 beschikbaar komt voor geavanceerd gebruik door deskundigen. De tekst van dit hoofdstuk is gebaseerd op ZSteen, maar is grotendeels ook geldig voor Steenzet.

Het programma gaat uit van potentiaalstroming door een relatief open toplaag op een relatief dunne, relatief doorlatende granulaire laag op een ondoorlatende ondergrond. Op basis van een ingevoerde constructieopbouw en talud (in dwarsdoorsnede, dus twee-dimensionaal) en een tijdreeks van golfrandvoorwaarden, wordt door ZSteen het tijdsverloop van de stijghoogte onder de toplaag en de daaruit volgende beweging van de toplaagelementen berekend. Voor verdere informatie wordt verwezen naar de Gebruikershandleiding [lit.19].

invoer in ZSteen

De invoer van ZSteen bestaat uit drie onderdelen: geometrie, constructieopbouw en golfrandvoorwaarden.

De geometrie wordt ingevoerd als een dwarsdoorsnede van het talud. Daarbinnen kunnen meerdere secties worden gedefinieerd; per sectie kunnen de constructieopbouw en ook de taludhelling verschillen. Overigens wordt de door te rekenen golfrandvoorwaarde geselecteerd op basis van één gemiddelde taludhelling.

De constructieopbouw wordt per sectie van het talud ingevoerd. De constructie moet in ieder geval een toplaag en een granulaire laag bevatten. Daarnaast kunnen een geokunststof (direct onder de toplaag, dus niet onder de granulaire laag) en een granulaire uitvullaag (direct boven de granulaire filterlaag) worden ingevoerd. Van elke laag moeten alle relevante eigenschappen per sectie worden ingevoerd.

De golfrandvoorwaarden kunnen op twee verschillende manieren worden ingevoerd: ofwel door vaste waarden van stilwaterstand, golfhoogte H_s en golfperiode T_p , ofwel door middel van een (bijvoorbeeld gemeten) tijdreeks van de golfaanval. Het programma rekent in beide gevallen met een tijdreeks: als de golfrandvoorwaarden worden ingevoerd als vaste waarden, wordt voor de berekening gebruik gemaakt van standaard golfbestanden die in ZSteen zijn opgenomen. Het programma zoekt in de database het golfbestand dat het best overeenkomt met de ingevoerde golfrandvoorwaarden in combinatie met de gemiddelde taludhelling van het ingevoerde dwarsprofiel. Als optie kan ook in plaats van een storm een getij worden ingevoerd en doorgerekend.

rekenmethode in ZSteen

De toplaag wordt door het programma geschematiseerd als een balk met spleten. In de granulaire lagen is alleen stroming in het bekledingsvlak mogelijk (dus loodrecht op de ingevoerde dwarsdoorsnede en langs het talud omhoog en omlaag). In de toplaag is alleen stroming mogelijk loodrecht op het bekledingsvlak (via de open ruimte tussen de toplaagelementen). De bijbehorende waarden van de doorlatendheid worden door ZSteen samengesteld uit de ingevoerde waarden, rekening houdend met het verhang als de stroming turbulent is.

Voor elke tijdstap berekent ZSteen de stijghoogtes bij de hoekpunten van de voegen. Hieruit volgt de instroom en uitstroom door de voegen en daarmee kan de positie van het freatisch vlak worden berekend. De freatische lijn wordt iteratief berekend met een niet-lineaire relatie tussen verhang en doorlatendheid (Forchheimer in plaats van Darcy).

Uit de stijghoogte bij de hoekpunten van de voegen volgt de opwaartse druk op elk toplaagelement, terwijl de neerwaartse kracht wordt bepaald door het elementgewicht en de wrijving of klemming. Met de berekende krachten berekent ZSteen de resulterende kracht op het toplaagelement en de eventuele beweging van het element. Als het element beweegt, wordt niet alleen rekening gehouden met zijn eigen traagheid, maar ook met de zijdelingse toestroming van water onder het element.

uitvoer van ZSteen

De uitvoer van ZSteen, in de vorm van tabellen of grafieken, bestaat uit het tijdsverloop van de stijghoogte en van de beweging van de toplaagelementen.

ZSteen bepaalt niet of de constructie voldoet of niet: de gebruiker moet zelf vaststellen of de berekende elementbeweging acceptabel is of niet. Nader onderzoek wordt uitgevoerd naar de formulering van stabiliteitscriteria.

3 Toplaaginstabiliteit

vergelijking van ZSteen met ANAMOS

Het meest gebruikte rekengereedschap voor ontwerp en toetsing van steenzettingen is ANAMOS. Voor een beschrijving van ANAMOS wordt verwezen naar de betreffende bijlagen van Ontwerp en Toetsing.

De belangrijkste verschillen tussen ZSteen en ANAMOS zijn:

- In ZSteen wordt het tijdsverloop van de stijghoogte en de blokbeweging onder onregelmatige golfaanval berekend, terwijl in ANAMOS alleen de maximale waarde van de stijghoogte en de blokbeweging wordt berekend bij één geschematiseerde golfrandvoorwaarde. Met ZSteen kan dus in principe het mechanisme golfklap worden berekend, terwijl dat mechanisme met ANAMOS slechts door middel van een grove benadering wordt verrekend.
- In ZSteen wordt de doorlatendheid berekend met de volledige Forchheimerrelatie, terwijl in ANAMOS een gelineariseerde Forchheimerrelatie wordt gebruikt.
- In ZSteen kan een talud worden ingevoerd dat bestaat uit meerdere secties met verschillende eigenschappen, terwijl in ANAMOS slechts één sectie met constante eigenschappen kan worden doorgerekend.
- In ZSteen wordt ook het talud boven de stilwaterstand doorgerekend, in ANAMOS niet.
- In ZSteen wordt alleen gerekend met het faalmechanisme topplaaginstabiliteit, terwijl in ANAMOS ook kan worden gerekend met aspecten van de faalmechanismen materiaaltransport (hydraulisch dichtheid) en afschuiving (kracht op de teenconstructie). Overigens kan ZSteen worden aangepast om deze berekeningen mogelijk te maken.
- In ZSteen wordt (in de huidige versie) niet bepaald of de constructie voldoet of niet, terwijl ANAMOS deze conclusie wel trekt, met de ingebouwde criteria voor de blokbeweging.
- Het is mogelijk om ZSteen in de toekomst zodanig uit te breiden dat het zal kunnen rekenen met verschijnselen als scheve golfaanval, elastische berging (in plaats van potentiaalstroming) en berekende golfcondities (bijvoorbeeld voor bermen).

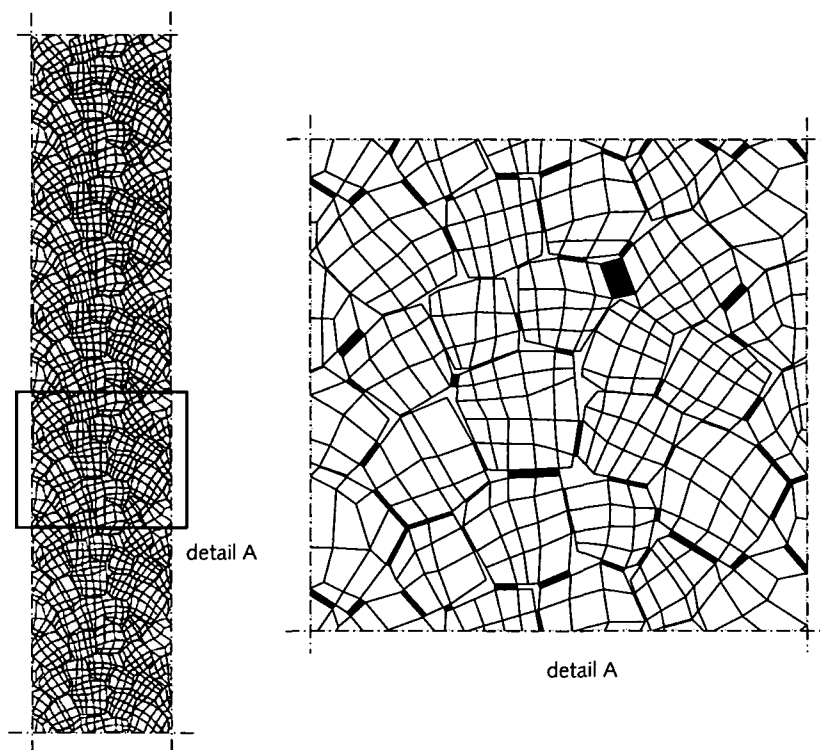
status van ZSteen

Op het moment van schrijven van dit Technisch Rapport (medio 2002) is de status van ZSteen als volgt: er worden berekeningen uitgevoerd om het rekenhart te valideren en er wordt een aanzet gemaakt om aan ZSteen een faalcriterium toe te voegen.

3.5.2 DIANA

Het eindige-elementenmodel DIANA wordt ontwikkeld door TNO-Bouw. Met dit model zijn vanaf 1995 pogingen gedaan het inklemgedrag van steenzettingen te simuleren. In eerste instantie betrof dit een kolom of een rij vierkante blokken, later werd dit uitgebreid naar een 3-dimensionale zetting met onregelmatig gevormde elementen (zie figuur 3.23).

In de figuur is te zien dat een zuil wordt verdeeld in een aantal elementen. Tussen de zuilen zitten voegelementen. De stijfheid van de voegelementen bepaalt in belangrijke mate het kracht-ervormingsgedrag van de steenzetting.



Figuur 3.23
Modellering van een
zuilenbekleding in DIANA

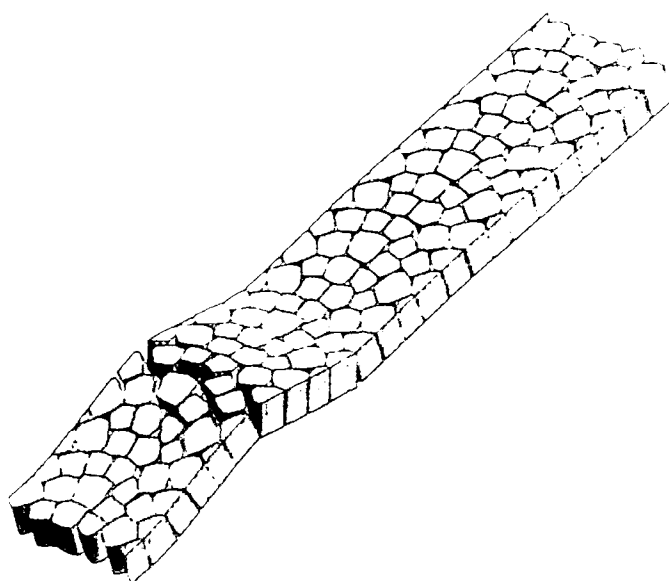
Inmiddels is het mogelijk om met DIANA in ieder geval kwalitatief het gedrag van steenzettingen in de praktijk na te bootsen. Voor het maken van een vertaalslag van kwalitatief naar kwantitatief gedrag (bijvoorbeeld een veilige waarde voor een klemfactor voor een bepaald type bekleding) is nog nader onderzoek noodzakelijk. Het principe is simpel:

- neem een representatieve trekproef op een bepaald type bekleding (bijvoorbeeld basaltzuilen) en reken deze na met DIANA. Door de uitkomsten van de som te 'fitten' aan de gemeten vervorming als functie van de trekkracht kan de voegstijfheid bepaald worden.
- op een steenzetting met deze voegstijfheid wordt in DIANA een zo realistisch mogelijke opwaartse belasting door waterdrukken vanuit de granulaire laag op de zuilen aangebracht en vervolgens kan worden bekeken of de steenzetting sterk genoeg is.

De complicerende factor is echter dat er in werkelijkheid de nodige variatie in parameters bestaat. Aan de sterktekant geven de trekproefresultaten aan dat al binnen één bekledingsvak veel variatie aanwezig is. Wat is de kans op een 'los blok'? Aan de belastingkant is evenmin eenvoudig aan te geven wat 'de maatgevende belasting' is. Is dat een golfklap of een golffront? Welke golf in een storm van een paar uur is bepalend voor de stabiliteit? Op welke manier bezwijkt vervolgens de steenzetting? Er worden twee manieren van bezwijken aangeduid:

- het zuigermechanisme: dit treedt op wanneer de stenen verhoudingsgewijs los van elkaar staan. Er kan dan één steen omhoog worden getrokken zonder dat de naastgelegen stenen mee omhoog worden getrokken. De steen komt dan als een zuiger omhoog uit de zetting.

3 Toplaaginstabiliteit



*Figuur 3.24
Vervorming van
zuilenbekleding onder
golfbelasting*

- het inklemmechanisme: dit mechanisme treedt op als er interactie tussen stenen is die voorkómt dat het zuigermechanisme op kan treden. Als een zuil omhoog wordt getrokken, dan komen de omliggende stenen eveneens omhoog.

Er is een bepaalde minimum wrijving c.q. inklemming tussen de stenen noodzakelijk om er zeker van te zijn dat het inklemmechanisme optreedt. Als dit het geval is, dan kan er sprake zijn van een aanzienlijke extra sterkte van de steenzetting. In figuur 3.24 is een zetting te zien waarbij duidelijk interactie tussen blokken aanwezig is.

Figuur 3.23 en figuur 3.24 tonen dat DIANA een hoogwaardige modellering van de sterkte van de toplaag van steenzettingen mogelijk maakt. Uitgevoerde trekproeven op bekledingen kunnen dienen om kennis omtrent met name voegstijfheden van bepaalde typen steenzettingen te ontwikkelen. Hoe vervolgens een vertaalslag naar 'extra sterkte' of een 'klemfactor' gemaakt kan worden, is op dit moment nog onderwerp van studie.

De figuren in deze paragraaf zijn gemaakt door TNO-Bouw. Voor aanvullende informatie wordt verwezen naar [lit.20] en [lit.21].

3.6 STEENZETTINGEN OP ANDERE ONDERDELEN VAN DE DIJK

3.6.1 Berm en bovenbeloop

Een steenzetting op een berm wordt anders belast dan een steenzetting op een talud. In de delen Ontwerp en Toetsing van dit Technisch Rapport is een methode gepresenteerd waarbij een steenzetting op een berm wordt berekend alsof die op een talud in de golfklapzone ligt met een bepaalde taludhelling, gecorrigeerd met de zogenoemde bermfactor. In deze paragraaf wordt die werkwijze onderbouwd. Zie ook bijlage H van Ontwerp en bijlage C van Toetsing.

De methode is gebaseerd op modelproeven met onregelmatige golven, waarbij het verloop van de waterdruk op de berm is gemeten [lit.22]. Het onderzoek heeft geleid tot gecompliceerde formules waarmee de maatgevende stijghoogte op de berm en het stijghoogteverschil over de top laag kunnen worden berekend. Deze formules zijn in eerste instantie afgeleid voor het beperkte gebied waarin de proeven zijn uitgevoerd, maar worden vooralsnog ook toegepast buiten dit gebied, in afwachting van een meer fysisch onderbouwde methode.

Met het oog op de praktische gebruiksmogelijkheden zijn de formules uitgewerkt voor een beperkt aantal gevallen:

- helling van het talud onder de berm: 1:3 en 1:4;
- bermbreedte: 5 m of 10 m;
- golfsteilheid: 0,035 of 0,045.

Voor alle acht combinaties van deze waarden zijn berekeningen uitgevoerd van het stijghoogteverschil over de top laag op de berm en op een talud zonder berm. De verhouding tussen deze twee stijghoogteverschillen is de bermfactor f_{berm} . In de figuren van de rekenmethode is deze bermfactor voor de acht onderscheiden gevallen uitgezet tegen de dimensieloze bermdiepte d_B / H_s .

De bermfactor zorgt voor een correctie van het stijghoogteverschil: de berekende waarde voor een talud wordt door de factor gecorrigeerd zodat die geldt voor de berm. In de praktijk wordt de factor gebruikt voor correctie van de top laagdikte; bij ontwerp en toetsing wordt hiermee als volgt omgegaan:

- bij ontwerp wordt een berekening uitgevoerd met een equivalente taludhelling (de fictieve taludhelling α_{fict}) en wordt de resulterende top laagdikte vermenigvuldigd met de bijbehorende bermfactor f_{berm} ;
- bij toetsing wordt de aanwezige top laagdikte gedeeld door de bijbehorende bermfactor f_{berm} waarna de bekleding wordt berekend alsof die op een talud ligt met een equivalente helling (de fictieve taludhelling α_{fict}).

De rekenregel wordt in sommige gevallen ook gebruikt voor het talud boven de berm (het bovenbeloop). Voor steenzettingen in deze zone is geen modelonderzoek uitgevoerd, maar er zijn wel geavanceerde berekeningen gemaakt met het programma Steenzet (zie ook 3.5.1, waar het programma ZSteen, de opvolger van Steenzet, wordt behandeld). Bij een hoge berm (boven Ontwerppeil/Toetspeil) geldt zowel bij ontwerp als bij toetsing de volgende regel: een steenzetting die volgens de beschreven methode voldoet op de berm, is per definitie ook zwaar genoeg voor het bovenbeloop. Bij een berm die minder dan H_s onder Ontwerppeil of Toetspeil ligt, geldt zowel bij ontwerp als bij toetsing de volgende regel: de steenzetting moet ófwel voldoen aan de eisen die op de berm gelden, ófwel aan de eisen aan het talud zonder berm invloed. Het staat in dit geval vast dat de aanwezigheid van de berm de belasting op het bovenbeloop sterk verlaagt; om die reden kan veilig worden aangenomen dat op het bovenbeloop in dat geval geen zwaardere bekleding nodig is dan op de berm, maar ook niet zwaarder dan op hetzelfde talud zonder berm invloed. Bij een lage berm (meer dan H_s onder Ontwerppeil/Toetspeil) wordt op basis van de beschikbare kennis aangenomen dat er geen berm invloed is.

3 Toplaaginstabiliteit

3.6.2 Kruin en binnentalud

Als de kruin van een dijk of dam minimaal de golfoploophoogte $z_{2\%}$ hoger ligt dan Ontwerppeil of Toetspeil is de golfoverslag zodanig beperkt dat elke steenzetting volstaat. Bij een lagere kruin kunnen wel zware belastingen optreden. De ontwerp- en toetsregels zijn gebaseerd op recent onderzoek van WL|Delft Hydraulics [lit.23], waarbij gebruik is gemaakt van de resultaten van een modelonderzoek naar de stabiliteit van een met steenzettingen beklede kruin van de Afsluitdijk [lit.24]. Het recente onderzoek heeft nog niet geleid tot een uitgekristalliseerde, algemeen toepasbare rekenregel, maar heeft al wel mogelijk gemaakt dat de regels konden worden aangescherpt.

In het oude onderzoeksrapport [lit.24] staat geen algemene formule, maar staan wel de onderzoeksresultaten, zie tabel 3.1.

proef	H_s [m]	T_p [s]	ξ_{op} [-]	SWL+ $z_{2\%}$	schade	$h_{kr} - SWL$	$(SWL+z_{2\%}-h_{kr}) / \Delta D$
101	1,60	5,3	1,16	2,78	0	1,9	3,8
102	1,90	5,3	1,07	3,05	8 en 2	1,9	5,0
111	1,48	6,6	1,51	3,35	4	1,9	6,3
112	1,30	6,6	1,61	3,14	2	1,9	5,4
113	1,09	6,6	1,75	2,86	0	1,9	4,2
131	1,64	5,3	1,15	2,83	0	1,9	4,0
132	1,93	5,3	1,06	3,07	0	1,9	5,1
133	2,15	5,3	1,00	3,23	7	1,9	5,8
142	1,34	6,5	1,56	3,14	2	1,9	5,4

Tabel 3.1
Onderzoeksresultaten
steenzettingen op een kruin

De parameter h_{kr} in de tabel staat voor de aanwezige kruinhoogte. De vermelde getallen in de kolom 'schade' geven aan hoeveel blokjes tijdens de proef uit de bekleding zijn gelicht. Verder geldt voor het onderzoek:

- relatieve dichtheid van de topaagelementen: $\Delta = 1,15$;
- dikte van de bekleding: $D = 0,20$ m (prototype);
- helling buitentalud: $\alpha = 1:4$ à $1:5$;
- helling binnentalud: $1:2,4$;
- lengteschaal van het onderzoek: $n_L = 10$.

In de laatste kolom van tabel 3.1 is de verhouding weergegeven tussen de fictieve golfhoogte op de kruin ($SWL + z_{2\%} - h_{kr}$) en ΔD . Het blijkt dat er schade ontstaat als deze verhouding groter is dan ongeveer 5. Vanwege het kleine aantal constructies dat op deze wijze is onderzocht, moet voor de rekenregels van ontwerp en toetsing een veiligheidsmarge in acht worden genomen. Bij een nieuw ontwerp moet de factor daarom 4 bedragen. Bij toetsing werkt het als volgt:

- Een toetsingsscore 'goed' wordt gegeven als de factor kleiner dan of gelijk aan 4 is.
- Een toetsingsscore 'onvoldoende' wordt gegeven als de factor groter dan 12 is. Deze hoge waarde is gekozen om te voorkomen dat steenzettingen op kruin en binnentalud ten onrechte worden afgekeurd op basis van zeer beperkt onderzoek.
- Als de factor een waarde heeft tussen 4 en 12 is de tussenscore 'twijfelachtig' en is geavanceerde toetsing nodig.

Voor een geavanceerde methode, zie het recente onderzoek [lit.23]. Verder kan daarbij een vergelijking worden uitgevoerd van de constructie met de modelomstandigheden van [lit.24] en kan de golfbelasting nauwkeuriger worden berekend.

3.7 AANDACHTSPUNTEN VOOR GEAVANCEERDE TOETSING TOPLAAGINSTABILITEIT

3.7.1 Waarom geavanceerde toetsing toplaaginstabiliteit en hoe werkt het?

Geavanceerde toetsing op toplaaginstabiliteit is nodig als er geen score 'goed' of 'onvoldoende' volgt uit eenvoudige of gedetailleerde toetsing. Het betreft de volgende gevallen:

- Steenzettingen op een granulaire laag: twijfelachtig in eenvoudige toetsing, in gedetailleerde toetsing wordt niet voldaan aan alle drie de criteria, maar als de toplaagdikte D wordt vermenigvuldigd met 1,5 wordt wél voldaan aan alle drie de criteria (zie ook 3.4.1).
- Steenzettingen zonder granulaire laag: twijfelachtig in black-box.
- Steenzettingen met ingezande of ingeslibde toplaag en open granulaire laag.
- Steenzettingen waarvoor geen rekenregels beschikbaar zijn, zoals gepenetreerde steenzettingen.

In deze gevallen kan met de standaard-rekenregels geen uitspraak worden gedaan over de veiligheid. Er zijn drie methoden om tóch een uitspraak mogelijk te maken:

- aanscherping van de standaard-rekenregels aan de hand van de lokale omstandigheden;
- toepassing van nauwkeuriger rekenmethodes;
- beschouwing van bewezen sterkte.

In de praktijk bestaat geavanceerde toetsing vaak uit een combinatie van deze drie methoden. Deze toetsing wordt uitgevoerd door specialisten. Voor elk van de methoden worden in de volgende subparagrafen aandachtspunten gegeven, met name gebaseerd op de praktijk bij Projectbureau Zeeweringen in Zeeland [lit.25]. In het algemeen geldt voor geavanceerde toetsing dat vooraf altijd een afweging moet worden gemaakt tussen de kosten van het onderzoek, de kans dat alsnog tot goedkeuren kan worden gekomen en de eventueel daaruit volgende besparing op de kosten van het verbeteringswerk.

3.7.2 Aanpassing parameters toplaaginstabiliteit na onderzoek

De rekenregels voor de eenvoudige en gedetailleerde toetsing zijn zodanig opgesteld dat ze breed toepasbaar zijn. Het onderliggend modelonderzoek is uitgevoerd voor een groot aantal verschillende gevallen. Uit dit modelonderzoek zijn regels afgeleid die voor al deze gevallen veilig kunnen worden toegepast. De rekenregels bevatten daardoor conservatieve benaderingen voor bepaalde eigenschappen van de steenzetting. Als de lokale omstandigheden van een steenzetting bekend zijn, is het soms mogelijk om de achterliggende formules aan te scherpen, waardoor minder conservatief kan worden gerekend. Het is ook mogelijk dat de constructieve parameters in de geavanceerde toetsing kunnen worden aangescherpt, vooral als in eerdere stadia is gewerkt met standaardwaarden. Verder is lokaal onderzoek nodig als moet worden aangetoond dat inzanding/inslibbing ook in maatgevende omstandigheden aanwezig blijft. Er is nog onderzoek nodig om hiervoor een methode te ontwikkelen, zie hoofdstuk 10. Behalve lokaal onderzoek is het ook mogelijk om de constructie na te bouwen in een grootschalige modelproef, bijvoorbeeld in de Deltagoot van WL|Delft Hydraulics.

In 3.4 worden de achtergronden van de rekenmethode voor toplaaginstabiliteit beschreven. Belangrijke parameters in deze methode zijn de leklengte Λ en de invloedsfactoren Γ . Deze parameters worden niet rechtstreeks ingevoerd door de ontwerper of toetsers, maar worden door ANAMOS berekend aan de hand van de ingevoerde waarden voor de golfparameters en constructieve eigenschappen als laagdikte, spleetbreedte tussen

3 Toplaaginstabiliteit

toplaagelementen en materiaaleigenschappen. Bepaalde parameters kunnen echter (met enige moeite en onzekerheid) ook rechtstreeks worden gemeten, waardoor een deel van de conservatieve aannamen in de berekening niet meer nodig is. Dit geldt met name voor de waterdoorlatendheid van de toplaag in combinatie met de wrijving/klemming tussen de toplaagelementen en voor het stijghoogteverschil over de toplaag.

In de dagelijkse praktijk van ontwerp en toetsing wordt (nog) geen rekening gehouden met de wrijving/klemming tussen de toplaagelementen, omdat er te weinig kennis is om algemeen toepasbare regels op te stellen. De sterkte wordt in de ANAMOS-berekening dus onderschat. In de rekenprocedures voor ontwerp en toetsing wordt dit gedeeltelijk gecompenseerd door ook geen rekening te houden met de negatieve invloed van inwasmateriaal op de waterdoorlatendheid van de toplaag. Ook de belasting wordt daardoor onderschat. Het is mogelijk om door onderzoek van de lokale omstandigheden betere waarden te vinden voor zowel wrijving/klemming als voor de doorlatendheid van de toplaag, maar daarbij moet goed rekening worden gehouden met het werkelijke bezwijkgedrag van de steenzetting en de aannamen die zijn gedaan om dat te schematiseren in ANAMOS.

De *waterdoorlatendheid van de toplaag* wordt door ANAMOS bepaald aan de hand van met name de spleetbreedte tussen de toplaagelementen en de toplaagdikte. De werkelijk aanwezige waterdoorlatendheid kan bijvoorbeeld worden geschat door de zaksnelheid van het water in een op het talud geplaatste bak te meten. Het is daarbij van belang om een parallelle stroming te veroorzaken; dit kan worden bereikt door te werken met een binnenbak (waarin de meting plaatsvindt) en een buitenbak, waarin het water even snel moet zakken als in de binnenbak, zie foto 3.1. Deze werkwijze is in de praktijk alleen bruikbaar als de toplaag relatief ondoorlatend is en als de granulaire laag juist wel een grote doorlatendheid heeft. De vastgestelde waarde kan niet rechtstreeks worden ingevuld in ANAMOS, maar eventueel wel via een omweg. De geavanceerde toetsing kan verder worden uitgevoerd met de achtergrondformules van ANAMOS, met andere gereedschappen (bijvoorbeeld Seep/W of ZSteen) of door directe vergelijking met metingen aan modelproeven.

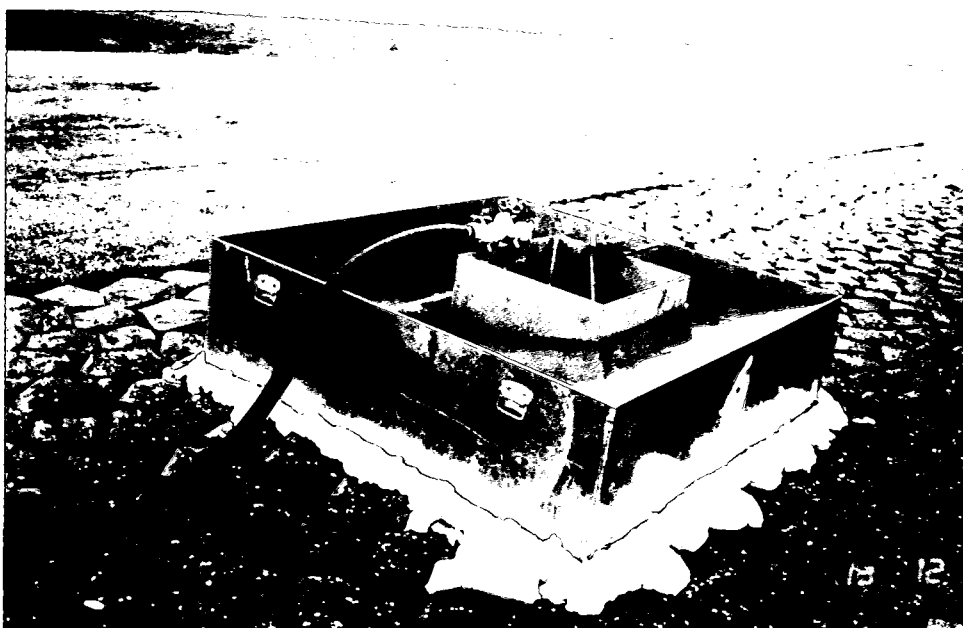
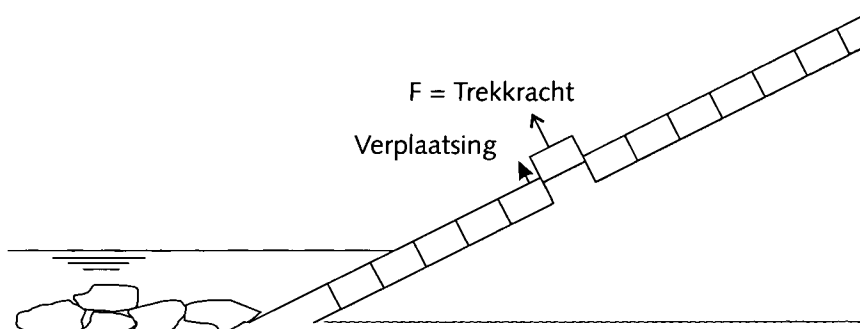


Foto 3.1
Meting
toplaagdoorlatendheid

De *wrijving/klemming tussen de toplaagelementen* wordt door ANAMOS bepaald aan de hand van de vorm van de toplaagelementen, de taludhelling en een apart in te voeren klemfactor. De werkelijk aanwezige kracht door wrijving en/of klemming kan worden bepaald met behulp van trekproeven. Daarbij wordt één toplaagelement uit de bekleding getrokken met behulp van een speciaal ontwikkelde trekker; hierbij wordt de kracht gemeten waarbij een verplaatsing van maximaal 25 mm loodrecht op het talud mag optreden. Per bekledingsvlak zijn meerdere proeven nodig omdat met statistische methoden de minimale klemming moet worden bepaald en bovendien omdat de resultaten sterk afhankelijk kunnen zijn van het niveau op het talud. Het benodigde aantal proeven is groter als de wrijving/klemming groter is. De opstelling is geschetst in figuur 3.25. In het verleden werden de resultaten vergeleken met een landelijk gegevensbestand, maar die werkwijze wordt niet meer gevolgd, omdat een golfbelasting (belasting over meerdere toplaagelementen tegelijk) anders is dan de belasting bij een trekproef (belasting op één toplaagelement). De trekproefresultaten kunnen wel worden gebruikt om de stijfheid van de voegen te bepalen. Met behulp van ZSteen kunnen vervolgens realistische belastingsituaties worden bepaald, waarna een eindige-elementenprogramma als DIANA kan worden gebruikt om de elementverplaatsing te berekenen. Overigens wordt de kwantificering van klemming gezien als één van de belangrijkste kennisleemtes, zie hoofdstuk 10.

Figuur 3.25
Trekproef



Het *stijghoogteverschil over de toplaag* is in ANAMOS het resultaat van berekeningen waarin bijna alle parameters worden betrokken (waaronder de waterdoorlatendheid van de toplaag, zie boven). Het werkelijke stijghoogteverschil kan in de praktijk vanzelfsprekend niet gemeten worden bij de maatgevende omstandigheden, maar wel bij omstandigheden die zich vaker voordoen. Met behulp van drukopnemers in de bekleding kan worden bepaald hoe de waterdruk binnen in de bekleding (onder de toplaag) varieert als functie van de waterbeweging op het talud. Door de meting na te rekenen kan een 'best fit' worden verkregen; deze geeft informatie over de doorlatendheden in het prototype. Deze informatie kan worden gebruikt om met behulp van geavanceerde rekenprogramma's zoals ZSteen te extrapoleren tot aan de maatgevende omstandigheden. Er wordt onderscheid gemaakt tussen drie soorten prototype-doorlatendheidsmetingen: getijmetingen, inpompproeven en stormmetingen.

3 Toplaaginstabiliteit



Foto 3.2
Inpompproef in Kruiningen

Getijmetingen kunnen in de eerste plaats zinnig zijn voor gepenetreerde steenzettingen, maar zijn ook wel uitgevoerd voor ingezande bekledingen. Bij deze proef wordt het laagfrequente drukverloop in de granulaire laag gemeten dat ontstaat door het stijgen en dalen van de waterspiegel gedurende één getij. Hiertoe worden in de granulaire laag op verschillende hoogten waterspanningsmeters geplaatst en wordt bij de teen een drukopnemer geplaatst die de getijwaterstand registreert, zie figuur 3.26 en foto 3.3). Om de benodigde extrapolatie naar maatgevende omstandigheden zoveel mogelijk te beperken, is het belangrijk om bij een zo hoog mogelijk getij te meten. Op basis van de doorlatendheden van toplaag en filterlaag, die bepaald kunnen worden uit simulatie van de getijmeting met rekenmodellen als Zsteen of Seep/W, kan voor maatgevende omstandigheden worden berekend hoe groot naar verwachting de statische overdruk onder de bekleding kan worden. In theorie is deze waarde:

$$\phi_{opw} = c \cdot (h_{boven} - h_{onder})$$

Met:

ϕ_{opw}	=	maximaal opwaarts stijghoogteverschil over de toplaag	[m]
c	=	coëfficiënt	[-]
h_{boven}	=	bovengrens van de bekleding	[m+NAP]
h_{onder}	=	ondergrens van de bekleding	[m+NAP]

Als er verder niets bekend is, wordt voor c de waarde 1 aangehouden. Dit betekent dat er over de volledige hoogte waarover de bekleding aanwezig is, een hydrostatische waterdruk wordt aangenomen. Uit de in de praktijk uitgevoerde getijmetingen volgt dat c meestal waarden tussen 0,3 en 0,8 heeft. In een enkel geval wordt zelfs vrijwel geen waterdruk gevonden, bijvoorbeeld als de ondergrond betrekkelijk doorlatend is, waardoor water dat via de toplaag in de granulaire laag komt makkelijk in de ondergrond draineert. Er kan dan geen hoge freatische lijn in de granulaire laag ontstaan.

Om statische wateroverdrukken te simuleren kan ook een infiltratiemeting worden uitgevoerd. Hierbij wordt doelbewust zoveel mogelijk water in de granulaire laag geïnfiltrerd zodat er wateroverdrukken onder de gepenetreerde toplaag ontstaan. Er worden als het ware 'maatgevende' omstandigheden gecreëerd en het gedrag van de constructie onder die omstandigheden wordt gemeten. In 2001 is bij Kruiningen voor het eerst zo'n proef uitgevoerd (zie foto 3.2). Dit is in 2002 op twee andere locaties herhaald. Het principe van de infiltratieproef is eenvoudig. Aan de bovenzijde van de te beproeven gepenetreerde bekleding wordt een infiltratiesleuf van 50 meter lang gegraven. In de sleuf wordt water gepompt, dat in de granulaire laag verdwijnt. Gedurende tenminste één getij wordt het gedrag van de bekleding gemonitord.

Bij de infiltratiemeting bij Kruiningen was hoog op het talud onder de toplaag van met asfalt gepenetreerde basaltzuilen een zeer doorlatende laag steenslag aanwezig. In de getijzone ging dit over in een dichtgeslibd puinfilter. Verwacht werd dat op deze overgang van een zeer doorlatende naar een vrij ondoorlatende granulaire laag een forse druk werd opgebouwd die minimaal tot flinke verplaatsingen en mogelijk zelfs tot bezwijken van de toplaag zou kunnen leiden. In werkelijkheid liepen de drukken op tot net iets boven het eigen gewicht van de toplaag, kwam de toplaag iets omhoog (maximaal 1,5 cm), en kon het water in die situatie makkelijk tussen toplaag en granulaire laag door wegstromen. Een tweede verschijnsel was dat de druk kennelijk hoog genoeg opliep om in het ingezande deel van de granulaire laag uitspoelen van zand en slib te veroorzaken. Hierdoor ontstonden in de dichtgeslibde granulaire laag een soort 'pipes' waar het zand en slib uit de granulaire laag was gespoeld. Ook door deze 'pipes' stroomde water naar de teen. Bij de teen welde dit water op uit het voorland. De statische overdruk veroorzaakte dus wel beweging, maar geen bezwijken.

Een tweede proef bij de Baarlandpolder bevestigde in grote lijnen dit beeld. Hier kwam de toplaag echter verder omhoog, tot maximaal 8 cm, en kwam ook niet meer geheel op zijn oude positie terug. Dit zou er op kunnen wijzen dat als deze belasting een aantal malen herhaald zou worden, er een voortgaande vervorming plaats zou kunnen vinden die uiteindelijk tot bezwijken zou kunnen leiden.

Bij de derde infiltratiemeting op de dijk van de Willem-Annapolder was de granulaire laag dichtgeslibd over de gehele hoogte waarover de gepenetreerde bekleding aanwezig was. Hierdoor werd er maar weinig water geïnfiltrerd (enkele kubieke meters per uur in tegenstelling tot de 100 tot 150 m³/uur die op de andere locaties nodig was) en bleef de drukopbouw onder de toplaag beperkt.

Al met al blijkt de gevoeligheid van gepenetreerde steenzettingen voor statische drukopbouw onder de toplaag minder te zijn dan op grond van theoretische beschouwingen kan worden verwacht. Daarom kan ook voor andere locaties met gepenetreerde steenzettingen zo'n inpompproef worden overwogen.

3 Toplaaginstabiliteit

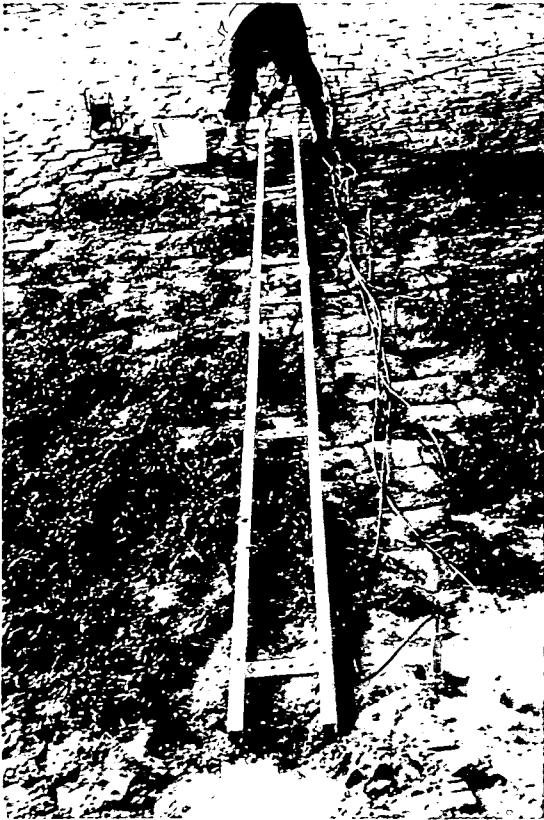
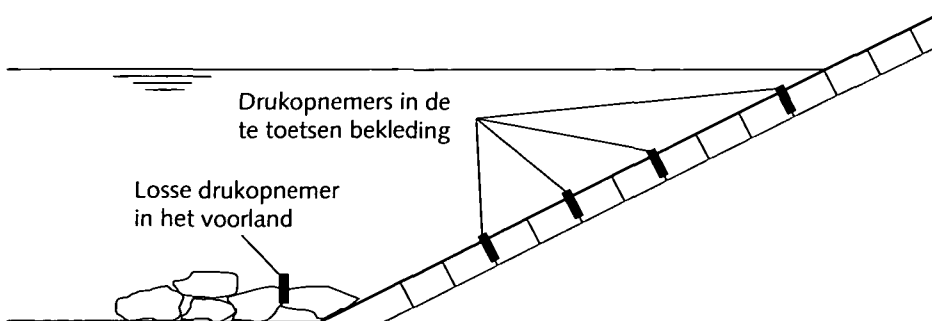


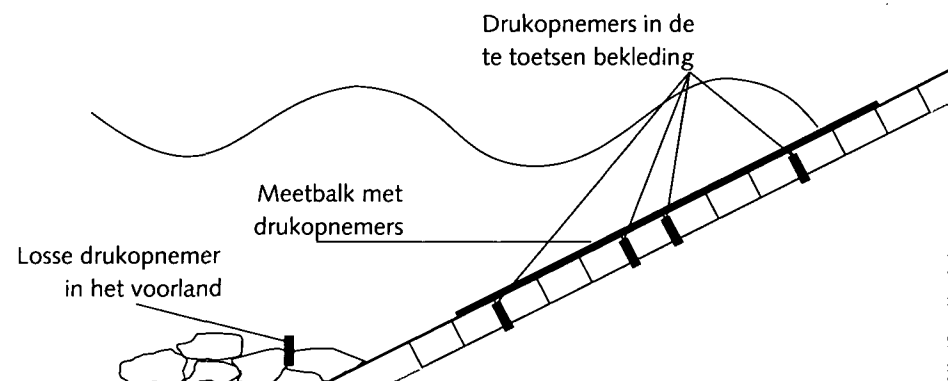
Foto 3.3
Getijmeting

Bij een stormmeting wordt juist het hoogfrequente verloop (meetfrequentie 25 à 50 Hz) gemeten van golfdrukken op het talud en de reactie daarop van waterdrukken in de granulaire laag. Op het talud is een meetbalk met drukopnemers gemonteerd die op verschillende hoogtes de golfdrukken registreert (zie figuur 3.27 en foto 3.4). In de granulaire laag zijn ook op verschillende hoogtes waterspanningsmeters aangebracht. Gedurende verschillende tijdstippen van een storm worden drukken en waterspanningen simultaan gemeten. Door de meting te simuleren met Steenzet/ZSteen wordt een goede schatting verkregen van de leklengte Λ die in het prototype van de constructie aanwezig is. Dit kan worden gebruikt in de analyse van de stabiliteit bij maatgevende golfcondities.



Figuur 3.26
Opstelling getijmeting

Ook hier geldt dat de meting bij voorkeur wordt uitgevoerd bij condities die zo dicht mogelijk bij de maatgevende omstandigheden liggen. Stormmetingen leveren een redelijk resultaat bij windkrachten vanaf minimaal 7 Bft, maar bij voorkeur tenminste 8 Bft. Vanwege de veiligheid bij uitvoering ligt de bovengrens op 9 à 10 Bft. Een voor de hand liggend nadeel van de stormmeting is, dat deze maar één of enkele keren in een jaar kan worden uitgevoerd. Verder blijft de informatie grotendeels beperkt tot de getijzone plus iets daarboven, tenzij de storm toevallig ook een zeer hoge waterstand veroorzaakt.



Figuur 3.27
Opstelling stormmeting



Foto 3.4
Voorbeeld van een
stormmeting

3 Toplaaginstabiliteit

3.7.3 Geavanceerde rekenmethoden

Er zijn drie geavanceerde rekenmethoden. In de eerste plaats is het soms mogelijk om rechtstreeks gebruik te maken van de resultaten van modelproeven waarop de black-boxregels en ANAMOS zijn gebaseerd. Vanzelfsprekend is dit alleen mogelijk voor steenzettingen waarvan sterkte en belasting voldoende overeenstemmen met sterkte en belasting in de modelproef.

Ten tweede wordt bij geavanceerde toetsing gebruik gemaakt van het numerieke model ZSteen, zie 3.5.1. Hiermee kan het verloop van de stijghoogte in de bekleding nauwkeurig worden gesimuleerd. Als uit getij- of stormmetingen het verloop van de waterdruk bekend is, kan dit gebruikt worden voor ijking van de constructie-eigenschappen in het ZSteen-model, waarmee vervolgens kan worden geëxtrapoleerd tot aan de maatgevende omstandigheden.

Ten derde is het mogelijk om de randvoorwaarden ter plaatse van de teen nauwkeuriger te berekenen met een programma als TRITON, zie 2.2.2.

3.7.4 Bewezen sterkte

In sommige gevallen kan worden beredeneerd dat de maatgevende omstandigheden zich al hebben voorgedaan; als de bekleding in die omstandigheden geen schade heeft opgelopen kan alsnog een score 'goed' worden gegeven. Als kan worden aangetoond dat de opgetreden waterdruk in de bekleding gelijk is aan de waterdruk in maatgevende omstandigheden en de bekleding is niet beschadigd, dan heeft de bekleding haar sterkte bewezen. In de praktijk is het zeer moeilijk om voor een concreet bekledingsvak aan te tonen dat het veilig is op basis van bewezen sterkte: daarvoor moet worden aangetoond dat alle parameters op éénzelfde moment in het verleden dezelfde of een ongunstiger waarde hebben gehad dan de ontwerp- of toetswaarden.

De kans op succes is groter voor een andere vorm van bewezen sterkte: voor specifieke bekledingstypen die op een bepaalde locatie een zware, maar niet maatgevende belasting hebben ondergaan, is aangetoond dat ze een zekere sterkte kunnen leveren. Op basis daarvan kan worden aangetoond dat het betreffende bekledingstype toepasbaar is op een andere locatie met minder zware randvoorwaarden. Specifiek kan dit bijvoorbeeld gelden voor ingezande en ingeslibde basaltzuilen. Ook bij deze werkwijze moet worden aangetoond dat alle relevante parameters in het praktijkgeval niet gunstiger waren dan de rekenwaarden van het bekledingsvak dat wordt getoetst. Er is nader onderzoek nodig om hiervoor een methode te ontwikkelen, zie hoofdstuk 10.

4 Afschuiving

4.1 FYSISCH PROCES

Afschuiving is het faalmechanisme waarbij een deel van de bekleding (alleen de toplaag of de toplaag met onderlagen) zich onder hydraulische belasting verplaatst langs een glijvlak dat evenwijdig is aan het talud.

4.1.1 Afbakening

Afschuiving speelt in de waterbouw een rol in verschillende verschijningsvormen. In deze paragraaf wordt afgebakend welke typen afschuiving in dit Technisch Rapport worden behandeld.

Bij het *faalmechanisme* afschuiving worden drie soorten onderscheiden: buitenwaartse macro-instabiliteit, afschuiving langs schuifvlakken in de ondergrond of afschuiving van de toplaag. In dit hoofdstuk wordt alleen afschuiving van de gehele bekleding, dus langs schuifvlakken in de ondergrond, behandeld. Voor het eerste type, buitenwaartse macro-instabiliteit, wordt verwezen naar Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [lit.26]; afschuiving van de toplaag (het derde type) is direct gerelateerd aan de stabiliteit van de teenconstructie en wordt niet apart behandeld.

Bij de *hydraulische belasting* die afschuiving van de bekleding kan veroorzaken worden twee gevallen onderscheiden: afschuiving door statische wateroverdruk of door golfbelasting. In dit hoofdstuk wordt vooral afschuiving door golfbelasting behandeld. Afschuiving van de bekleding door statische wateroverdruk is normaal gesproken niet maatgevend. Een uitzondering daarop is de situatie waarbij zich een zandscheg bevindt tussen de kleikern en de afdekkende kleilaag; die situatie wordt wel behandeld; afschuiving van gepenetreerde bekledingen door statische overdruk wordt apart behandeld in 8.4.

Bij het *tijdstip binnen de golfcyclus* dat maatgevend is, en het bijbehorende constructiegedrag, worden drie gevallen onderscheiden: afschuiving bij maximale golfterugloop, afschuiving bij golfklap en verweking bij golfklap; in dit hoofdstuk wordt alleen afschuiving bij maximale golfterugloop beschreven. De drukpiek van golfklappen heeft in de praktijk een te korte tijdsduur om bij steenzettingen schade door afschuiving te veroorzaken en is daarom nooit maatgevend. Verweking treedt niet op omdat aangenomen mag worden dat zand in de dijk over het algemeen verdicht zal zijn bij aanleg, en anders door opeenvolgende (golf)belastingen in voorgaande stormen verder verdicht is geraakt.

Concluderend gaat het in dit hoofdstuk vooral over lokale afschuiving van de bekleding langs schuifvlakken in de ondergrond, door golfbelasting en op het moment van maximale golfterugloop. Daarnaast wordt de situatie met een zandscheg besproken, waarbij statische overdruk maatgevend kan zijn.

4.1.2 Eigenschappen afschuiving voor diverse constructietypen

Er wordt onderscheid gemaakt tussen vier typen constructies met steenzettingen waarvoor de eigenschappen met betrekking tot afschuiving verschillen. Dit betreft dijken:

- 1 volledig opgebouwd uit klei;
- 2 met een zandkern zonder kleilaag; op de zandkern ligt een steenzetting op een granulaire laag, eventueel met een geotextiel;
- 3 met een zandkern met kleilaag; op de kleilaag ligt een steenzetting, eventueel met een granulaire laag en/of een geotextiel;

4 Afschuiving

- 4 met een zandscheg (aan de buitendijkse zijde) tussen kleikern en kleilaag; op de kleilaag ligt een steenzetting, eventueel met een granulaire laag en/of een geotextiel.

ad 1 eigenschappen afschuiving van dijken volledig opgebouwd uit klei

Bij de eerste categorie dijken is het niet te verwachten dat er afschuiving kan ontstaan tijdens golfaanval, zelfs niet bij een extreme golfbelasting van bijvoorbeeld $H_s = 3$ m, of bij een zeer steil talud met helling van 1:2,5. Dit geldt alleen als de kleikern aanwezig is tot aan de stilwaterstand in maatgevende omstandigheden en als er geen zandlagen aanwezig zijn tussen de kleikern en de bekleding.

ad 2 eigenschappen afschuiving van dijken met zandkern zonder kleilaag

Voor dit type dijken zijn specifieke toetsingscriteria afgeleid. Daarvoor is het evenwicht beschouwd van een talud met een glijvlak evenwijdig aan het talud. Dit heeft geleid tot de rekenregels die worden gegeven in de delen Ontwerp en Toetsing. De onderbouwing hiervan wordt gegeven in 4.2.

ad 3 eigenschappen afschuiving van dijken met zandkern met kleilaag

Ten opzichte van type 2, zandkern zonder kleilaag, ligt bij dit type de freatische lijn in maatgevende omstandigheden relatief laag. De belasting op afschuiving is dan ook kleiner. Op dit moment bestaat er nog geen rekenmethode om deze gunstige invloed in rekening te brengen. Om die reden geldt voor dit type constructie dezelfde rekenregel als voor constructietype 2 (zonder kleilaag). De kleilaag mag meegeteld worden op dezelfde wijze als een filterlaag, zie 4.2.

De regel is voor dit type conservatief. Als een steenzetting van dit type bij toetsing niet voldoet aan de regel, wordt de steenzetting daarom niet afgekeurd, maar volgt een score 'twijfelachtig', waarna geavanceerde toetsing nodig is. Ook bij ontwerp kan het zinvol zijn hier nader naar te kijken. Er wordt gewerkt aan de ontwikkeling van een verbeterde toetsingsmethode op basis van geavanceerde grondwaterstromings- en grondmechanische berekeningen, zie ook 4.3.1 en 4.3.2.

Een volledig verpapte mijnsteenlaag op een zandkern is vaak vrijwel ondoorlatend en zelfs wat cohesief; voor de toetsing op afschuiving kan zo'n verpapte mijnsteenlaag opgevat worden als een kleilaag.

ad 4 eigenschappen afschuiving van dijken met zandscheg tussen kleikern en kleilaag

Als de kleikern van een dijk vrij diep in het profiel ligt en er is aan de buitenzijde zand aangevuld, dan kan er een voor afschuiving gevaarlijke situatie ontstaan. Er is dan zand opgesloten tussen de kleikern en de kleilaag onder de steenzetting; deze zogenoemde zandscheg kan vollopen met water. In een dergelijke dijk kan de freatische lijn in het zand onder de bekleding (toplaag, filterlaag en kleilaag tezamen) bijzonder hoog worden, waardoor een groot gebied vatbaar wordt voor afschuiven. De situatie kan ongunstiger zijn dan voor een dijk met zandkern zonder kleilaag, zodat de regels voor type 2 niet kunnen worden toegepast. Voor ontwerp en voor toetsing is een specialistische beschouwing nodig.

Er bestaat nog geen algemeen bruikbare toetsmethode, maar daaraan wordt wel gewerkt, met geavanceerde grondwaterstromings- en grondmechanische berekeningen. In 2.5.2 wordt achtergrondinformatie gegeven over de opbouw van statische wateroverdruk. De mogelijkheden voor berekeningen voor dit fenomeen komen aan de orde in 4.3 en 4.4.

4.2 ONDERBOUWING GEDETAILLEERDE METHODE (TYPE 2)

De rekenregel die wordt gegeven in de delen Ontwerp en Toetsing is afgeleid voor dijken van type 2 (steen-zetting op een granulaire laag op zand, eventueel met een geokunststof), met behulp van een evenwichtsbeschouwing van een talud met een (één-dimensionaal) glijvlak evenwijdig aan het talud. Dit is een vereenvoudigde vorm van een glijcirkelberekening. Een andere vereenvoudiging is de keuze om het moment van maximale golfterugloop als maatgevend te beschouwen. Een nadere analyse waarin diezelfde som twee-dimensionaal is gemodelleerd, heeft laten zien dat de één-dimensionale aanpak aan de ene kant conservatief is, maar dat aan de andere kant het moment van maximale golfterugloop voor de grondmechanische stabiliteit niet maatgevend hoeft te zijn. Daardoor kwamen de resultaten van de één-dimensionale en twee-dimensionale benadering toch redelijk overeen. Vanwege de eenvoud wordt de één-dimensionale benadering gebruikt.

De waterbeweging in de ondergrond kan niet worden benaderd als quasi-stationair: de grondwaterstroming wordt niet alleen bepaald door de randvoorwaarden op het moment zelf, maar ook door elastische berging (de samendrukbaarheid van het water en de daarin opgesloten lucht). In [lit.27] wordt een uitdrukking afgeleid voor het stijghoogteverloop in de ondergrond, voor een ééndimensionale situatie met homogene ondergrond en een sinusvormige golfbelasting. Met behulp van een aantal vereenvoudigingen kan deze worden herschreven tot een uitdrukking voor de minimaal benodigde bovenbelasting σ_b :

$$\sigma_b = \rho g \left\{ \frac{\phi_a}{\cos \alpha} - 0,5 \cdot (1 - n_z) \cdot \Delta_z L_{es} \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \Phi} \right) \cdot \sqrt{\pi} \right\}$$

met:

σ_b	=	noodzakelijke korrelspanning voor een stabiele constructie	[N/m ²]
ρ	=	dichtheid van het water	[kg/m ³]
ϕ_a	=	amplitude van de stijghoogte juist boven de ondergrond in de filterlaag	[m]
n_z	=	porositeit van het zand	[-]
Δ_z	=	relatieve dichtheid van de zandkorrels	[-]
L_{es}	=	consolidatielengte, een rekenparameter die afhankelijk is van de doorlatendheid en porositeit van het zand, de samendrukbaarheid van het water en de golfperiode	[m]
Φ	=	interne wrijvingshoek van het zand	[°]
α	=	lokale taludhelling	[-]

De korrelspanning σ_b kan als volgt worden geschreven:

$$\sigma_b = (\rho_b - \rho) g D + (1 - n_f) (\rho_f - \rho) g b_f$$

met:

ρ_b	=	dichtheid van de toplaagelementen	[kg/m ³]
ρ_z	=	dichtheid van de zandkorrels	[kg/m ³]
Δ_f	=	relatieve dichtheid van de filterkorrels	[-]
ρ_f	=	dichtheid van de filterkorrels	[kg/m ³]
n_f	=	porositeit van het filter	[-]
D	=	dikte van de toplaag	[m]
b_f	=	dikte van de filterlaag	[m]

4 Afschuiving

Uitwerking van deze formule met de aanname dat $\cos \alpha$ gelijk is aan 1 leidt tot de volgende formule:

$$\Delta D + (1-n) \Delta_f b_f > d_s - 2,8 \cdot (1-n_z) \Delta_z \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \Phi} \right) \cdot \sqrt{\frac{T_p k}{n_z W_L}}$$

$$d_s = \min \left\{ 0,11 \cdot H_s \left(\frac{\tan \alpha}{H_s / (1,56 \cdot T_p^2)} \right)^{0,8}; 1,5 \cdot H_s \right\}$$

met:

$$k = \frac{g n_z^3 D_{15,2}^2}{160 \nu (1-n_z)^2}$$

waarin:

D	=	dikte van de toplaag	[m]
Δ	=	relatieve dichtheid van de toplaag	[-]
b_f	=	dikte van de filterlaag	[m]
n_z	=	porositeit van het zand	[-]
Δ_z	=	relatieve dichtheid van de zandkorrels	[-]
W_L	=	luchtgehalte in het zand	[-]
n_f	=	porositeit van het filter	[-]
Δ_f	=	relatieve dichtheid van de filterkorrels	[-]
Φ	=	interne wrijvingshoek van het zand	[°]
k	=	doorlatendheid van het zand	[m/s]
ν	=	viscositeit van het water	[m ² /s]
α	=	lokale taludhelling	[-]

$D_{15,2}$ = *korrel diameter van het zand die door 15% van het materiaal op basis van het gewicht wordt onderscheiden*

Deze formule is de basis voor de rekenregel voor gedetailleerde toetsing en voor het ontwerp. Daarbij zijn de volgende parameterwaarden aangenomen:

$$\begin{aligned} n_z &= 0,4 \\ \Delta_z &= 1,65 \\ W_L &= 0,1 \\ (1-n) \Delta_f &= 1 \\ \Phi &= 40^\circ \end{aligned}$$

$$\Delta D + b_f > \min \left\{ 0,16 H_s^{0,2} T_p^{1,6} (\tan \alpha)^{0,8}; 1,5 H_s \right\} - 1334 \cdot (1-1,19 \cdot \tan \alpha) D_{15,2} \sqrt{T_p}$$

Het resultaat is als volgt:

De wrijvingshoek van het zand is enigszins optimistisch gekozen (reëel als het zand goed is verdicht), maar voor het percentage lucht in het zand is een zeer conservatieve waarde genomen. Ingeschat wordt dat de methode conservatief is. Daarom zijn de toetsingsregels zo opgesteld, dat een tussenscore 'twijfelachtig' wordt gegeven als er niet aan wordt voldaan, waarna geavanceerde toetsing nodig is. Het is dus niet mogelijk om in de toetsing op basis van deze regel een score 'onvoldoende' te halen.

Dezelfde regel wordt toegepast voor steenzettingen op dijken van type 3 (steenzetting op kleilaag op zandkern), zie onderstaande formule.

$$\Delta D + b_i + b_k > \min \left\{ 0,16 H_s^{0,2} T_p^{1,6} (\tan \alpha)^{0,8} ; 1,5 H_s \right\} - 1334 \cdot (1 - 1,19 \cdot \tan \alpha) D_{1,5} \sqrt{\frac{T_p}{2}}$$

waarin:

$$b_k = \text{dikte van de kleilaag} \quad [\text{m}]$$

4.3 NUMERIEK REKENEN

Voor het faalmechanisme afschuiving zijn twee numerieke rekenprogramma's van belang: Seep/W en PLAXIS.

4.3.1 Seep/W

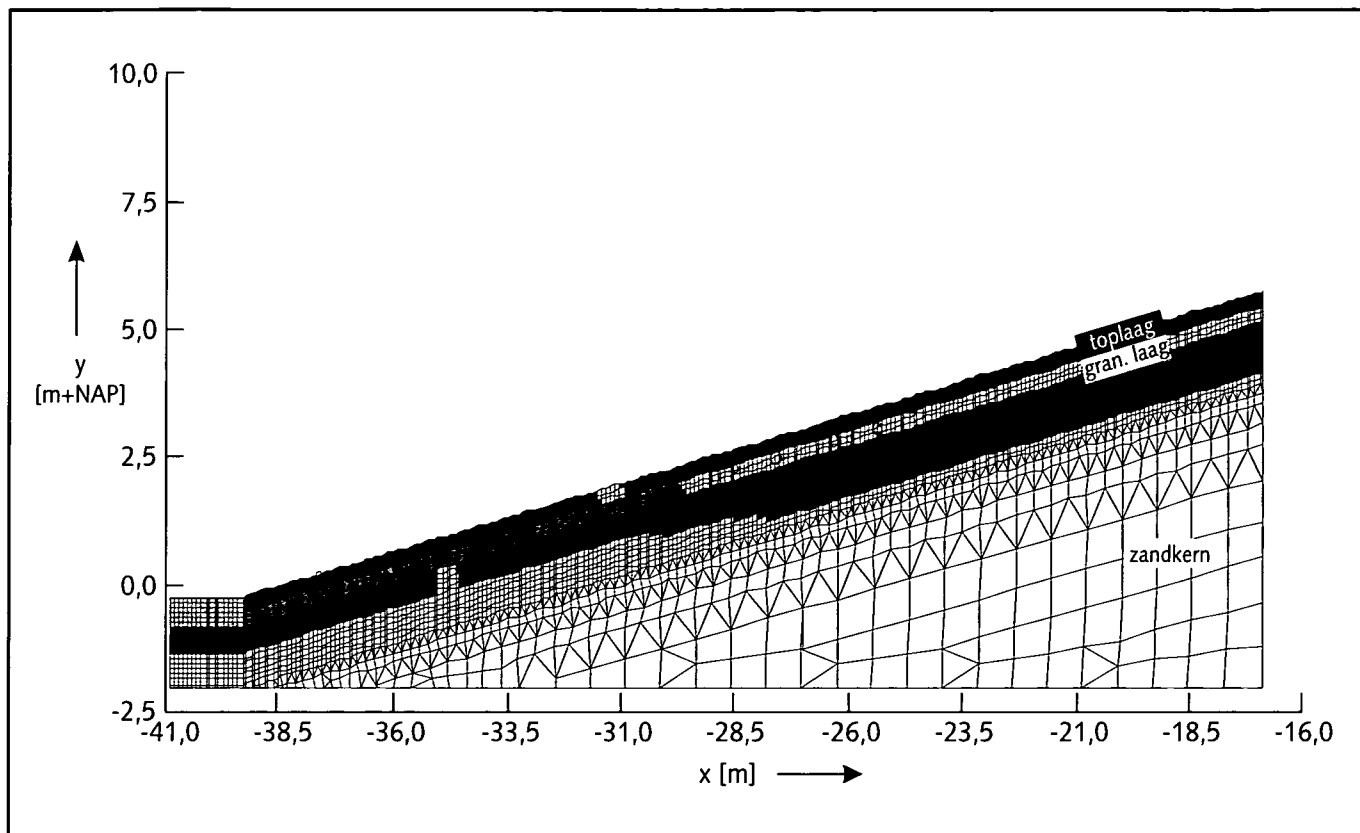
Het eindige elementenmodel Seep/W is een tijdsafhankelijk grondwaterstromingsmodel. Het model rekent met stroming in de verzadigde en onverzadigde zone van een dijklichaam. In principe wordt het model voor steenzettingen ingezet als de doorlatendheden zo laag zijn en de tijdschaal zo groot is (getij) dat er sprake is van potentiaalstroming (wet van Darcy). In zo'n geval bepaalt met name volumieke berging waar de freatische lijn ligt. In beginsel kan ook gerekend worden met elastische berging, onverzadigde stroming en kortdurende golfbelasting, maar dit is nog onontgonnen gebied.

Het model Seep/W is in de huidige praktijk geschikt om getijmetingen na te rekenen. Vervolgens kan ook een predictie gemaakt worden van de ontwikkeling van de waterdrukken in de ondergrond bij andere omstandigheden. Zo is Seep/W gebruikt om het gedrag van een gepenetreerde steenzetting gedurende een grootschalige infiltratieproef te voorspellen. Vergeleken met ZSteen/Steenzet, waarmee eveneens getijmetingen kunnen worden nagerekend, biedt Seep/W het voordeel dat ook met stroming via het voorland, de ondergrond en de onderlagen van de steenzetting gerekend kan worden. Aangezien getijmetingen alleen zinvol zijn bij steenzettingen met lage doorlatendheden (dichtgeslibde en gepenetreerde steenzettingen) is dat een groot voordeel, omdat toevoer van water of lek via de onderlagen in zo'n geval een significante rol kunnen spelen.

Bij analyse van de infiltratieproef is vastgesteld dat het ontstaan van statische wateroverdrukken onder een onderlaag van klei de geotechnische stabiliteit van de steenzetting kan bedreigen. De vraag is hierbij of die wateroverdrukken zo groot kunnen worden dat de kleilaag, inclusief bekleding, deels opgedrukt wordt en vervolgens afschuift. Dit risico is vooral van belang als het dijksprofiel een 'zandshceg' bevat.

Gegeven de opbouw van de dijk, de constructie-eigenschappen (doorlatendheid en porositeit) en de belasting (het waterstandsverloop bij maatgevende omstandigheden) kan met Seep/W worden berekend hoe groot de wateroverdrukken onder de kleilaag kunnen worden. Vervolgens zou met PLAXIS (zie 4.3.2) beoordeeld kunnen worden of dat leidt tot instabiliteit of niet.

4 Afschuiving



*Figuur 4.1
Voorbeeld van een
Seep/W-modellering van een
steenzetting*

In figuur 4.1 staat een voorbeeld van een Seep/W-modellering van een steenzetting. De bovenste, zwarte laag is de toplaag, de laag direct daaronder (deels donker-, deels lichtgrijs) is de granulaire laag, de donkergrijze laag daaronder is de kleilaag (net boven de teen is een onderbreking van de kleilaag te zien). De kern bestaat uit zand. Voor aanvullende informatie, zie [lit.28].

4.3.2 PLAXIS

PLAXIS is een eindige-elementenmodel dat met name geschikt is om het vervormingsgedrag van grond mee te schematiseren. Bij steenzettingen is PLAXIS met name ingezet om het onderwerp 'grondmechanische stabiliteit' te onderzoeken. Hiermee is een goede aanzet gegeven om uiteindelijk te komen tot meer realistische en minder conservatieve rekenregels voor de weerstand tegen afschuiven van steenbekledingen. In de verdere uitwerking daarvan zal PLAXIS zeker een rol spelen.

De voordelen van PLAXIS ten opzichte van de andere modelleringen voor de grondmechanische stabiliteit van steenzettingen zijn:

- de situatie is 2-dimensionaal in plaats van 1-dimensionaal;
- het bezwijkmechanisme is een combinatie van opdrukken en afschuiven, hetgeen waarschijnlijk beter bij de werkelijkheid aansluit dan modellen die afschuiven en opdrukken apart beschouwen;

- de invloed van de teenconstructie kan in rekening worden gebracht: met name bij lagere bekledingen maakt dit veel verschil;
- aan de top laag, de granulaire laag en aan de kleilaag kunnen wrijvingseigenschappen worden toegekend: in de bestaande modelleringen dragen deze lagen alleen bij aan het gewicht, en wordt wrijving verwaarloosd.

Een belangrijk nadeel van PLAXIS is, dat de belasting slechts indirect in het model kan worden ingebracht, waardoor het moeilijk is om realistische gevallen door te rekenen.

Als het wel lukt om realistische waterspanningen (op het talud en in de ondergrond) in te voeren, dan heeft het duidelijk voordelen om met PLAXIS te rekenen aan de sterkte.

Voor aanvullende informatie wordt verwezen naar [lit.29] en [lit.30].

4.4 GEAVANCEERDE TOETSING AFSCHUIVING

De gedetailleerde rekenregel wordt beschouwd als tamelijk conservatief en kan geen score 'onvoldoende' opleveren. Bovendien is de methode slechts geldig voor bepaalde typen en binnen een beperkt toepassingsgebied. Daarom is voor dit mechanisme meestal geavanceerde toetsing nodig.

Deze geavanceerde toetsing kan bestaan uit een analyse in twee stappen: bepaling van het drukverloop in de dijk met een programma als Seep/W en het resulterende verloop gebruiken als invoer voor een geotechnisch programma als PLAXIS. Overigens zal waarschijnlijk op korte termijn een nieuwe, scherpere, algemeen toepasbare rekenmethode voor afschuiving worden ontwikkeld op basis van eenzelfde analyse met Seep/W en PLAXIS, zie 4.3.1 en 4.3.2.

Voor de bijzondere situatie met een zandscheg is altijd geavanceerde toetsing nodig. Ook hierbij zal voor de belasting het programma Seep/W worden gebruikt en voor de sterkte het programma PLAXIS.

5 Materiaaltransport

5.1 MATERIAALTRANSPORT VANUIT DE ONDERGROND

5.1.1 Fysisch proces

Materiaaltransport is het faalmechanisme waarbij het verband tussen de topplagelementen verloren gaat doordat materiaal vanuit de onderlagen door hydraulische belasting uitspoelt.

De golfbeweging veroorzaakt een stroming in de granulaire laag, evenwijdig aan het talud, zowel naar boven als naar beneden. Langs het grensvlak met de ondergrond kan deze stroming erosie van klei- of zanddeeltjes veroorzaken. Overigens zal dit proces meestal niet direct leiden tot falen van de bekleding, maar eerst verzakking veroorzaken. Omdat er holle ruimten kunnen ontstaan onder de bekleding, kan deze haar verband kwijtraken en plaatselijk verzakken, waardoor de sterkte afneemt. Bovendien kan de opwaartse druk toenemen doordat de doorlatendheid van de onderlaag toeneemt. De aanwezigheid van een filterlaag (granulair, geokunststof of vlijlaag) is bedoeld om dit mechanisme te voorkomen.

Er bestaan rekenregels voor geometrisch dichte en voor hydraulisch dichte laagovergangen. In dit rapport worden de achtergronden bij de regels voor geometrisch dichte laagovergangen niet expliciet behandeld; verwezen wordt naar [lit.5], waar een aantal onderliggende onderzoeken worden opgesomd. In de volgende paragraaf worden wel de achtergronden beschreven van de rekenregels voor hydraulisch dichte laagovergangen.

5.1.2 Onderbouwing rekenregels hydraulisch-dichtheid

opzet van de rekenregels

De rekenmethodes voor hydraulisch-dichtheid van de overgang tussen ondergrond en bekleding worden gebruikt bij het ontwerp (5.2 van Ontwerp) en bij de gedetailleerde toetsing op materiaaltransport (4.5 van Toetsing). Bij een hydraulisch dichte constructie is de belasting niet groot genoeg om transport vanuit de onderlaag door de openingen in de filterlaag (granulair of geokunststof) heen mogelijk te maken. Uitspoeling van deeltjes is dus niet bij voorbaat fysiek onmogelijk. De rekenregels voor granulaire filters, zonder of met een geokunststof, op een ondergrond van zand maken deel uit van de oorspronkelijke analytische methode voor het ontwerp van steenzettingen uit [lit.1]. De regels zoals beschreven in deze paragraaf zijn grotendeels gebaseerd op stap c van deze analytische methode.

De rekenmethode is zodanig opgesteld dat een gegeven laagovergang kan worden gecontroleerd op materiaaltransport. Het is niet mogelijk om rechtstreeks te bepalen welke constructie nodig is om materiaaltransport te voorkomen.

De rekenprocedure voor ontwerp en toetsing wordt beschreven in de respectievelijke delen van dit Technisch Rapport. Voor de berekeningen wordt in die procedures verwezen naar het computerprogramma ANAMOS. Hier worden de rekenregels in ANAMOS toegelicht.

De regels voor hydraulisch-dichtheid zijn gebaseerd op de aanname dat de maatgevende belasting zich voordoet op het moment van maximale golfterugtrekking. Dit is het geval als de dikte van de granulaire laag minimaal de helft is van de topplagedikte. Er zijn geen bruikbare rekenregels voor hydraulisch-dichtheid als de granulaire laag dunner is, of voor

5 Materiaaltransport

een bekleding zonder granulaire laag. Bij dat soort bekledingen moet de overgang naar de ondergrond daarom altijd geometrisch dicht zijn.

In de 80'er jaren van de vorige eeuw is op basis van de open-waterloop-analogie een theoretische beschouwing ontwikkeld over het gedrag van het grensvlak tussen ondergrond en granulaire laag. Bij deze werkwijze wordt het begin van beweging en het transport van materiaal vanuit de ondergrond door de poriën van de granulaire laag beschouwd alsof de ondergrond de bodem is van een open waterloop. Dit heeft geleid tot formuleringen die gerelateerd zijn aan de formule van Shields. De ontwikkelde theorie is uitvoerig getest en gecalibreerd met behulp van fysiek modelonderzoek. De huidige rekenregels voor hydraulisch dichte laagovergangen zijn dus deels gebaseerd op theorie en deels op empirie [lit.5].

Een laagovergang is hydraulisch dicht als het verhang langs het grensvlak te klein is om transport vanuit de onderliggende laag naar de bovenliggende laag mogelijk te maken. Het kritieke verhang (i_{cr}) wordt volledig bepaald door de constructie-eigenschappen, het optredende verhang (i) door constructie-eigenschappen en door de belastingsituatie. Zowel het optredende als het kritieke verhang kunnen verschillende waarden hebben in opwaartse en neerwaartse richting; als rekenregel geldt dat het optredende verhang in beide richtingen kleiner moet zijn dan het kritieke verhang:

$$i_{\uparrow} < i_{cr\uparrow}$$

$$i_{\downarrow} < i_{cr\downarrow}$$

berekening van het optredend verhang i

Voor het optredend neerwaarts verhang op het moment van maximale golfterugtrekking geldt vrij verval; de maximale waarde is daarom per definitie gelijk aan de sinus van de taludhelling:

$$i_{\downarrow} = \sin \alpha$$

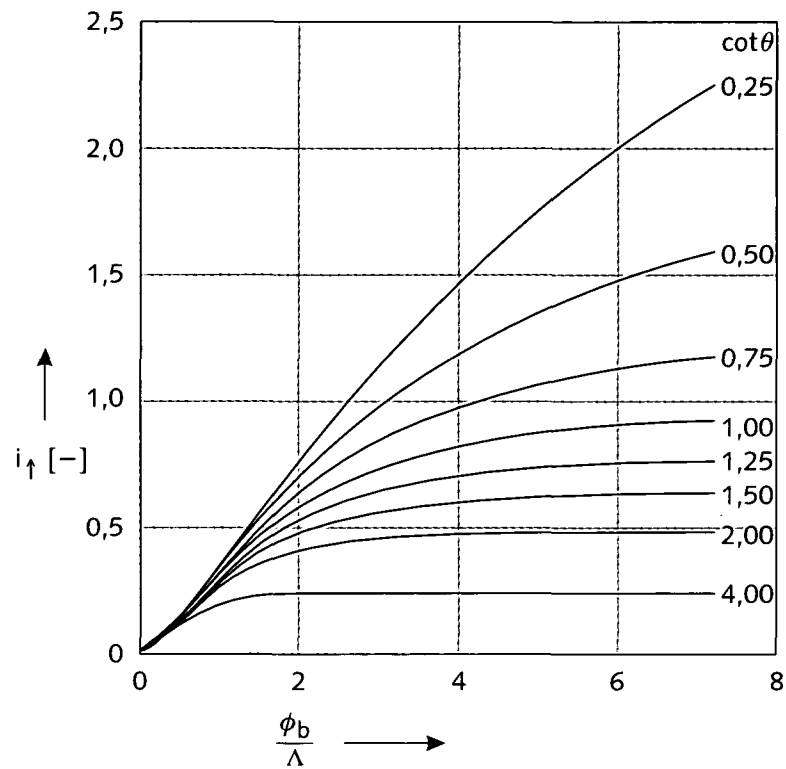
Het opwaarts verhang wordt bepaald door de hoogte en helling van het stijghoogtefront op het talud en door de leklengte Λ . De formule daarvoor luidt:

$$i_{\uparrow} = \frac{\cos \alpha}{\tan \beta} \cdot \left[1 - e^{\frac{-\tan \beta}{2\Lambda \cos^2 \alpha} \phi_b} \right] - \frac{1}{2} \sin \alpha \cdot e^{\frac{-\tan \beta}{2\Lambda \cos^2 \alpha} \phi_b}$$

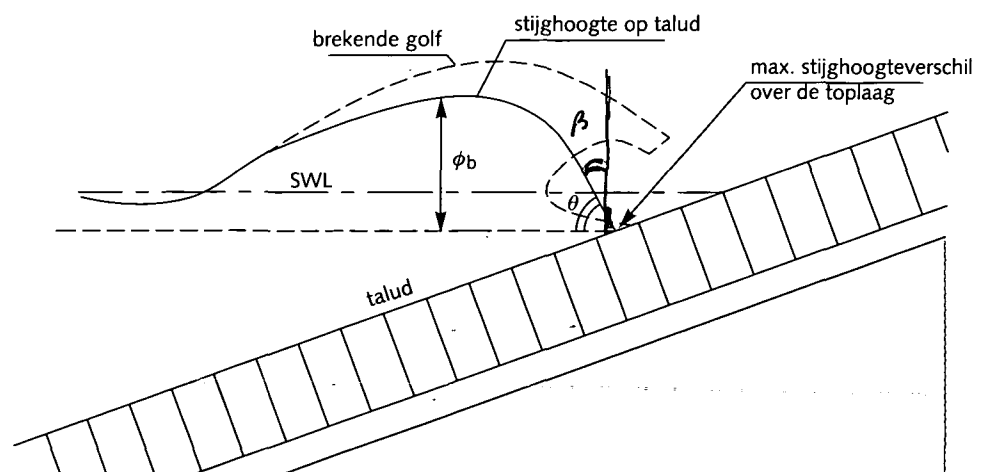
waarin:

α	=	taludhelling	[-]
β	=	helling van het stijghoogtefront	[°]
Λ	=	leklengte	[m]
ϕ_b	=	hoogte van het stijghoogtefront	[m]
β	=	hellingshoek van het stijghoogtefront tov verticaal	[°]

De rekenregel is weergegeven in figuur 5.1. Voor bespreking van de leklengte Λ wordt verwezen naar 3.2. De hoogte en helling van het stijghoogtefront worden hier nader toegelicht. In figuur 5.2 wordt het stijghoogtefront op het talud weergegeven.



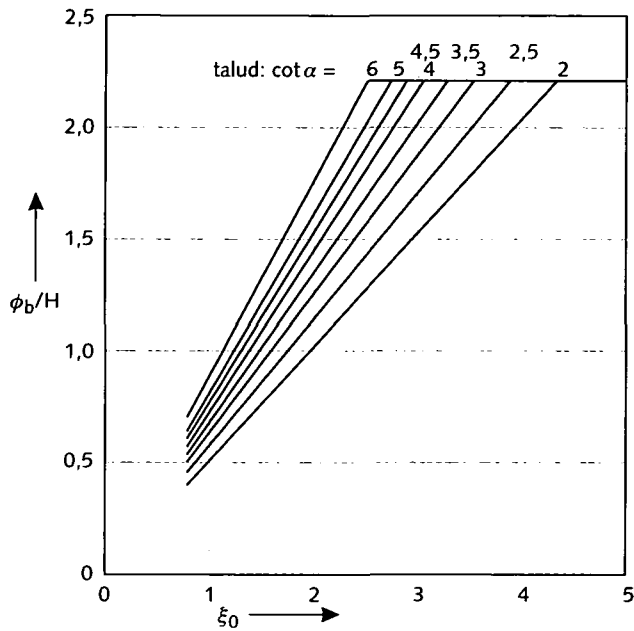
Figuur 5.1
Rekenregel voor het
opwaarts verhang i_{\uparrow}



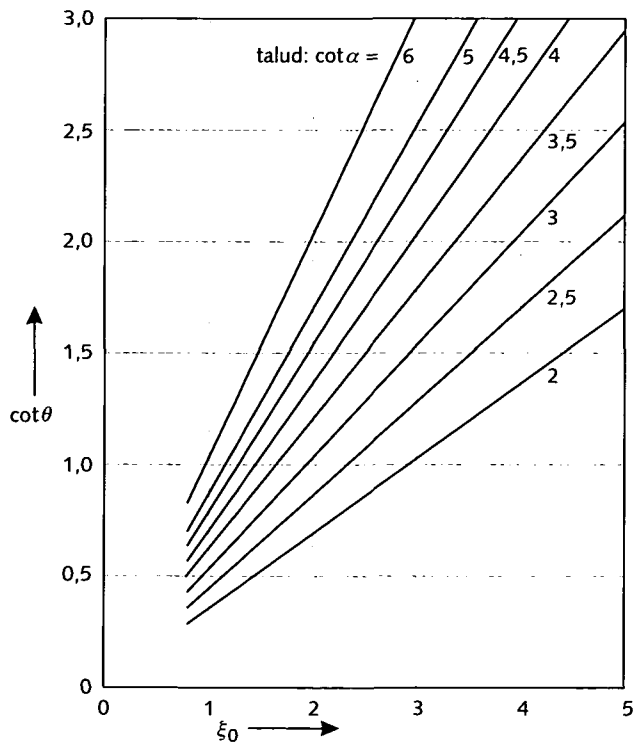
Figuur 5.2
Schematisatie van de
maatgevende stijghoogte op
het talud

5 Materiaaltransport

De hoogte ϕ_b hangt af van de taludhelling α , de brekerparameter ξ_{0p} , en de golfhoogte H_s , zie figuur 5.3. De helling θ hangt af van de taludhelling α en de brekerparameter ξ_0 , zie figuur 5.4.



Figuur 5.3
Hoogte ϕ_b van het
stijghoogtefront



Figuur 5.4
Hellingshoek θ van het
stijghoogtefront

kritiek verhang voor granulair filter op zand

Het kritiek verhang voor een granulair filter op zand heeft verschillende waarden in opwaartse richting ($i_{cr\uparrow}$) en in neerwaartse richting ($i_{cr\downarrow}$). Beide waarden hangen af van eigenschappen van het granulair filter, eigenschappen van de ondergrond en van de taludhelling.

Op basis van de open-waterloop-analogie en het modelonderzoek is de volgende uitdrukking opgesteld voor de kritieke waarde voor de filtersnelheid (q_{cr}) langs het grensvlak van granulaire laag en ondergrond:

$$q_{cr,neer} = \left[\frac{n}{c} \left(\frac{D_{f15}}{v} \right)^m \sqrt{\Psi_s \Delta_b g D_{b50} \left(\frac{\sin(\Phi_i - \alpha)}{\sin \Phi_i} - \frac{i_{\perp}}{\Delta_b (1 - n_b)} \right)} \right]^{1/(1-m)}$$

$$q_{cr,op} = \left[\frac{n}{c} \left(\frac{D_{f15}}{v} \right)^m \sqrt{\Psi_s \Delta_b g D_{b50} \left(\frac{\sin(\Phi_i + \alpha)}{\sin \Phi_i} - \frac{i_{\perp}}{\Delta_b (1 - n_b)} \right)} \right]^{1/(1-m)}$$

waarin:

q_{cr}	= filtersnelheid (=specifiek debiet = debiet per m ² doorstroomprofiel, inclusief de korrels) langs het grensvlak bij begin van beweging	[m/s]
n	= porositeit van de granulaire laag	[-]
Ψ_s	= parameter van Shields	[-]
Δ_b	= relatieve dichtheid van de ondergrond	[-]
Φ_i	= rusthoek basismateriaal per individuele korrel (= 55°)	[°]
i_{\perp}	= verhang in de ondergrond, loodrecht op grensvlak	[-]
n_b	= porositeit van de ondergrond	[-]
v	= kinematische viscositeit, = $1,2 \cdot 10^{-6}$	[m ² /s]
c, m	= constante	[-]

De waarde van Ψ_s , m en c zijn afhankelijk van de korrelgrootte van de ondergrond D_{50} . De relatie staat in tabel 5.1.

D_{50} [mm]	c	m	Ψ_s
0,1	1,18	0,25	0,11
0,15	0,78	0,20	0,073
0,2	0,712	0,18	0,055
0,3	0,56	0,15	0,044
0,4	0,45	0,11	0,038
0,5	0,35	0,07	0,036
0,6	0,29	0,04	0,035
0,7	0,22	0	0,034
0,8	0,22	0	0,034
1,0	0,22	0	0,035

Tabel 5.1
Karakteristieke parameters
voor stabiliteit grensvlak

Zoals ook in 3.2 is beschreven, wordt de relatie tussen het verhang i en het specifiek debiet q volgens de theorie van Forchheimer gekarakteriseerd door een lineaire component en een kwadratische (turbulente) component. Voor het kritieke verhang in de granulaire laag van een steenzetting is op basis daarvan de volgende relatie afgeleid:

$$i_{cr} = 160 \frac{v (1 - n)^2}{g n^3 D_{f15}^2} q_{cr} + \frac{2,2}{g n^2 D_{f15}} q_{cr}^2$$

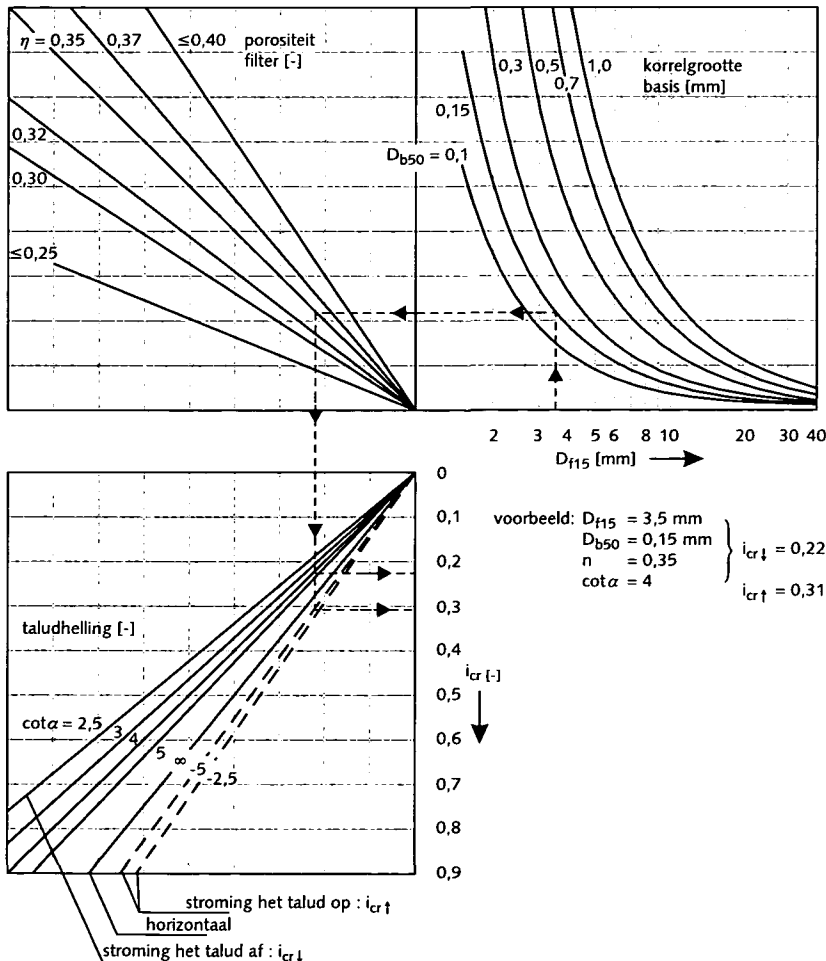
In deze formule kan de formule voor q_{cr} worden ingevuld. Uit modelonderzoek blijkt dat het loodrechte verhang i_{\perp} slechts beperkte invloed heeft; de waarde daarvan kan op 0,2 worden gesteld. Invulling van 1,65 voor Δ_b (ondergrond van gewoon zand) leidt tot

5 Materiaaltransport

de rekenregel die is weergegeven in figuur 5.5: voor het kritieke verhang in opwaartse richting gelden de gestreepte lijnen in het kwadrant linksonder.

De essentie van de rekenregel is als volgt: uitspoeling van de korrels vindt plaats als de stroomsnelheid van het water door de poriën voldoende groot is om een schuifspanning op de zanddeeltjes te veroorzaken die groot genoeg is om de zwaartekracht op de zanddeeltjes te overwinnen. Parameters:

- korrelgrootte D_{f15} van het granulaire filter: er is een negatief verband tussen D_{f15} en i_{cr} . Bij een grof granulaire materiaal (grote D_{f15}) is een kleiner verhang nodig om de stroomsnelheden te veroorzaken die tot uitspoeling leiden. Bovendien ondervinden de zanddeeltjes in de ondergrond een kleinere uitspoelingsweerstand, waardoor een lagere schuifspanning nodig is om uitspoeling te veroorzaken.
- korrelgrootte D_{b50} van de ondergrond: er is een positief verband tussen D_{b50} en i_{cr} . Bij grote zandkorrels is een grotere schuifspanning nodig om de zwaartekracht te overwinnen; daarvoor is een groter verhang nodig;
- porositeit n van het granulaire filter: er is een negatief verband tussen n en i_{cr} . Bij een grote porositeit is een kleiner verhang nodig om de stroomsnelheden te veroorzaken die tot uitspoeling leiden;
- cotangens van de taludhelling α : er is een positief verband tussen $\cot\alpha$ en i_{cr} . Bij een flauwer talud (grotere $\cot\alpha$) is een grotere schuifspanning nodig om de zwaartekracht te overwinnen, en daarvoor is een groter verhang nodig.



Figuur 5.5
Rekenregel voor het kritiek verhang i_{cr} bij granulaire filter op zand

kritiek verhang voor granulair filter op geokunststof op zand

Bij de berekening van het kritiek verhang voor een granulair filter op geokunststof op zand kan geen onderscheid worden gemaakt in opwaartse en neerwaartse richting. De waarde van het kritiek verhang hangt af van de eigenschappen van granulair filter, geokunststof en ondergrond (dus niet van de taludhelling). Ook voor deze situatie is een semi-empirische relatie bepaald voor de waarde van de filtersnelheid (q_{cr}) juist boven het geokunststof waarbij nog net geen transport plaatsvindt van deeltjes uit de ondergrond door het geokunststof heen:

$$q_{cr} = \left[12 \cdot \left(\frac{D_{b90}}{O_{90}} \right)^4 \cdot \frac{T_g}{D_{b90}} \cdot \left(\frac{w}{k_g} \right)^{\frac{1}{2m}} + \frac{n}{e} \right] \cdot \sqrt{\psi_s \Delta_b g D_{b50}} \cdot \theta$$

waarin:

T_g	=	dikte geokunststof	[m]
k_g	=	doorlatendheid geokunststof ($q = k_g i^m$)	[m/s]
m	=	macht in doorlatendheid geokunststof ($q = k_g i^m$)	[-]
n	=	porositeit granulaire laag	[-]
e	=	constante, gelijk aan $c \cdot Re^{-m}$; voor de waarde van c , zie tabel 5.1	[-]
Re	=	Reynoldsgetal ($= q_{cr} D_{f15} / \nu$)	[-]
w	=	valsnelheid van de korrel	[m/s]
θ	=	coëfficiënt mbt geotextielen = 0,5	[-]

Net als bij een granulaire laag op zand geldt ook in dit geval de eerder genoemde Forchheimer-relatie:

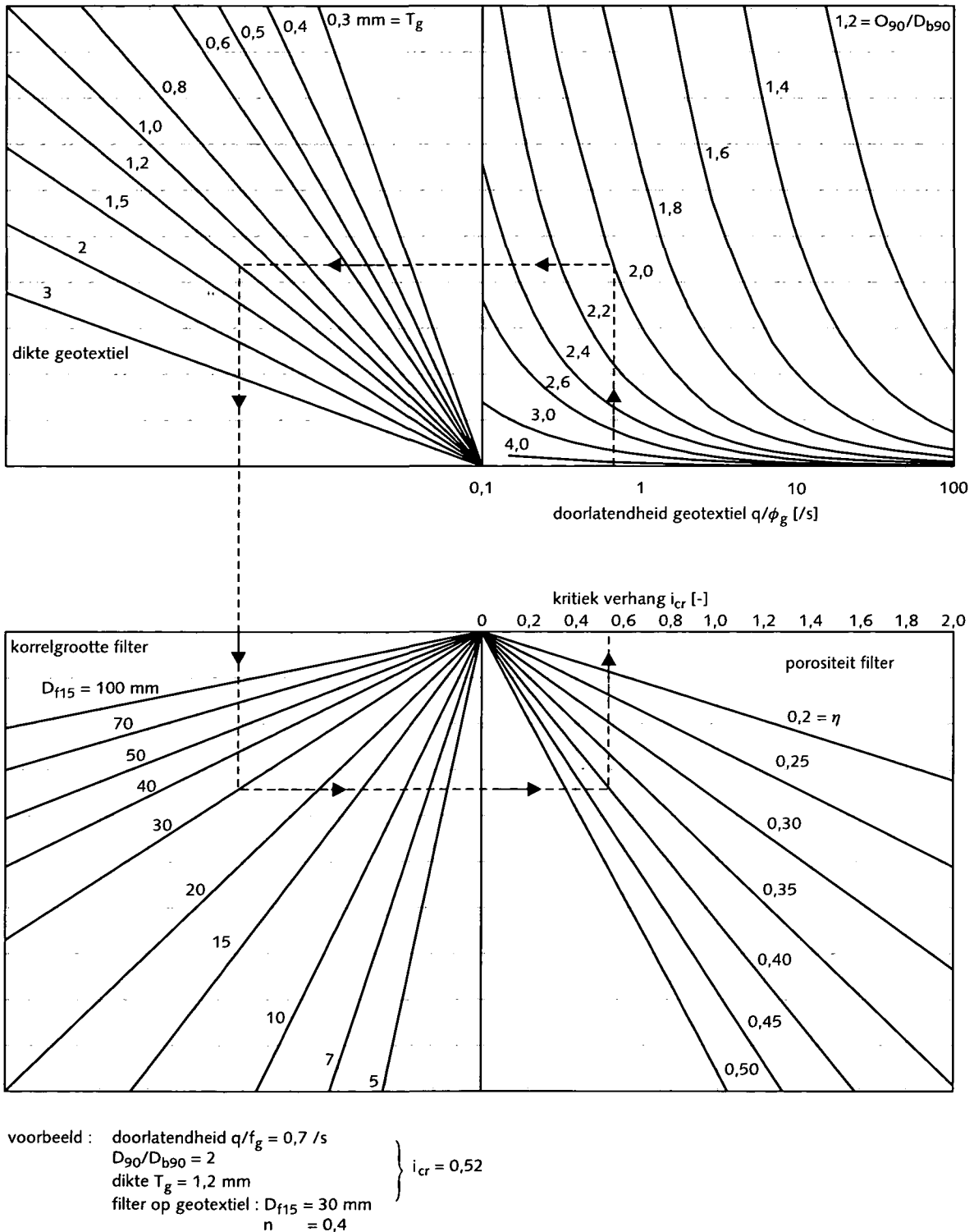
$$i_{cr} = 160 \frac{\nu (1-n)^2}{g n^3 D_{f15}^2} q_{cr} + \frac{2,2}{g n^2 D_{f15}} q_{cr}^2$$

De uitdrukking van q_{cr} kan hierin worden ingevuld; dit leidt tot de rekenregel in figuur 5.6.

De essentie van de rekenregel is als volgt: uitspoeling van de korrels vindt plaats als de stroomsnelheid van het water door de poriën voldoende groot is om, dóór het geokunststof heen, een schuifspanning op de zanddeeltjes te veroorzaken die kan zorgen voor uitspoeling. De taludhelling speelt in deze rekenregels geen rol. Parameters zijn:

- doorlatendheid q / ϕ_g van het geokunststof: er is een negatief verband tussen q / ϕ_g en i_{cr} . Bij een grote doorlatendheid is de weerstand van het geokunststof kleiner, waardoor een kleinere schuifspanning nodig is om zanddeeltjes er doorheen uit te laten spoelen, en daarvoor is een kleiner verhang nodig; deze parameter wordt hierna nader toegelicht;
- karakteristieke openingsgrootte O_{90} van het geokunststof: er is een negatief verband tussen O_{90} en i_{cr} . Bij grote openingen is de weerstand van het geokunststof kleiner, waardoor een kleinere schuifspanning nodig is om zanddeeltjes er doorheen uit te laten spoelen, en daarvoor is een kleiner verhang nodig;
- korrelgrootte D_{b50} van de ondergrond: er is een positief verband tussen D_{b50} en i_{cr} . Bij grote zandkorrels is een grotere schuifspanning nodig om de zwaartekracht te overwinnen, en daarvoor is een groter verhang nodig;

5 Materiaaltransport



Figuur 5.6
Rekenregel voor het kritiek verhang i_{cr} bij granulair filter op zand

- dikte van het geokunststof T_g : er is een positief verband tussen T_g en i_{cr} . Bij een grotere dikte is de weerstand van het geokunststof groter, waardoor een grotere schuifspanning nodig is om zanddeeltjes er doorheen uit te laten spoelen, en daarvoor is een groter verhang nodig;
- korrelgrootte D_{f15} van het granulair filter: er is een negatief verband tussen D_{f15} en i_{cr} . Bij een grof granulair materiaal (grote D_{15}) is een kleiner verhang nodig om de stroomsnelheden te veroorzaken die tot uitspoeling leiden; verder zal ook in de situatie met geokunststof gelden dat grotere porie-afmetingen in de granulaire laag leiden tot lagere uitspoelingsweerstand voor de zanddeeltjes;
- porositeit n van het granulair filter: er is een negatief verband tussen n en i_{cr} . Bij een grote porositeit is een kleiner verhang nodig om de stroomsnelheden te veroorzaken die tot uitspoeling leiden.

doorlatendheid geokunststof

De doorlatendheid van het geokunststof is gedefinieerd als het quotiënt van het specifiek debiet q (in m/s) en het stijghoogteverschil ϕ_g (in m). De eenheid van de doorlatendheid is dus s^{-1} . De waarde van de doorlatendheid wordt in de praktijk bepaald door de leverancier. In laboratoriumproeven wordt een bepaald verval over het geokunststof ingesteld en daarbij wordt het debiet gemeten. In de productinformatie wordt de doorlatendheid ofwel geformuleerd met de correcte eenheid s^{-1} , maar ook de eenheid m/s komt voor. Om daaruit de werkelijke doorlatendheid k te berekenen moet de aangeleverde waarde worden gedeeld door het verval dat in de proef gebruikt is.

5.2 MATERIAALTRANSPORT VANUIT DE GRANULAIRE LAAG

5.2.1 Fysisch proces

De weerstand tegen topplaaginstabiliteit is relatief groot bij steenzettingen met grote openingen in de top laag en kleine korrels in de granulaire laag: de lek lengte is bij die combinatie relatief klein, zie 3.2. Als de openingen in de top laag groter zijn dan de korrelgrootte, kan materiaaltransport vanuit de granulaire laag ontstaan. Op den duur kan dit leiden tot ondermijning van de top laag en daardoor tot stabiliteitsverlies.

Het materiaaltransport kan worden veroorzaakt door twee mechanismen: door uittredend water en door de turbulentie ten gevolge van water dat over het talud stroomt.

Uittredend water ontstaat op het moment van maximale golfterugtrekking. De snelheid van het uittredende water, en daarmee de aandrijvende kracht voor de uitspoeling, wordt bepaald door de verschuldruk (hoe groter de druk, hoe groter de snelheid) en door het doorstroomprofiel tussen de top laag elementen (hoe groter de openingen, hoe kleiner de snelheid).

De stroming over het talud kan maximaal zijn op het moment van maximale terugtrekking, maar ook op het moment van de golfklap. De snelheid ter plaatse van de openingen wordt bepaald door de openingen tussen de top laag elementen: hoe groter de oppervlakte van de openingen, hoe groter de snelheid. Vanzelfsprekend neemt de eroderende werking af met toenemende top laag dikte.

Materiaaltransport door uittredend water is maatgevend bij kleine openingen tussen de top laag elementen die relatief diep zijn (dus grote top laag dikte), terwijl materiaaltransport ten gevolge van de turbulentie door stroming over de top laag maatgevend kan worden bij grote openingen en kleine top laag dikte.

5.2.2 Onderbouwing rekenregels

Er zijn rekenregels op twee niveaus: om te bepalen of de overgang geometrisch dicht is, en om te bepalen of de overgang hydraulisch dicht is. De regels voor geometrisch-dichtheid behoeven geen onderbouwing (de constructie voldoet als de korreldiameter D_{50} groter is dan de spleetbreedte of gatdiameter); deze paragraaf betreft dan ook alleen de onderbouwing van de regels voor hydraulisch-dichtheid.

Er bestaat geen bevredigend theoretisch model voor de mechanismen zoals beschreven in 5.2.1. De rekenregels zoals beschreven in de delen Ontwerp en Toetsing zijn gebaseerd op grootschalig fysisch modelonderzoek, in de Deltagoot van WL|Delft Hydraulics [lit.5]. Er zijn 35 proeven uitgevoerd waarbij steeds in 20 gaten de uiteindelijke erosiediepte is gemeten. Voor het opstellen van de rekenregels zijn van elke proef alleen de grootste gemeten erosiediepten gebruikt. Op basis daarvan zijn empirische relaties opgesteld voor twee gevallen: met een gatdiameter kleiner dan 0,1 m (mechanisme 'uitstroming' maatgevend) en groter dan 0,1 m (mechanisme 'stroming over talud' maatgevend):

$$\text{voor } G \geq 0,1 \text{ m: } Y/G = 0,23 \cdot (H_s / D_{50})^{0,33}$$

$$\text{voor } G < 0,1 \text{ m: } Y/G = 0,04 \cdot \sqrt{H_s / D_{50}} \cdot \Omega^{-0,75}$$

Hierin is:

G	=	gatdiameter	[m]
H_s	=	significante golfhoogte	[m]
D_{50}	=	korreldiameter van het granulaire materiaal	[m]
Ω	=	open-ruimtegehalte van de toplaag (bij een open-ruimtepercentage van 10%, een waarde van 0,10 invullen)	[-]

Een uitspoelingsdiepte Y groter dan de toplaagdikte zal leiden tot ernstige uitspoeling van het materiaal uit de granulaire laag en dus tot ondermijning van de steenzetting. Vanzelfsprekend is dit niet het geval als direct onder de toplaag een geokunststof wordt toegepast, maar met uitzondering van blokkenmatten komt die constructie-opbouw zelden voor.

Vanwege het empirische karakter van de rekenregel moet zorgvuldig worden omgegaan met toepassing voor afwijkende constructies. Dit is in de rekenregels als volgt verwerkt: er worden geen toepasbaarheidsvoorwaarden gesteld (dus de rekenregels zijn toepasbaar voor elk type steenzettingen), maar in plaats daarvan zijn in de regels ruime marges opgenomen: voor ontwerp wordt een ruime marge gehanteerd (de toplaagdikte moet twee maal zo groot zijn als de berekende erosiediepte Y) en bij toetsing is een brede band met score 'twijfelachtig' in de regels opgenomen (toplaagdikte tussen 0,67 en 2,0 van de erosiediepte Y).

Geavanceerde toetsing op dit mechanisme zal in eerste instantie bestaan uit een nauwkeurige analyse van de bestaande situatie en vergelijking daarvan met de meetresultaten uit het Deltagootonderzoek. Overigens zal geavanceerde toetsing niet vaak nodig zijn, omdat de standaard sorteringen die in de praktijk voor de granulaire laag worden toegepast voldoen aan de rekenregel voor hydraulisch-dichtheid.

6 Erosie onderlagen (reststerkte)

6.1 INLEIDING

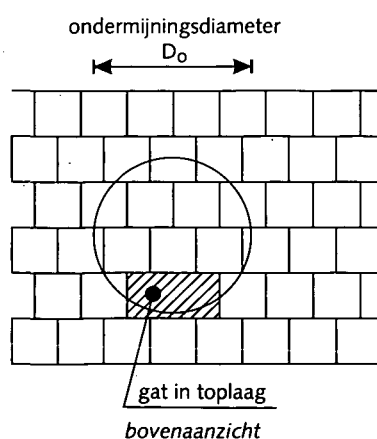
Erosie van de onderlagen is het faalmechanisme waarbij de onderlagen van de bekleding en de kern van de dijk zodanig door golfbelasting worden aangetast dat dijkdoorbraak plaatsvindt. Het faalmechanisme top laaginstabiliteit zorgt voor initiële schade (een top laagelement dat uit de bekleding verdwijnt). Na deze initiële schade start er een bezwijkproces dat afhankelijk is van de opbouw van de bekledingsconstructie (toplaag, granulaire laag, geokunststof, vlijlagen, kleilaag). De rekenregels zijn afgeleid voor een bekledingsconstructie bestaande uit een toplaag op een granulaire laag op klei, waarbij op de klei een geokunststof is aangebracht. De regels zijn ook toepasbaar voor constructies waarin één van deze onderlagen ontbreekt. Het fysische proces na initiële schade verloopt in twee fasen: eerst bezwijkt het systeem van toplaag + granulaire laag onder de golfaanval en daarna erodeert de kleilaag. De rekenregels zijn gedetailleerd en staan in 4.7 van Toetsing. De weerstand tegen erosie van zowel toplaag + granulaire als van de kleilaag worden uitgedrukt in een tijdsduur (de reststerkte). De score is 'voldoende' als de reststerkte van beide constructie-onderdelen samen groter is dan de belastingduur.

De toplaag + granulaire laag en de kleilaag worden in afzonderlijke paragrafen behandeld.

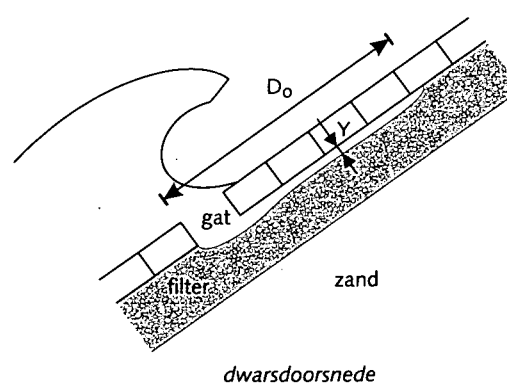
6.2 EROSIE VAN TOPLAAG + GRANULAIRE LAAG

6.2.1 Fysisch proces

Na falen van de toplaag door top laaginstabiliteit is er initiële schade aanwezig in de vorm van een gat in de toplaag dat enkele elementen groot is, zie figuur 6.1. Als de top laagelementen daar omheen goed ingeklemd zijn, zal deze situatie enige tijd in stand blijven. In die situatie spoelt er wel granulair materiaal uit door het gat, maar dit wordt aangevuld door granulair materiaal vanuit de hogergelegen bekleding. Het gat wordt in dit stadium dus niet dieper en bereikt de onderlaag nog niet. Hierdoor wordt wel de hogergelegen toplaag langzamerhand ondermijnd, zie figuur 6.2. Het groeien van de ondermijning duurt voort totdat de hogergelegen, ondermijnde toplaag instort, zie [lit.31].



Figuur 6.1 Initiële schade



Figuur 6.2 Proces van ondermijning

6 Erosie onderlagen (reststerkte)

In elk van de volgende bijzondere gevallen doet het geleidelijke proces van ondermijning zich niet voor:

- bij een bekleding waarvan de toplaag bestaat uit losliggende elementen zonder veel samenhang, want dan zal de schade aan de toplaag zich direct veel verder uitbreiden;
- bij zeer zware golfbelasting, want dan zorgen de golven direct voor uitgebreide schade;
- bij een zeer dunne granulaire laag zonder geokunststof, want dan wordt direct na de initiële schade de onderliggende kleilaag bereikt (het ondermijningsproces treedt dus wel op bij een dikkere laag en/of indien een geokunststof aanwezig is tussen granulaire laag en kleilaag).

Voor zover relevant worden ook deze toepassingsvoorwaarden in de volgende paragraaf gekwantificeerd en onderbouwd.

6.2.2 Onderbouwing rekenregels

Voor de reststerkte van toplaag + granulaire laag gelden een rekenregel en enkele toepassingsvoorwaarden.

De rekenregel is opgesteld op grond van schaarse informatie uit modelproeven. Globaal is ingeschat dat het geleidelijke proces van ondermijning voortduurt totdat de diameter van de ondermijning ongeveer 3 m is; bij die diameter stort de ondermijnde toplaag in. Met behulp van kleinschalige modelproeven is een relatie afgeleid voor de tijdsduur totdat deze ondermijning van 3 m is bereikt, als functie van de golfaanval, zie [lit.32] en [lit.33]. Deze tijdsduur is de reststerkte t_{rg} die in de toetsing wordt gebruikt:

$$t_{rg} = 45,3 \cdot T_p \cdot \exp[-0,74\sqrt{(H_s L_{op})}]$$

Overigens: in lijn met de rekenregels is de reststerkte in deze formule uitgedrukt in uren; in de onderzoeksrapporten wordt gewerkt met seconden; de oorspronkelijke waarde van de factor 45,3 (uur) is 163.000 (s).

In 6.2.1 is beschreven dat het proces van ondermijning zich in bepaalde omstandigheden niet voordoet:

- losliggende toplaagelementen: dit spreekt voor zich, want zonder samenhang stort de toplaag in zodra er holle ruimte onder ontstaat;
- te grote golfaanval: hiervoor geldt de voorwaarde $H_s / \Delta D \leq 10 \cdot \xi_{50p}^{-0,67}$.
De grenswaarde van 10 is een inschatting op basis van criterium 3 van de analytische methode (zie 3.4.5): steenzettingen zijn meestal niet stabiel als $H_s / \Delta D > 6 \cdot \xi_{50p}^{-0,67}$, maar er is een ruimschoots grotere belasting nodig om direct na initiële schade, uitgebreide schade aan toplaag en granulaire laag te veroorzaken;
- te dunne granulaire laag zonder geokunststof: als geen geokunststof aanwezig is, gelden de volgende eisen voor de dikte b van de granulaire laag:
 - bij loodrechte golfval, invalshoek β kleiner dan 20° : $b \geq 0,1 + 0,023(H_s L_{op})^{0,5}$;
 - bij scheve golfval, invalshoek β groter dan 20° : $b \geq 0,1 + 0,038(H_s L_{op})^{0,5}$.

Deze relaties zijn afgeleid uit de modelproeven, zie [lit.33].

6.3 EROSIE VAN DE KLEI-ONDERLAAG

6.3.1 Inleiding

In Nederland werden dijken van oudsher gemaakt van klei. Vanaf 1945 komt echter ook op grotere schaal zand als goedkoop bouw materiaal voor. Het is dan gebruikelijk de kern van de dijk of de profielverzwaring in zand uit te voeren. Dit kan op verschillende manieren. Met name in de tijzone werden mijnsteen- of kleikades gebruikt om het zand tussen aan te brengen. Boven de getijzone kan het zand eenvoudiger 'in den droge' worden aangelegd. Met uitzondering van dijken met een asfaltbekleding werd het zand in vrijwel alle dijkversterkingen afgedekt met een kleilaag. Indien een kleikade was toegepast kon een deel van de klei uit de kade hiervoor worden gebruikt. ..

De functie van de afdekkende kleilaag kan meervoudig zijn:

- als substraat voor gras;
- om enige erosiebestendigheid te bieden als de toplaag (gras of steenzetting) zou bezwijken;
- als relatief waterdoorlatende laag, waardoor bij storm de freatische waterstand in de dijk minder hoog zou komen dan zonder deze laag.

Ten aanzien van de functies 'erosiebestendigheid' en 'relatief ondoorlatende laag' zijn met name in de negentiger jaren van de vorige eeuw de inzichten gewijzigd. In deze paragraaf worden deze ontwikkelingen geschetst, wordt weergegeven wat de huidige inzichten zijn en wat dit inhoudt voor de 'reststerkte' van klei.

6.3.2 Ontwikkeling in inzichten

In 1990 is door de TAW een onderzoeksprogramma gestart naar de erosiebestendigheid van klei onder gezette steen. Een belangrijk aspect bij de erosiebestendigheid van klei is het verschijnsel structuurvorming: het ontstaan van krimpscheuren dat zich vooral voordoet boven de getijzone, omdat klei daar onder invloed van weer en wind krimpt en zwelt. Het doel was het modelleren van de processen die optreden bij het eroderen van gestructureerde klei en het opstellen van praktisch hanteerbare regels voor de voorspelling van erosieschade. In deze paragraaf wordt ingegaan op erosie van 'kale' klei door golfaanval. Een tweede onderwerp was destijds erosie en geulvorming onder blokken.

In eerder onderzoek, begin tachtiger jaren, is verse klei goed verdicht in de Deltagoot aangebracht en beproefd. Nieuwe klei, zonder structuurvorming, blijkt zeer goed bestand tegen golfaanval. Dit soort klei wordt slechts onder de hoogwaterlijn in dijken aangetroffen. Voor dit type klei zijn vier Deltagootproeven uitgevoerd. Bij een golfhoogte van $H_s = 1$ m was de erosiesnelheid 1 tot 10 cm/uur [lit.31].

Begin negentiger jaren zijn drie locaties in Zeeland en Friesland voorzien van instrumentarium om het verloop van de structuurvorming te kunnen volgen [lit.34]. Gedurende twee jaar werden temperatuur en zuigspanning in de klei geregistreerd. Structuurvorming wordt vooral bepaald door het variëren van het vochtgehalte in de onverzadigde zone. Vooraf en achteraf werd de klei kwalitatief beschreven. De mate van structuurvorming bleek afhankelijk van vier variabelen: de eigenschappen van de klei, de mate van verdichting bij aanbrengen, de ouderdom van de kleilaag en de ligging op het talud. Er werden drie stadia van structuurvorming onderscheiden: beginnende structuurvorming (een grove prismatische en platenstructuur op decimeterschaal), voortschrijdende

6 Erosie onderlagen (reststerkte)

structuurvorming (grove blokkenstructuur op een schaal van enkele centimeters) tot vergevorderde structuurvorming (brokjes klei die onderling weinig samenhang meer vertonen). Deze drie stadia kwamen voor vanaf een decimeter diep dicht boven de hoogwaterlijn tot aanzienlijk grotere diepten hoger op het talud. In de getijzone was structuurvorming achterwege gebleven; de klei in die zone was echter wel zeer los, door slechte verdichting bij het aanbrengen. De gemeten zuigspanningen bevestigden dat het ontstaan van structuurvorming daardoor veroorzaakt kon worden.

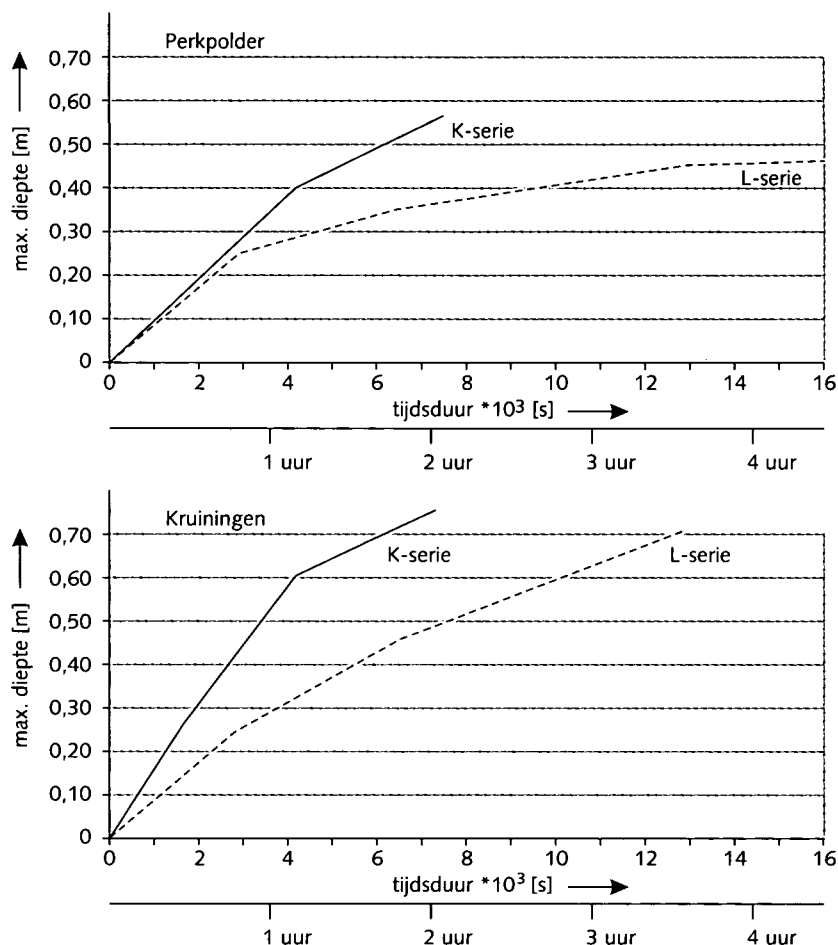
In 1991 zijn in de Deltagoot erosieproeven uitgevoerd op natuurlijke, gestructureerde klei. Hiervoor zijn 1,0 meter dikke plakken klei uit bestaande dijkvakken bij Kruieningen en Perkpolder gestoken, ingebouwd in de Deltagoot en aan een wisselende golfbelasting blootgesteld [lit.35]. Doel van het onderzoek was het bepalen van de 'reststerkte van klei' en het toetsen van de inzichten en theorieën met betrekking tot erosie van klei bij golfaanval. De 'Kruieningen-klei' was van de categorie 'goed erosiebestendig', maar vertoonde wel een uitgesproken bodemstructuur over de gehele dikte, met name in de bovenste decimeters. De 'Perkpolder-klei' behoorde tot de 'matig erosiebestendige' categorie. De structuurvorming was minder duidelijk aanwezig. De bovenste decimeters vertoonden een duidelijke fijne blokkenstructuur, in de onderste decimeters was een niet sterk ontwikkelde bodemstructuur aanwezig.

De 'Kruieningen-klei' en de 'Perkpolder-klei' werden naast elkaar in de opstelling ingebouwd. Door bij een lage waterstand en bij een hoge waterstand te golven werden 4 verschillende metingen van erosie van klei verricht. In de klei waren waterspanningsmeters geplaatst. De globale conclusies van het onderzoek waren:

- de 'Kruieningen-klei' erodeerde aanzienlijk sneller dan de 'Perkpolder-klei': kennelijk overheerste bij deze golfbelasting het effect van de mate van structuurvorming boven de erosiebestendigheid van de klei zelf;
- een verhoging van de golfhoogte met 50% (van 1 m naar 1,5 m) had tot gevolg dat de erosiesnelheid meer dan rechtevenredig met de golfhoogte toenam. De erosiesnelheid correleert beter met de golfenergie (golfhoogte in het kwadraat).

Een wat nauwkeuriger beschouwing van het verloop van de erosie liet zien dat er sprake was van brok-erosie en niet van geleidelijke slijtage. In de eerste analyse werd vooral gekeken naar de toename van de maximale erosiediepte loodrecht op het talud. In figuur 6.3 zijn de gemeten erosiediepten weergegeven.

In figuur 6.3 is duidelijk een geknikt verloop van de erosie te zien. De bovenste decimeters, waar de bodemstructuur het meest geprononceerd was, eroderen zeer snel. Hierna verloopt de erosie langzamer. In de 'Perkpolder-klei' gaat het proces op een andere manier voort: de erosie gaat minder de diepte in, maar verspreidt zich in bovenwaartse richting, waarbij de ontgronding zich meer geleidelijk verdiept. Hier was duidelijk een overgang tussen nieuw aangebrachte klei en oude klei. De erosie veroorzaakt daarbij tevens een berm onder de waterlijn (kliferosie); de golven breken hierop en worden door de waterlaag gedempt, waardoor de eroderende werking afneemt. De proeven gaven tevens een indruk van de reststerkte van 80 cm klei. Deze varieerde in de proeven van ongeveer een half uur ('Kruieningen-klei' bij golven van 1,5 m) tot meer dan 14 uur ('Perkpolder-klei' bij golven van 1 m). Uit figuur 6.3 volgt voor de 'Kruieningen-klei' een hogere waarde dan een half uur, maar dat is een onderschatting: waarnemingen lieten zien dat in de 'Kruieningen-klei' zeer snel een diep gat ontstond, maar uit de metingen van de erosiediepte komt dit minder goed naar voren omdat de diepte steeds op vaste plaatsen werd gemeten met een 'voetje' met een zekere oppervlakte.



Figuur 6.3
Gemeten erosiediepte

De waterspanningsmetingen in de klei zijn geanalyseerd [lit.46] en later verwerkt in een eerste aanzet tot modellering van de reststerkte van klei [lit.47]. De analyse en de modellering werden bemoeilijkt doordat de gemeten waterdrukken een zeer heterogeen karakter vertoonden. De gemeten waterdrukken in de klei hingen af van de positie van de waterspanningsmeter ten opzichte van een spleet in de klei, de grootte van die spleet en of die spleet een doorgaande verbinding met het oppervlak had. De analyse kreeg hiermee een sterk stochastisch karakter. Verschillende waterspanningsmeters vertoonden gedurende het verloop van het erosieproces plotseling een verandering in het meetsignaal, kennelijk omdat op dat moment een betere hydraulische verbinding met het oppervlak tot stand was gekomen. Het begin van de schade ontstond beneden de plaats waar de meeste golfklappen terecht komen. In de klei ontstonden hoge drukpieken in deze zone, die groot genoeg waren om te verklaren waarom brokken klei werden losgewerkt. De schade breidde zich daarna in hoofdzaak naar boven uit. De opnemers gaven een toename van de drukpieken te zien in de zone waar de schade zich ontwikkelde. Het was niet zo dat na iedere drukpiek brokken klei werden losgemaakt. Kennelijk moesten de kleibrokken zich eerst enigszins loswrikken voordat een ongunstige constellatie van spleten en drukpieken ontstond waardoor een kleibrok uit het talud verdween. Structuurvorming had een nadelige invloed, zowel met betrekking tot de belasting (grotere spleten) als de sterkte (minder cohesie en interlock tussen de kleibrokken).

6 Erosie onderlagen (reststerkte)

Dit fysische proces vormde de basis voor een eerste aanzet tot modellering. De belastingkant en de sterktekant werden apart gemodelleerd, omdat er geen model voorhanden was dat beide aspecten kon modelleren. Met 'hydraulic fracture' proeven op de Westerscheldedijk, langs de Thomaespolder, werd getracht degradatie van de sterkte van gestructureerde klei bij herhaalde belasting aan te tonen. Bij deze proeven werd met een spuitlans herhaaldelijk hoge druk in de kleilaag aangebracht. De resultaten hiervan bleken helaas niet representatief voor de werkelijkheid. Daarom konden de juiste parameters voor het erosiemodel niet worden bepaald. Voor wat betreft de modellering is de ontwikkeling hier gestopt.

6.3.3 Praktijkwaarnemingen

Er zijn enkele praktijkwaarnemingen van schade aan de klei-onderlaag (Kruiningenhaven, augustus 1991 en Vlissingen boulevard februari 1990). In beide gevallen is sprake geweest van een golfbelasting op de klei van enkele uren en in beide gevallen ontstond de schade boven de hoogwaterlijn. In Kruiningenhaven werd de gestructureerde bovenste laag klei van enkele decimeters dik door golven met een significante golfhoogte van 0,5 tot 0,7 m weggeërodeerd, terwijl de minder gestructureerde onderlaag vrijwel onaangetast bleef. Bij Vlissingen ontstond in enkele uren tijd een gat van meer dan 1 meter diep bij een significante golfhoogte van naar schatting 1,2 m. De klei was zeer heterogeen van samenstelling en plaatselijk niet goed verdicht. Het gat was waarschijnlijk een uitbreiding van een initiële schade die op de zwakste plaats is ontstaan.

Op diverse locaties zijn proefkuilen gegraven om de structuurvorming en bodemvormingsprocessen te bestuderen. Een overzicht van de stand van de kennis is gegeven in [lit.36]. De waarnemingen geven aan dat in een klei-onderlaag boven een niveau van ongeveer 1 m boven de gemiddeld hoogwaterlijn in een periode van 5 jaar een duidelijk herkenbare bodemstructuur ontstaat. Binnen 10 tot 15 jaar is de bodemstructuur in tenminste de bovenste 40 cm zeer duidelijk aanwezig. Deze gestructureerde laag zal weinig bij kunnen dragen aan de reststerkte als de golfhoogte H_s groter is dan 1 m. Beneden deze grens is de structuurvorming vaak minder vergevorderd en kan de weerstand tegen golven en erosie de eerste decennia na aanleg aanzienlijk zijn.

Vaak werden relatief dunne klei-onderlagen (minder dan 0,7 m dik) aangetroffen. Dit leidt tot een relatief snelle structuurvorming die zich over de gehele onderlaag uitstrekt. Een dergelijke dunne kleilaag heeft slechts een beperkte reststerkte als de golfhoogte H_s groter is dan 1 m.

Bij het onderzoek zijn ook een aantal dijktafsluitingen aangetroffen waarbij het oude dijklichaam deel uitmaakt van de klei-onderlaag. Dit oude dijklichaam bestaat vaak uit zeer dichte cohesieve grond die een zeer grote bijdrage (meer dan 24 uur) aan de reststerkte kan leveren.

6.3.4 Kwantificering van reststerkte

Kwantificering van de reststerkte van een klei-onderlaag is lastig. Klei komt voor in verschillende hoedanigheden met uiteenlopende eigenschappen, die ook samenhangen met de wijze waarop de klei is aangebracht. De civiel-technische eigenschappen van de klei veranderen in de loop der tijd door de inwerking van omgevingsinvloeden (chemisch-fysische processen, temperatuur, vochtgehalte). Deze bodemstructuurvorming zorgt ervoor dat er scheuren en spleten in de klei ontstaan waardoor de kleilaag in meer of mindere mate uiteenvalt in blokken en brokjes. Dit proces overheerst de oorspronkelijke civiel-technische eigenschappen van de aangebrachte klei (zandgehalte, plasticiteit, cohesie)

die worden aangeduid met de zogenaamde erosiebestendigheidsklassen. Bij lage en langdurige golven, zoals bij rivierdijken, zijn de civiel-technische eigenschappen juist wel van belang.

Een conservatieve aanname is dat de klei-onderlaag in zijn geheel gestructureerd is. Met de Deltagootproeven is vastgesteld dat de erosiesnelheden dan loodrecht op het talud 0,33 m/uur bij een golfhoogte van 1 meter en 2 m/uur bij een golfhoogte van 1,5 meter bedragen (gelijk aan de gemeten erosie in het eerste uur van de proeven). Dit levert echter lage schattingen voor de werkelijk aanwezige reststerkte van de klei op.

Ten behoeve van de toetsing is een andere denkwijze gevolgd. Omdat de bovenste 40 cm van de klei-onderlaag vrijwel altijd sterk is gestructureerd krijgt een kleilaag met deze dikte een reststerkte nul. Wordt de kleilaag dikker, dan wordt daar een zekere erosiesnelheid aan toegekend die nog steeds aan de conservatieve (dus in dit geval hoge) kant blijft. Wordt de kleilaag nog dikker, dan wordt die erosiesnelheid nog iets kleiner. In de beoordeling wordt onderscheid gemaakt in de zone boven en onder het niveau van 1 m boven gemiddeld hoogwater. Zoals eerder gemeld is onder deze grens de mate van structuurvorming aanzienlijk minder. Verder wordt onderscheid gemaakt in 'weinig erosiebestendige klei' en 'matig tot goed erosiebestendige klei'. Het argument hiervoor is dat als de mate van structuurvorming kleiner is (dus bij dikkere kleilagen), de oorspronkelijke civiel-technische klei-eigenschappen weer meer bepalend worden voor de erosiebestendigheid. Tenslotte is er, gegeven het ervaringsgebied met golven tot maximaal 1,5 m hoog, een grens getrokken bij een golfhoogte van 2 m. Is de significante golfhoogte groter dan 2 m dan mag er niet meer op reststerkte gerekend worden. Dit heeft geleid tot de volgende tabel, die geldig is voor toetsing.

niveau t.o.v. GHW/WP/GRW		beneden GHW/WP/GRW+1 m				boven GHW/WP/GRW+1 m			
erosie- bestendigheid	H_c [m]	0,2	0,5	1,0	>1,6	0,2	0,5	1,0	>1,6
	kleilaagdikte [m]				<2,0				<2,0
weinig (c3)	<0,4					0	0	0	0
	0,7					2	1,5	1,5	1
	1,0					3,5	3	3	2
	1,2					5	4,5	4,5	3
goed (c1) + matig (c2)	<0,4	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,7	4	3	2	1,5	3,5	2,5	1,5	1
	1,0	7,5	6	4	3	6,5	5	3	2
	1,2	11	9	6	4,5	9,5	7,5	4,5	3

Tabel 6.1
Gedetailleerde bepaling
reststerkte kleilaag t_{rk}

Deze tabel staat ook in Toetsing 4.7 (in kleur).

De waarden in deze tabel mogen voor veel gevallen worden gezien als conservatief voor het gedeelte onder de grens van 1 m boven de gemiddeld hoogwaterlijn en voor kleinere golfhoogtes: bij het vaststellen van die waarden is rekening gehouden met alle denkbare onzekerheden en is een veiligheidsfactor van 2 à 4 aangehouden ten opzichte van de resultaten in de Deltagoot. Daarom kan met behulp van deze tabel geen score 'onvoldoende' maar alleen een score 'twijfelachtig' worden toegekend. Overigens: zowel de Deltagootproeven als de praktijkwaarnemingen geven aan dat in ongunstige gevallen de erosie wel degelijk een snel en desastreus proces kan zijn. Bij een score 'twijfelachtig' kan met geavanceerd onderzoek tot een eendoordeel worden gekomen. Als aangetoond kan worden dat er in de dijk een oude kleikern aan de buitenzijde van het dwarsprofiel aanwezig is, en deze kleikern is voldoende hoog, dan mag de reststerkte worden opgewaardeerd naar 24 uur.

6 Erosie onderlagen (reststerkte)

6.3.5 Kleidijken

Het is niet gebruikelijk om een taludbekleding te 'ontwerpen' op de reststerkte van klei. Toch zijn er in sommige gevallen mogelijkheden. Dit principe kan worden aangeduid als 'kleidijken'. De gedachtengang is dat er een overmaat van klei wordt aangebracht, die zeker voldoende moet zijn om de maatgevende stormcondities te doorstaan. De klei zal in de loop van de tijd eroderen. Door tijdig nieuwe klei aan te brengen wordt de veiligheid gegarandeerd. Een laag van goed verdichte klei kan zonder de bescherming van gras tegen vrij zware golfaanval en kost relatief weinig in vergelijking met een harde bekleding.

Om dit nader te onderzoeken zijn twee proefvakken langs het Verdrongen Land van Saefinghe aangelegd. In [lit.37] is een voorlopig voorstel voor dimensionering van kleidijken neergelegd. De ontwerpcondities zijn voornamelijk:

- toepasbaar bij golven kleiner dan 2 m;
- in verband met de verdichting van de klei alleen toepasbaar boven gemiddeld hoogwater -0,5 m (of in het merengebied boven meerpeil);
- jaarlijkse monitoring en onderhoud.

Verder zijn voornamelijk zeer conservatieve ontwerpregels ten aanzien van de minimale laagdikte van deze kleidijken voorgesteld. Aan de hand van monitoringsgegevens kan dit wellicht later deels worden bijgesteld.

Een ontwerpvariabele bij het aanleggen van een kleidijk is de taludhelling. Overwogen kan worden deze zo flauw te maken dat geen grote golfklappen door brekende golven meer ontstaan. Hiermee is de voornaamste aandrijvende kracht voor klei-erosie beperkt, hetgeen de onderhoudskosten aanzienlijk zou kunnen beperken.

Een andere mogelijkheid is om de hoeveelheid onderhoud te beperken met een goede grasmat (die op zichzelf wel moet worden onderhouden). In matige stormcondities beperkt het gras de schade tot vrijwel nihil. Alleen bij extreme stormen wordt de kleilaag aangesproken.

6.4 GEAVANCEERDE TOETSING

Tot dusver is in de toetsing weinig aandacht besteed aan het faalmechanisme erosie van de onderlagen: de toetsresultaten zijn in de meeste gevallen gebaseerd op de drie topklaagmechanismen. Het is echter mogelijk dat er in de volgende toetsingsronde meer aandacht voor reststerkte zal zijn.

Geavanceerde toetsing is volgens het schema nodig als er minimaal enige reststerkte is (niet te hoge golven, meer dan enige decimeters klei), maar de reststerkte van de klei volgens de (conservatieve) gedetailleerde regels is te klein om de belastingduur te overbruggen. De geavanceerde toetsing kan bestaan uit lokale bepaling van laagopbouw en erosiebestendigheid, en vergelijking van de parameterwaarden met de modelproeven waarop de toetsingsregels zijn gebaseerd.

7 Overgangsconstructies

7.1 DE INVLOED VAN OVERGANGSCONSTRUCTIES OP TOPLAAGINSTABILITEIT

Een overgangsconstructie kan de drukvoortplanting in de granulaire laag blokkeren en daardoor de kans op toplaaginstabiliteit van de omliggende steenzetting vergroten maar ook verkleinen. Dit effect doet zich vooral voor als de overgangsconstructie de granulaire laag onderbreekt. Een vergelijkbaar effect doet zich voor bij een sprong in de leklengte, zonder onderbreking van de granulaire laag. De methode daarvoor wordt behandeld in Ontwerp en Toetsing; de tekst in deze paragraaf dient ook als onderbouwing daarvan.

In de praktijk wordt alleen het negatieve effect van afsluiting van de granulaire laag verwerkt in ontwerp en toetsing. Dit doet zich voor in de bekleding onder de overgangsconstructie: de opwaartse druk is hoger over een breedte van ongeveer één maal de leklengte. In de praktijk wordt deze negatieve invloed vaak gecompenseerd door de steenzetting in te gieten langs de overgangsconstructies.

Hieruit volgt dat het effect van overgangsconstructies alleen in rekening hoeft te worden gebracht als aan drie voorwaarden wordt voldaan:

- de overgangsconstructie onderbreekt de granulaire laag of er is een grote overgang in de doorlatendheden van de granulaire laag;
- de leklengte van de lagerliggende steenzetting is groter dan of gelijk aan de breedte van de toplaagelementen;
- de steenzetting is niet langs de overgangsconstructie gepenetreerd over deze breedte.

Een voorbeeld hiervan is een bekleding van betonblokken die koud tegen elkaar aan staan, onder een overgangsconstructie die de granulaire laag onderbreekt. Overigens wordt hiermee in de toetsingsregels voorzigtiger omgegaan: vanwege de moeilijkheid om in het veld de exacte eigenschappen van de onderlagen te bepalen, wordt de negatieve invloed van overgangsconstructies altijd in rekening gebracht, tenzij de steenzetting langs de overgangsconstructie gepenetreerd is.

De invloed kan worden gekwantificeerd door in ANAMOS (de analytische methode) de werkelijke waarden in te vullen van de boven- en ondergrens van de onderliggende steenzetting en de stabiliteit te controleren voor alle relevante waterstanden en bijbehorende golven. De onderbouwing van de rekenregels staat in 7.2.

7.2 ONDERBOUWING ANALYTISCHE METHODE TOPLAAGINSTABILITEIT BIJ OVERGANGSCONSTRUCTIE

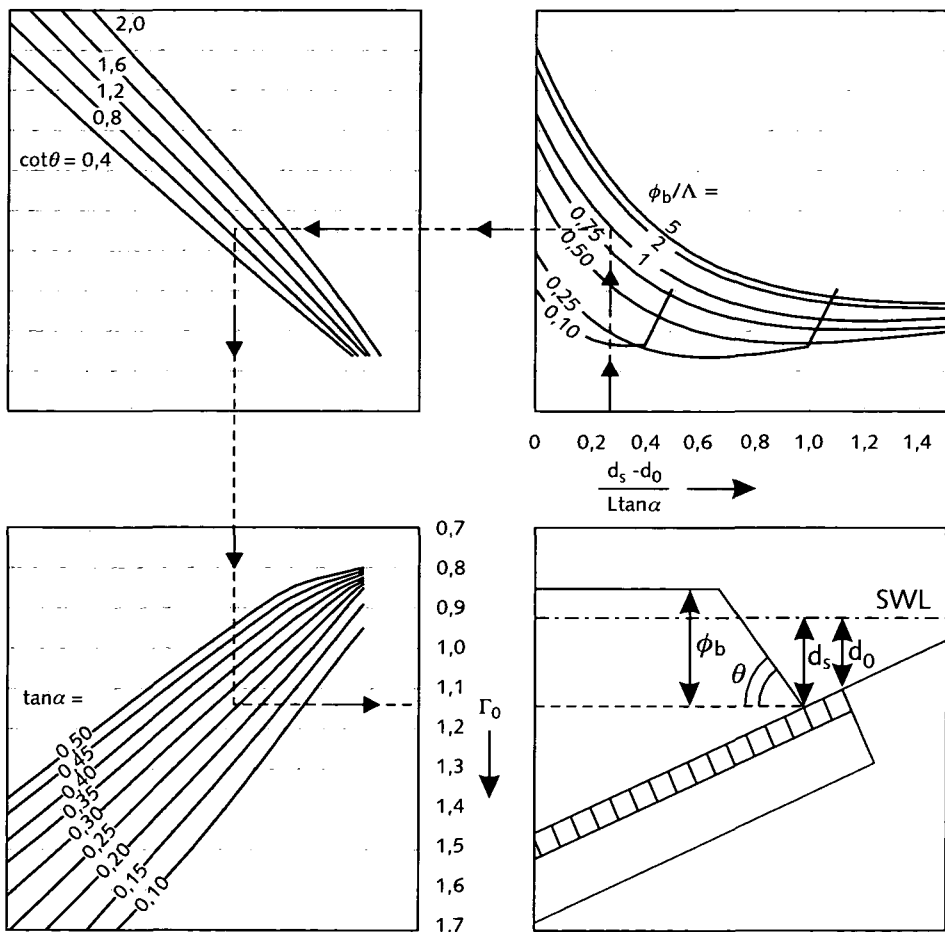
De analytische methode voor toplaagstabiliteit zonder overgangsconstructies wordt beschreven in 3.4. De invloed van een overgangsconstructie kan worden gekwantificeerd door de invloedsfactor Γ_0 , die op de volgende wijze de totale invloedsfactor Γ beïnvloedt:

$$\Gamma = (\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3) / \Gamma_0$$

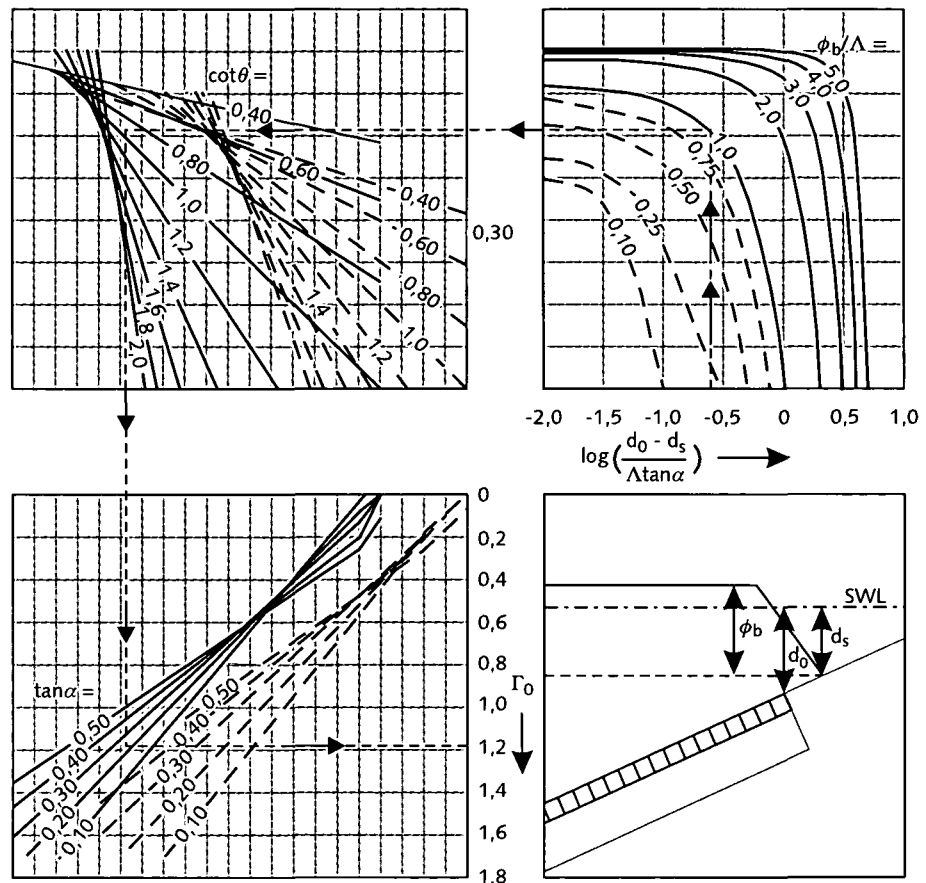
Er is dus een negatief verband tussen Γ_0 en de stabiliteit. De factor Γ_0 is zodanig gedefinieerd dat een grotere waarde leidt tot een kleinere waarde van Γ , dus tot een lagere stabiliteit van de toplaagelementen. Een waarde van Γ_0 groter dan 1 staat voor een negatieve invloed van de overgangsconstructie, een waarde kleiner dan 1 staat voor een positieve invloed.

7 Overgangsconstructies

De waarde van Γ_0 kan worden berekend met ANAMOS; hier wordt de invloed van de belangrijkste parameters behandeld. Γ_0 wordt ten eerste bepaald door de vraag of de overgangsconstructie hoger of lager ligt dan het zwaarst belaste punt van de steenzetting (op SWL - y_s); voor die twee situaties gelden verschillende relaties, weergegeven in figuur 7.1 en figuur 7.2. In het kwadrant rechtsboven van figuur 7.1 is te zien dat de waarde van Γ_0 voornamelijk afhankelijk is van de verticale afstand tussen overgang en zwaarst belaste punt: in de meeste gevallen is er een positief verband (met andere woorden: grotere afstand leidt tot minder ongunstige (bij $\Gamma_0 > 1$) of zelfs gunstiger invloed (bij $\Gamma_0 < 1$) van de overgangsconstructie; dit uit zich in een lagere waarde van Γ_0 , dus grotere stabiliteit). Daarnaast is er de invloed van de hoogte en helling van het stijghoogtefront, de lek lengte en de taludhelling. De ongunstigste situatie, dus de hoogste waarde van Γ_0 , doet zich altijd voor als de overgangsconstructie ligt op het zwaarst belaste punt van de steenzetting (op SWL - y_s). De bijbehorende (dus maximale) waarde van Γ_0 kan worden bepaald door in het kwadrant rechtsboven van figuur 7.1 voor de parameter op de x-as de waarde 0 te kiezen. Exact dezelfde waarde volgt uit figuur 7.2, door in het kwadrant rechtsboven voor de parameter op de x-as de waarde $-\infty$ te kiezen.



Figuur 7.1
Invloedsfactor voor
overgangsconstructies Γ_0
(zwaarste aanval onder
overgang)



Figuur 7.2
Invloedsfactor voor
overgangsconstructies Γ_0
(zwaarste aanval boven
overgang)

7.3 GEAVANCEERDE TOETSING

Tot dusver is in de toetsing weinig aandacht besteed aan overgangs-, teen- en aansluitingsconstructies: alleen bij duidelijk zichtbare schade is hiermee rekening gehouden, maar in de meeste gevallen zijn de toetsresultaten gebaseerd op de bijbehorende bekleding.

De toetsingsregels zijn voor de tweede toetsingsronde concreter dan in LTV99: expliciet is gemaakt onder welke (kwalitatieve) voorwaarden een score 'goed' of 'onvoldoende' kan worden gegeven, en in het schema is opgenomen dat in de overige gevallen geavanceerde toetsing nodig is.

In de praktijk zal geavanceerde toetsing met name bestaan uit analyse van de lokale omstandigheden. Het uitvoeren van berekeningen van de stabiliteit van de overgangsconstructies zelf is meestal niet zinnig. Voor de invloed van overgangsconstructies op de stabiliteit is het wel mogelijk om berekeningen te maken: in ZSteen kan de invloed van overgangsconstructies worden gekwantificeerd, zie 3.5.1.

8 Aanverwante bekledingstypen

8.1 GESCHAKELDE STEENZETTINGEN

8.1.1 Fysisch proces

Voor geschakelde steenzettingen gelden globaal dezelfde faalmechanismen als voor standaard steenzettingen. De belangrijkste verschillen zijn, dat de onderlinge verbinding zorgt voor iets hogere toplaagstabiliteit. Specifiek voor blokkenmatten geldt dat ze kunnen falen door het losraken en omklappen van hoekelementen onder golfaanval.

Met name voor interlockelementen is bij ontwerp en toetsing bijzondere aandacht nodig voor het feit dat zakkingen niet goed zichtbaar worden.

8.1.2 Onderbouwing rekenregel

Blokkenmatten en interlockelementen zijn voorbeelden van steenzettingen met onderling verbonden toplaagelementen. Voor deze toplaagtypen wordt in ontwerp en toetsing rekening gehouden met een grotere toplaagstabiliteit door te rekenen met een 10% grotere toplaagdikte D . Deze extra stabiliteit mag alleen in rekening worden gebracht als de hoekelementen goed verankerd zijn. Als dat niet het geval is, wordt de steenzetting berekend alsof de toplaagelementen niet onderling verbonden zijn. In deze paragraaf worden de achtergronden van die werkwijze beschreven.

Met behulp van modelproeven [lit.38] is bepaald in welke mate een steenzetting met onderlinge verbindingen sterker is dan een steenzetting zonder onderlinge verbindingen. Het onderzoek is uitgevoerd voor blokkenmatten, maar de resultaten zijn ook toepasbaar voor andere toplaagtypen met onderlinge verbindingen. De verhoging van de stabiliteit kan worden uitgedrukt in de invloedsfactor $\Gamma_{\text{verbinding}}$, die op dezelfde manier in de stabiliteit doorwerkt als de invloedsfactoren Γ_1 , Γ_2 en Γ_3 van de analytische methode (3.4): het verband tussen de invloedsfactor en de stabiliteit is positief. De waarde van $\Gamma_{\text{verbinding}}$ is afhankelijk van de blokbreedte B , de leklengte Λ , de taludhelling α , de significante golfhogte H_s en de golflengte L_{op} . Bij het onderzoek is afzonderlijk gekeken naar randelementen en naar middenelementen.

Voor randelementen varieert de waarde van $\Gamma_{\text{verbinding}}$ tussen 1,0 en 1,1. De waarde is het grootst bij een grote blokbreedte; dit komt doordat falen optreedt door het kantelen van het randelement om het contactpunt met het aansluitende element. Vanwege de lage waarde van $\Gamma_{\text{verbinding}}$ worden randelementen in de rekenregels behandeld als losse, niet-onderling verbonden elementen: extra stabiliteit door onderlinge verbindingen mag alleen in rekening worden gebracht als de hoekelementen goed verankerd zijn, zodat de hoekelementen niet maatgevend zijn voor de stabiliteit van de steenzetting.

Voor middenelementen varieert de waarde van $\Gamma_{\text{verbinding}}$ tussen 1,0 en 1,2. Ook hier geldt dat het kantelen van blokken de maatgevende vorm van bewegen is, zodat de waarde toeneemt bij grotere blokbreedte in relatie tot de leklengte. De waarde neemt af bij zwaardere golfbelasting in relatie tot de leklengte. Het is mogelijk om bij ontwerp en toetsing gebruik te maken van de formules die voor $\Gamma_{\text{verbinding}}$ bepaald zijn, maar vanwege het sporadisch voorkomen van onderling verbonden toplaagelementen wordt in dit Technisch Rapport uitgegaan van de eenvoudige benadering dat de stabiliteit 10% groter is.

8 Aanverwante bekledingstypen

8.2 DOORGROEISTENEN

Het maatgevende faalmechanisme voor doorgroeistenen is de uitspoeling van grond vanuit de gaten in de toplaagelementen, waardoor de toplaag wordt ondermijnd. Dit is alleen mogelijk als de grasbekleding in de gaten bezwijkt.

Als conservatieve benadering wordt aangenomen dat de sterkte van de grasmat in doorgroeistenen onder invloed van stroming iets minder is dan de aangrenzende grasmat. De gedachte hierbij is dat de doorworteling van de graszoden vooral erg goed is in de bovenste 10 cm, terwijl juist in deze zone veel beton aanwezig is dat de horizontale wortelstructuur en samenhang doorbreekt.

Daartegenover staat dat na enige erosie in de gaten van de grasbetonstenen de stroming over het talud minder vat krijgt op de gatvulling. De grasbetonstenen zullen de voortgaande erosie afremmen, terwijl ook het risico van schade door drijvend vuil door de aanwezigheid van het beton sterk vermindert.

Bij proeven met gras en met grasbetonstenen in Engeland is vastgesteld dat de erosie met de grasbetonstenen meestal toch minder is dan een gewone grasmat [lit.39]. Kennelijk is de beschermende invloed van het beton belangrijker dan het feit dat de horizontale wortelstructuur doorbroken is. Rekenregels ontbreken vooralsnog; in ontwerp en toetsing wordt daarom aangenomen dat de sterkte van de doorgroeistenen tenminste even groot is als die van gras.

8.3 NOORSE STENEN

Noorse stenen zijn grote, meestal afgeronde stenen die in de IJstijd door ijsmassa's zijn meegenomen en die 100 à 200 jaar geleden op buitentaluds zijn aangebracht. Noorse stenen zijn ook bekend onder de namen Noordse steen, Drentse steen, Poolse steen, flinten of zwerfkeien.

8.3.1 Fysisch proces

Net als voor standaard steenzettingen kunnen Noorse stenen falen door toplaag-instabiliteit, afschuiving en materiaaltransport. Ten aanzien van toplaaginstabiliteit zijn Noorse stenen een overgangsvorm tussen breuksteen en steenzettingen: de maatgevende belasting kan worden veroorzaakt door de rechtstreekse klap van de golven, maar ook wateroverdruk in de laag onder de toplaag en stroming van het water over de toplaag kan een rol spelen. Het faalmechanisme kan gelijk zijn aan dat van standaard steenzettingen (golfflap of golffront geeft opwaartse verschuldruk) of aan dat van breuksteen (golffrachten zorgen voor verplaatsing van stenen).

8.3.2 Onderbouwing rekenregel

Er is geen onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van Noorse stenen. De rekenregel is afgeleid door een kwalitatieve vergelijking van de constructieve eigenschappen van Noorse stenen met een aantal bekledingstypen waarvoor wél rekenregels bestaan: losgestorte breuksteen met een toplaagdikte van 1D en 2D, in verband geplaatste breuksteen, losgestorte kubussen en standaard steenzettingen. Deze analyse wordt beschreven in [lit.40].

Bekledingen van Noorse stenen komen constructief het meest overeen met bekledingen van in verband geplaatste breuksteen met een toplaagdikte van 1D. Hiervoor moet echter

wel aan de voorwaarde worden voldaan dat de stenen goed in verband liggen. Voor een algemeen toepasbare rekenregel voor de eenvoudige toetsing is het belangrijk dat een conservatieve werkwijze wordt gevolgd: dit is zeker het geval als voor de Noorse stenen gebruik wordt gemaakt van de rekenregels voor losgestorte breuksteen. Dit is een ondergrensbenadering, dus een tussenscore 'goed' geldt ook als eindscore maar bij een tussenscore 'onvoldoende' staat niet vast dat dit ook de eindscore is.

Aan de andere kant kan met zekerheid worden gesteld dat tussen Noorse stenen minder interactie plaatsvindt dan tussen de toplaagelementen in een standaard steenzetting. Dit is een bovengrensbenadering, dus als uit toepassing van de rekenregels voor steenzettingen een score 'onvoldoende' volgt, kan deze worden gezien als eindscore.

8.3.3 Geavanceerde toetsing

In hoofdstuk 5 van Toetsing staat een beoordelingsschema voor bekledingen van Noorse steen. Uit dat schema volgt, dat geavanceerde toetsing van Noorse stenen nodig is als geen oordeel kan worden gegeven op basis van gedrag of rekenregels. Concreet is de score 'twijfelachtig' als er geen score 'goed' kan worden gegeven op basis van berekening als losse breuksteen, én er kan geen score 'onvoldoende' worden gegeven op basis van berekening als standaard steenzetting.

Ingeschat wordt, dat tussen de twee rekencriteria een ruime zone ligt met een score 'twijfelachtig', waarvoor geavanceerde toetsing nodig is. Voor een nauwkeuriger bepaling van de stabiliteit is het nodig om een aantal onzekerheden te verkleinen. Hiervoor is het nodig om de bekleding nader te karakteriseren, wat inhoudt dat de grootte, vorm, verdeling, percentage open oppervlak van de toplaagelementen en de samenstelling van de granulaire laag bepaald worden. Op basis daarvan worden twee kenmerken bepaald:

- vorm van de toplaagelementen: kunnen de Noorse stenen het beste worden behandeld als een bekleding van onregelmatige breuksteen of van regelmatig gevormde elementen;
- samenhang tussen de toplaagelementen: kan de bekleding het beste worden behandeld als een los gestorte bekleding of als een in verband gezette bekleding.

Er zijn dus globaal vier mogelijkheden voor de karakterisering: regelmatige of onregelmatige elementen die los gestort of in verband gezet zijn. Op basis van deze karakterisering kan besloten worden tot één van de drie mogelijke vervolgbeoordelingen:

- Bij onregelmatige, in verband gezette elementen is de methode Van der Meer zeker voldoende veilig. Ter aanscherping van de toetsingsregel zouden extra modelproeven gedaan moeten worden en zou onderzocht moeten worden of het toelaatbare schadegetal kan worden aangescherpt;
- Bij regelmatige, in verband gezette elementen is het wellicht mogelijk om een zeker veilige rekenregel op basis van de steenzettingentheorie vast te stellen. Bij het benodigde onderzoek is met name de inklemming van belang en de definitie van falen;
- Bij los gestorte elementen (onregelmatig of regelmatig) is het wellicht mogelijk om een zeer conservatieve benadering te volgen waarbij de bekleding wordt berekend als een enkellaags breuksteenbekleding, met zeer lage schadegetallen (bijvoorbeeld $S = 0,5$). Verder kan worden overwogen om modelproeven uit te voeren; over bekledingen van dit type zijn zeer weinig gegevens beschikbaar.

Zoals steeds bij geavanceerde toetsing moet in alle gevallen een afweging worden gemaakt tussen de kosten van het onderzoek, de kans dat de bekleding alsnog een score 'goed' krijgt en de bijbehorende resulterende besparing als verbeteringswerk niet nodig is.

8.4 GEPENETREERDE STEENZETTINGEN

8.4.1 Inleiding

Gepenetreerde steenzettingen kunnen van belang zijn voor zowel ontwerp als toetsing. In Ontwerp is behandeld dat vol en zat gepenetreerde (ingegoten) steenzettingen in bijzondere gevallen in aanmerking komen voor ontwerp. Zowel vol en zat gepenetreerde als oppervlakkig gepenetreerde (overgoten) steenzettingen komen veelvuldig voor op de Nederlandse dijken en zijn daarom belangrijk voor de toetsing.

In Ontwerp en Toetsing is behandeld dat gepenetreerde steenzettingen kunnen bezwijken als gevolg van één of meer van de volgende mechanismen:

- oplichten van de toplaag als gevolg van statische belasting en/of golfbelasting;
- afschuiving;
- materiaaltransport.

Bij overgoten steenzettingen moet er bovendien rekening mee worden gehouden dat de steenzetting zich na verloop van tijd gedraagt als een ongunstige standaard steenzetting (toetsing op toplaaginstabiliteit). Bij de toetsing is naast de drie genoemde mechanismen, ook erosie van de onderlagen van belang.

Voor afschuiving, materiaaltransport en erosie van de onderlagen worden dezelfde rekenregels gebruikt als voor standaard steenzettingen. In deze paragraaf wordt alleen het bijzondere mechanisme oplichten van de toplaag beschouwd. De bekleding kan oplichten door de golfbelasting (via drukopbouw in de granulaire laag), door statische verschildruk als gevolg van een hoge freatische lijn onder de bekleding, of door een combinatie van beide. In Ontwerp en Toetsing is aangegeven dat voor dit mechanisme nog geen uitgekristalliseerde rekenregels bestaan: voor ontwerp en voor toetsing wordt daarin verwezen naar specialistisch onderzoek via de Helpdesk Waterkeren. Dit wordt gezien als een belangrijke kennisleemte, zie hoofdstuk 10.

De kennisontwikkeling op het gebied van het mechanisme oplichten van de toplaag is thans volop in beweging. Er is vooral behoefte aan kennis over ingegoten steenzettingen ten behoeve van de toetsing. Ook zijn er echter steenzettingen waar elk jaar al het inwasmateriaal uit wegspoelt, die dus ingegoten zouden kunnen worden zodat het onderhoud wordt beperkt. Dit kan echter nu nog niet aanbevolen worden, omdat er nog onvoldoende inzicht is in de stabiliteit van ingegoten bekledingen. In een later stadium, als de kennis over dit bekledingstype is toegenomen, kunnen ingegoten bekledingen wellicht ook als versterkingsvariant in aanmerking komen.

Bij de beschouwingen in deze paragraaf is het van belang onderscheid te maken tussen bekledingen met een dichte teen, waarlangs de ontstane overdruk in de granulaire laag niet kan ontsnappen, en een open teen. Een teen wordt ook aangenomen open te zijn als onder de ingegoten bekleding een strook van tenminste 1 m breed aanwezig is die niet is ingegoten. Zelfs als deze strook is dichtgeslibd, en onder de gepenetreerde bekleding ook een dichtgeslibde granulaire laag aanwezig is, kan de teen als open beschouwd worden.

In deze paragraaf wordt de huidige stand van zaken toegelicht, zonder te veel in detail te gaan over de kwantificering.

8.4.2 Ervaringen uit de praktijk en uit de Deltagoot

In de praktijk is gebleken dat na lange tijd een relatief lage belasting ervoor zorgt dat het gietasfalt op de koppen van de basaltzuilen eraf gaat. Als de bekleding oppervlakkig gepenetreerd (overgoten) was, dan verdwijnt ook het beetje gietasfalt uit de spleten. Goed ingegoten bekledingen blijven op de lange duur wel in goede staat. Uit de praktijk blijkt dat er maar zelden stormschade is aan ingegoten steenzettingen. Er is één geval van stormschade gerapporteerd: In 1976 is ten noorden van Westkapelle bij een storm met windsnelheden tot 28 m/s op een flauw talud 225 m² bezweken.

In 1997 is een bekleding bestaande uit basaltzuilen, die oppervlakkig gepenetreerd was met gietasfalt, beproefd in de Deltagoot van WL[Delft Hydraulics [lit.41]. Allereerst is kunstmatig een statische overdruk gecreëerd door water in de granulaire laag te pompen, waardoor al snel de bekleding vele millimeters omhoog kwam. Daarna zijn proeven uitgevoerd met een golfbelasting, deels wel en deels niet in combinatie met statische overdruk. Het bleek dat de constructie erg stabiel was zolang het gietasfalt in goede staat verkeerde. De oppervlakkige penetratie kon echter op den duur niet standhouden, waarna de bekleding bezweek.

Op basis van dit onderzoek zijn enkele voorlopige aanbevelingen gedaan, die vanwege de huidige kennisontwikkeling echter niet in dit Technisch Rapport zijn overgenomen als rekenregels:

- Voor de eenvoudige toetsing werd voorlopig aanbevolen om allereerst de statische overdruk te vergelijken met het eigen gewicht van de bekleding. Deze statische overdruk mag niet groter worden dan het eigen gewicht. Dit criterium zou maatgevend zijn voor de meeste ingegoten steenzettingen. Achtergronden bij de statische overdruk worden behandeld in de volgende paragraaf, 8.4.3.
- Ten aanzien van de golfbelasting werd geconcludeerd dat een oppervlakkig gepenetreerde steenzetting slechts weerstand kan bieden aan relatief lage golven, omdat na verloop van tijd het gietasfalt los raakt en er plotseling bezwijken kan volgen. Voor kortdurende belasting (een paar uur) werd voorlopig geconcludeerd dat een bekleding met gietasfalt in perfecte staat op een weinig doorlatende ondergrond ongeveer een gelijke sterkte heeft als een niet-ingegoten steenzetting.

Bij recente prototype-meetproeven is gebleken dat deze conclusies aanvulling behoeven: het statisch stijghoogteverschil zoals wordt behandeld in 8.4.3 is soms niet maatgevend omdat het wel beweging, maar geen falen veroorzaakt, zie 8.4.4.

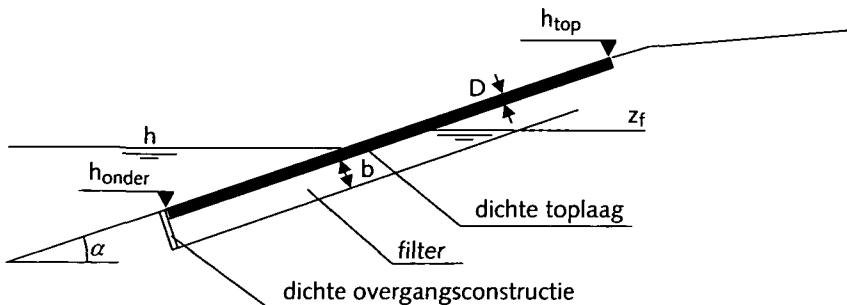
8.4.3 Statisch stijghoogteverschil

Wanneer het freatisch niveau (z_f) in de dijk hoger is dan de buitenwaterstand (h), bestaat er een statisch stijghoogteverschil over de toplaag (ϕ_{st}). Dit stijghoogteverschil kan vooral erg groot worden na een periode met een zeer hoge waterstand, zoals tijdens de toetsomstandigheden kan voorkomen. De grootte van het maximale stijghoogteverschil is verder ook afhankelijk van de eventuele doorlatendheid van de toplaag en de doorlatendheid van de teenconstructie. In deze paragraaf wordt er nog van uitgegaan dat de toplaag niet beweegt.

8 Aanverwante bekledingstypen

dichte teenconstructie en dichte ondergrond

Als de teen waterdicht is en er zoals gebruikelijk een vrijwel waterdichte kleilaag onder de granulaire laag zit, dan zit het water volledig opgesloten onder de toplaag. De drukverdeling is dan hydrostatisch, met een maximaal stijghoogteverschil: $\phi_{st} = z_f - h$, zie figuur 8.1.



Figuur 8.1
Definitieschets dichte
bekleding met dichte teen

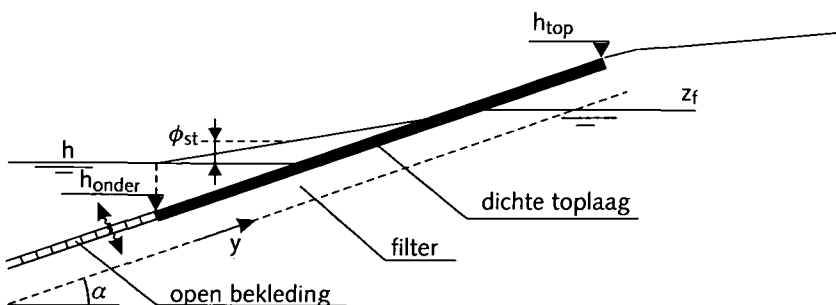
Als eerste schatting voor de hoogte van de freatische lijn, z_f , kan het niveau van de overgangsconstructie aan de bovenzijde (h_{top}) aangehouden worden, met als bovengrens de stilwaterstand in maatgevende omstandigheden.

In het geval van een waterdichte teen (bij h_{onder}) in combinatie met een waterdichte overgangconstructie aan de bovenzijde (bij h_{top}), zal de freatische lijn tijdens een storm slechts weinig omhoog komen en lager blijven dan het niveau van de overgangconstructie aan de bovenzijde.

De bekleding zal opgelicht kunnen raken als het stijghoogteverschil, ϕ_{st} , groter wordt dan het eigen gewicht, ΔD .

open teen en dunne granulaire laag op dichte ondergrond

Voor ingegoten steenzettingen met een open teen en een granulaire laag op klei, zal er een naar beneden gerichte stroming in de granulaire laag ontstaan, zodra de buitenwaterstand lager is dan de freatische lijn. Deze stroming zorgt voor verkleining van het stijghoogteverschil ten opzichte van de situatie met een dichte teen. In figuur 8.2 is te zien dat er een verhanglijn ontstaat vanaf de freatische lijn naar de buitenwaterlijn ter hoogte van de beëindiging van de dichte toplaag.



Figuur 8.2
Definitieschets dichte
bekleding met open teen

Voor deze situatie geldt dat het statische stijghoogteverschil berekend kan worden met de volgende eenvoudige formule:

$$[\phi_{st}]_{max} = c \cdot (z_f - h_{onder})$$

met:

h	=	Maatgevende waterstand	[m]
$[\phi_{st}]_{max}$	=	Maximaal stijghoogteverschil over de toplaag (treedt op bij de buitenwaterstand)	[m]
h_{onder}	=	Niveau onderste overgangsconstructie (tussen dichte bekleding en open bekleding)	[m]
h_{top}	=	Niveau bovenste overgangsconstructie van de dichte bekleding	[m]
z_f	=	Niveau freatische lijn ($z_f \leq h_{top}$)	[m]
α	=	Taludhelling	[-]
D	=	Dikte van de toplaag	[m]
c	=	Parameter, afhankelijk van de doorlatendheid van de overgangsconstructies, de toplaag en de dijk kern	[-]

De waarde van de parameter c ligt vanzelfsprekend tussen 0 en 1, maar vaak is op voorhand de exacte waarde niet goed te voorspellen. Echter, voor twee situaties is de waarde van c vrij goed te schatten:

- dichte overgangsconstructie aan de onderzijde, dichte dijk kern, en dichte toplaag: dit is het hiervoor besproken geval, de ongunstigste situatie: $c = 1$;
- open teen, dichte dijk kern, en dichte toplaag: $c = 0,25$.

Tijdens metingen aan ingegoten steenzettingen langs de Westerschelde zijn waarden vastgesteld van 0,3 tot 0,8, maar ook wel eens 0 omdat er helemaal geen water onder de bekleding kwam.

Uit berekeningen blijkt dat er drie situaties voor kunnen komen:

- 1 De doorlatendheid van de granulaire laag en de teen is zo groot, dat de freatische lijn gewoon met het buitenwater mee omhoog en omlaag gaat, en er nauwelijks stijghoogteverschillen optreden. In de doorgerekende case met een open teen, dichte dijk kern, en dichte toplaag was dit het geval bij een doorlatendheid $k = 10$ mm/s (schone granulaire laag).
- 2 De doorlatendheid is vrij klein en de freatische lijn kan tijdens de storm vrij hoog komen, maar blijft bij dalende buitenwaterstand belangrijk achter. Er treden grote stijghoogteverschillen op. In de doorgerekende case was dit het geval bij een doorlatendheid $k = 0,1$ mm/s.
- 3 De doorlatendheid is zeer klein, waardoor de freatische lijn tijdens de storm niet mee omhoog gaat en er dus geen stijghoogteverschillen optreden. In de doorgerekende case was dit het geval bij een doorlatendheid $k = 0,01$ mm/s.

In de praktijk blijkt vooral geval 2 veel voor te komen.

8 Aanverwante bekledingstypen

8.4.4 Combinatie van statische belasting en golfbelasting

Prototype-metingen

In 2001 en 2002 is met prototype-metingen op dijken langs de Westerschelde vastgesteld dat de bekleding nog niet bezwijkt als het statische stijghoogteverschil groter wordt dan het eigen gewicht (zonder golven) [lit.41], zie ook 3.7.2. Uit de analyse van de resultaten volgt dat de overdruk door de volgende oorzaken lager wordt dan oorspronkelijk verwacht:

- 1 het blijkt dat de bekleding door de statische overdruk weliswaar plaatselijk een beetje wordt opgelicht (0 à 8 cm), maar dat er vervolgens zoveel ruimte ontstaat tussen de toplaag en de granulaire laag dat hierdoor veel water kan worden afgevoerd naar de teen;
- 2 bij overdruk ontstaan in de toplaag scheurtjes, waardoor water naar buiten kan ontsnappen;
- 3 bij een ingezande granulaire laag kan een deel daarvan schoonspoelen (een soort piping) waardoor de waterdoorlatendheid van de granulaire laag sterk toeneemt;
- 4 als de druk hoog genoeg is ontstaan in de teen wellen.

Deze vier verschijnselen leiden tot een aanzienlijke afname van het stijghoogteverschil. Het stijghoogteverschil neemt af totdat er evenwicht ontstaat, waarbij er nog net voldoende water kan worden afgevoerd, maar er voldoende stijghoogteverschil overblijft om de toplaag iets van de granulaire laag op te lichten, óf het water via 'pipes' naar de teen af te voeren.

Uit dit onderzoek is gebleken dat de voorlopige aanbeveling uit het Deltagootonderzoek te conservatief is, want er trad geen bezwijken op terwijl de statische overdruk groter was dan het eigen gewicht. Er is echter nog geen betere rekenregel beschikbaar.

Waarschijnlijk is het essentieel dat de bekleding goed ingegoten was en dat de teen zodanig doorlatend was dat de overdruk daarlangs kon wegvloeien. De drie uitgevoerde proeven geven een goede indicatie hiervan, maar het staat nog niet vast dat bij overgoten bekledingen of bekledingen met een dichte teen hetzelfde mechanisme te zien zal zijn. De beweging van de toplaag heeft in de praktijkproef niet geleid tot het noemenswaardig migreren van het granulaire materiaal en de vorming van een S-profiel. Wel werd de granulaire laag schoon gespoeld (het slib spoelde uit). Het water dat aan de teen opborrelde was in het begin sterk slibhoudend, maar werd later schoon. Verder is een zuil uit de bekleding gesloopt en is geconstateerd dat de granulaire laag eronder schoon gespoeld was, terwijl vóór de proef nog vastgesteld was dat de granulaire laag dichtgeslibd was. De migratie van het granulaire materiaal is gecontroleerd door na afloop van de proef de hoogteligging van het talud nauwkeurig in te meten. Hieruit bleek dat de bekleding weer ongeveer op zijn oorspronkelijke positie was teruggekeerd (alleen bij de teen was er ongeveer 1 mm restverplaatsing).

maatgevend moment tijdens de golfaanval

Tot de praktijkproef bij Kruiningen was uitgevoerd, was bij het toetsen van ingegoten bekledingen het criterium van het statische stijghoogteverschil steeds maatgevend ($\phi_{st} < \Delta D$). Nu deze voor goed ingegoten bekledingen met een relatief open teen wellicht zou kunnen gaan vervallen, wordt de golfbelasting van belang. Net als bij standaard steenzettingen moeten daarbij twee mogelijk maatgevende momenten tijdens de golfaanval worden beschouwd:

- tijdens het moment vlak voor de golfklap, waarbij er korte tijd een opwaartse verschildruk aanwezig is die de bekleding een beetje kan oplichten.
- tijdens de golfklap, in combinatie met een grote statische overdruk die geleid heeft tot het oplichten van de toplaag. De toplaag zweeft dan als het ware op een dunne waterlaag (enkele millimeters tot hooguit een centimeter) op het moment dat de golfklap een grote neerwaartse belasting veroorzaakt.

Als de toplaag op een dunne waterlaag zweeft, in plaats van op een dichtgeslibde granulaire laag, is het denkbaar dat de bekleding bij onvoldoende steun bij de teen zou kunnen afschuiven, maar ook dat de golfbelasting ernstigere gevolgen kan hebben:

- De opwaartse verschildruk die ontstaat net vóór de golfklap zal bij een toplaag die goed aansluit op een dichtgeslibde granulaire laag (dus zonder waterlaagje) nauwelijks kunnen leiden tot een opwaartse beweging. Dit komt omdat het water nauwelijks kan toestromen naar het deel van de toplaag dat omhoog wil bewegen (verhinderde toestroming naar de groeiende ruimte onder een bewegende toplaag). Als er echter een waterlaagje aanwezig is, dan kan het watertransport daardoorheen plaatsvinden.
- Verder kan de neerwaartse belasting tijdens de golfklap voor een belangrijk deel gedragen worden door de granulaire laag als de toplaag daarop goed aansluit. Met het waterlaagje ertussen zal er tijdens elke golfklap buiging ontstaan in de toplaag, die wellicht op den duur tot schade zou kunnen leiden.

Voor de toplaag zou enige beweging en beperkte scheurvorming niet desastreuus hoeven zijn. Voor de ondergrond betekent dit echter dat er ruimte ontstaat op een moment dat er een aanzienlijke stroming in de granulaire laag is. Het is daardoor onvermijdelijk dat bij een beweging groter dan de korrelgrootte van het granulaire materiaal, er migratie van dit materiaal gaat optreden. Na vele kleine bewegingen en enige migratie van het granulaire materiaal zal er op den duur een S-vormig profiel in de bekleding ontstaan, en verliest de bekleding zijn samenhang.

Als ontwerpcriterium zou een beweging ter grootte van een korrel van de granulaire laag toelaatbaar kunnen zijn tijdens de hoogste golven (bijvoorbeeld $H_{2\%}$). De totale vervorming van het talud onder extreme omstandigheden zou beperkt moeten blijven. Hiervoor zijn op dit moment nog geen praktisch bruikbare ontwerp- en toetsregels beschikbaar.

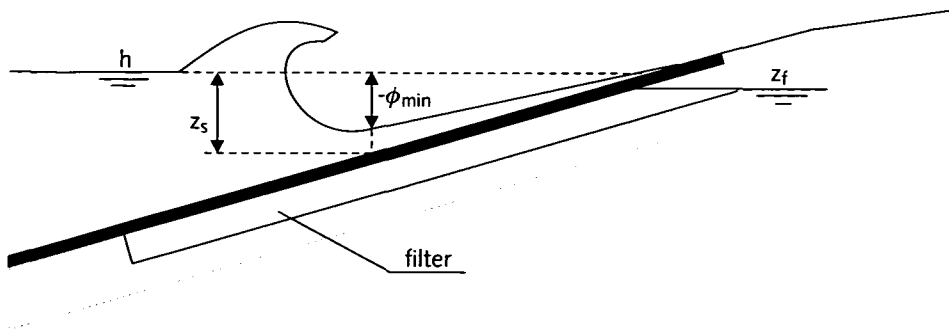
Tenslotte wordt voor beide mogelijk maatgevende momenten tijdens de golfaanval (net voor en tijdens de golfklap) nader ingegaan op het fysisch proces dat tot falen zou kunnen leiden.

fysisch proces ten gevolge van drukfront op opgelichte toplaag

Een opwaartse verschildruk door brekende golven op het talud ontstaat tijdens de golfneerloop. Op dat moment is een groot deel van het talud tot ruim onder de stilwaterlijn vrijwel droog gevallen, terwijl de freatische lijn in die korte tijd niet van niveau is veranderd. Ter plaatse van de maximale golfneerloop zal dan het grootste stijghoogteverschil optreden.

Aangenomen wordt dat er een goed waterdichte toplaag is. Binnen een golfperiode van enkele seconden zal dan door de toplaag vrijwel geen water- en drukuitwisseling plaatsvinden tussen het buitenwater en de onderliggende granulaire laag.

8 Aanverwante bekledingstypen



Figuur 8.3
Schematische weergave
van plaats van minimale
stijghoogte door golfbelasting
(ϕ_{min} is negatief)

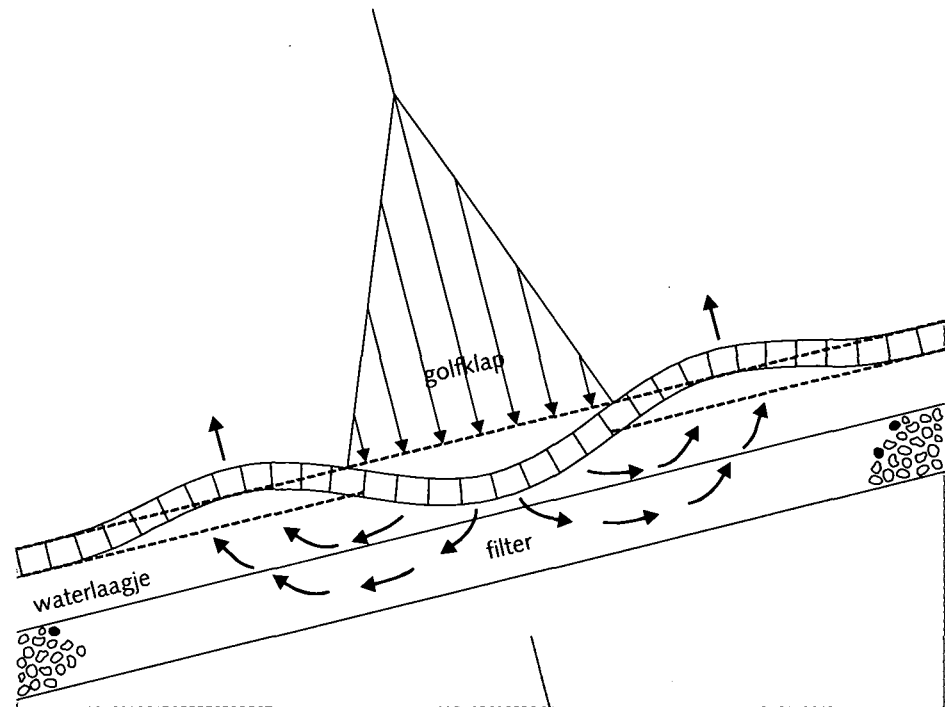
Ter vereenvoudiging wordt er onderscheid gemaakt tussen een statische component van het stijghoogteverschil (ϕ_{st}) en een component als gevolg van de golven (ϕ_{golf} met $z_f = h$). Zoals te zien is in figuur 8.3: $\phi_{golf} = -\phi_{min}$.

Als de statische component groot genoeg is, zal er een watervoerende spleet ontstaan (de toplaag zweeft op een waterlaagje bovenop de granulaire laag) en is de statische component in evenwicht met het eigen gewicht van de toplaag. De golfbelasting zal dan direct tot gevolg hebben dat de toplaag gaat bewegen. Deze beweging wordt echter sterk afgeremd door het feit dat er water naar het bewegende deel van toplaag moet stromen (verhinderde toestroming); de toestroming wordt minder verhinderd dan wanneer de toplaag direct aansluit op de granulaire laag, maar deze verandering speelt nog steeds een belangrijke rol. De verhinderde toestroming leidt ertoe dat een ingegoten steenzetting op een dichtgeslibde granulaire laag slechts enkele mm gaat bewegen als gevolg van het kort durende stijghoogteverschil (als $H_s < 1,5$ m).

fysisch proces ten gevolge van golfklap op opgelichte toplaag

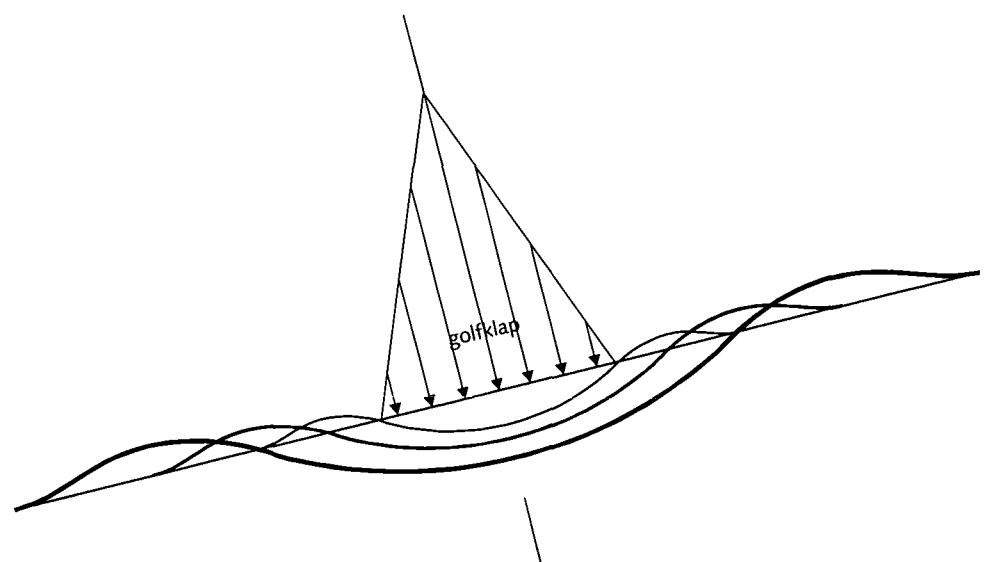
Als zich tussen toplaag en granulaire laag een dunne waterlaag bevindt kan een golfklap vervolgens een grote neerwaartse belasting veroorzaken waardoor plaatselijk de waterlaag dunner wordt of de toplaag zelfs geheel tegen de granulaire laag aan gedrukt kan worden. De maximale golfklapdruk vindt plaats op een smalle strook net onder de stilwaterlijn.

Door de golfklap zal de toplaag plaatselijk naar beneden gedrukt worden en het water tussen de granulaire laag en de toplaag naar opzij wegpersen. De druk in het waterlaagje zal snel toenemen en die verhoogde druk wordt doorgegeven naar het gebied vlak naast de golfklap. Daar zal naar verwachting de toplaag juist iets omhoog gaan bewegen als gevolg van deze verhoogde druk in het waterlaagje. Dit is geschetst in figuur 8.4.



Figuur 8.4
Schematische weergave van de beweging van de toplaag als gevolg van de golflap

In de figuur is te zien dat de toplaag de vorm van een golf aanneemt met het golfdal onder de golflap en twee golftoppen aan weerszijden van de golflap. Waarschijnlijk zal de golflap in eerste instantie wat smaller zijn en tijdens de klap groeien in de breedte en qua drukhoogte. Daardoor is het te verwachten dat de golf in de toplaag eerst een kleine amplitude en golflengte heeft, en dat deze tijdens de golflap groeit. De golftoppen groeien in hoogte en bewegen zich weg van het centrum van golflap. Dit is schematisch weergegeven in figuur 8.5.



Figuur 8.5
Schematische weergave van de vervorming van de toplaag (drie stadia tijdens de golflap)

8 Aanverwante bekledingstypen

De druk van de golfklap wordt voor een deel gebruikt om de toplaag te buigen, en voor een deel om het water in het waterlaagje en in de granulaire laag opzij te persen (en om de traagheidskrachten te overwinnen). Naarmate de doorbuiging groter wordt, zal er meer druk nodig zijn om de doorbuiging in stand te houden. De druk die nodig is om het water weg te persen, is juist evenredig met de snelheid waarmee de toplaag omlaag beweegt, en niet afhankelijk van de grootte van de doorbuiging. Naarmate de snelheid toeneemt zal ook het water met een grotere snelheid moeten wegstromen en daarvoor moet een grotere stromingsweerstand overwonnen worden.

Dit gecompliceerde proces is geschematiseerd ten behoeve van de kwantificering van de toplaagbewegingen tijdens de golfklapbelasting. Uit de voorlopige resultaten blijkt dat de toplaag slechts weinig beweegt zolang de golfhoogte niet te hoog wordt ($H_s < 1,5$ m). Onderwerp van studie is of tijdens dit dynamische proces dusdanige dwarskrachten en trekkrachten op de aanhechting tussen toplaagelementen en penetratiemateriaal kunnen ontstaan dat het verband verloren gaat.

8.4.5 Conclusie

Bij geavanceerde toetsing van ingegoten steenzettingen is tot nu toe steeds het erg conservatieve criterium gehanteerd dat het statische stijghoogteverschil niet groter mag worden dan het eigen gewicht. Door de praktijkproeven in Zeeland zijn er nieuwe inzichten ontstaan over de consequenties van een grote statische overdruk op een met gietasfalt ingegoten steenzetting. Omdat deze belasting mogelijk niet zal leiden tot het bezwijken van de steenzetting met een open teen, doch slechts een waterlaagje tussen de toplaag en de granulaire laag doet ontstaan, moet in de toetsing ook de consequentie van de golfbelasting meegewogen worden.

Er wordt momenteel onderzoek gedaan naar de stabiliteit van ingegoten steenzettingen. De verwachting is dat hiermee een aanzienlijke aanscherping van de toetsingsregels bereikt zal worden. De resultaten van dat onderzoek komen helaas te laat beschikbaar om in dit Technisch Rapport op te nemen.

8.5 OVERLAGING MET LOSSE BREUKSTEEN

In bijlage G van Ontwerp en in hoofdstuk 5 van Toetsing worden de rekenregels gegeven voor een overlaging van een steenzetting met losse breuksteen. Dit hoofdstuk bevat de onderbouwing van die regels.

8.5.1 Fysisch proces

Een breuksteenoverlaging is niet hetzelfde als een 'normaal' breuksteentalud, omdat breuksteen op een deel van een glad talud een andere stabiliteit heeft dan breuksteenoevers en havendammen. De overlaging wordt niet alleen belast door golfklappen: vooral het bovenste gedeelte van de overlaging wordt zwaarder belast door het water dat terugstroomt vanaf het dijktaalud. Door WL|Delft Hydraulics is schaalmodelonderzoek uitgevoerd, bestaand uit vele tientallen proeven in de Scheldegoot van WL [lit.42]. Het onderzoek is uitgevoerd met taluds van 1:3 en 1:4, die gebruikelijk zijn bij steenzettingen, in combinatie met diep water en ondiep water bij de teen van de dijk. Het onderzoek heeft praktisch bruikbare ontwerpformules opgeleverd, die kunnen worden gezien als bijzondere gevallen van de formules van Van der Meer, gecorrigeerd met de factor Y.

8.5.2 Rekenregels breuksteenoverlaging

basisregels

De rekenregels voor overlaging met breuksteen zijn gelijk aan de formules van Van der Meer, met vastgestelde waarden voor enkele factoren en gecorrigeerd met een factor Y . Er zijn aparte regels voor twee soorten golven, afhankelijk van de waarde van de brekerparameter ξ .

Voor 'plunging' golven ($\xi_m \leq \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4,1 \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5} \cdot Y$$

Voor 'surging' golven ($\xi_m > \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,35 \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P \cdot Y$$

$$\text{Hierin is: } \xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s \cdot 2\pi}{g \cdot T_m^2}}}$$

$$\text{en: } \xi_{mc} = (3\sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0,5}}$$

Voor hellingen flauwer dan 1:4 vindt de overgang van 'plunging' naar 'surging' golven niet plaats en wordt gebruik gemaakt van de eerste (plunging) formule. De formules bevatten de volgende parameters:

ξ_m	=	brekerparameter gebaseerd op T_m	[-]
ξ_{mc}	=	kritische brekerparameter	[-]
H_s	=	significante golfhoogte	[m]
Δ	=	relatieve dichtheid	[-]
D_{n50}	=	nominale steendiameter, gebaseerd op M_{50}	[m]
S	=	schadegetal	[-]
N	=	aantal golven	[-]
Y	=	correctiefactor	[-]
α	=	taludhelling	[-]
P	=	doorlatendheidsfactor	[-]
g	=	zwaartekrachtsversnelling	[m/s ²]
T_m	=	gemiddelde golfperiode $\approx T_p / 1,1$ à $T_p / 1,3$	[s]

De formules zijn zodanig omgeschreven dat ze geschikt zijn voor ontwerp en toetsing.

8 Aanverwante bekledingstypen

rekenregels voor ontwerp breuksteenoverlaging

Voor ontwerp is in het linkerlid de sterkteparameter ΔD_{n50} gezet. De resulterende formules zijn als volgt (zie ook bijlage G van Ontwerp):

Voor 'plunging' golven ($\xi_m \leq \xi_{mc}$):

$$\Delta D_{n50} = \frac{H_s}{2,74 \cdot \xi_m^{-0,5} \cdot Y}$$

Voor 'surging' golven ($\xi_m > \xi_{mc}$):

$$\Delta D_{n50} = \frac{H_s}{0,90 \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^{0,1} \cdot Y}$$

rekenregels voor toetsing breuksteenoverlaging

Bij toetsing wordt het resultaat bepaald door de waarde van het schadegetal S bij maatgevende belasting; deze parameter is daarom in het linkerlid gezet, leidend tot de volgende formules:

Voor 'plunging' golven ($\xi_m \leq \xi_{mc}$):

$$S = 8,631 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{N} \cdot \left(\frac{H_s \cdot \sqrt{\xi_m}}{\Delta D_{n50} \cdot Y} \right)^5$$

Voor 'surging' golven ($\xi_m > \xi_{mc}$):

$$S = 0,223 \cdot \sqrt{N} \cdot \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P \cdot Y} \right)^5$$

8.5.3 Parameterwaarden breuksteenoverlaging

doorlatendheidsfactor P

De waarde van P in de formules van Van der Meer kan variëren tussen 0,1 en 0,6, waarbij de waarde toeneemt met de doorlatendheid van de constructie. De waarde van 0,1 is afgeleid voor een constructie met een ondoorlatende kern, een dunne filterlaag en een toplaag van breuksteen met een dikte van $2 \cdot D_{n50}$. Dit komt praktisch overeen met de constructie van een breuksteenoverlaging. Op grond daarvan kan voor de doorlatendheidsfactor P een waarde van 0,1 worden gebruikt.

aantal golven N

De rekenregels uit 8.5.2 zijn opgesteld voor zeedijken. De voor het ontwerp maatgevende waterstand, met bijbehorende golven, zal in de praktijk niet langer dan zo'n 2 uur voorkomen. Uitgaand van een gemiddelde golfperiode van ongeveer 5 s (de gemiddelde periode is meestal 10 à 30% groter dan de piekperiode) wordt de constructie in maatgevende omstandigheden belast door ongeveer 2000 golven. Bij ontwerp en toetsing kan het aantal golven worden bepaald door de maatgevende belastingduur van de

betreffende bekleding te bepalen volgens de regels voor erosie van de onderlagen (zie Toetsing) en deze tijdsduur te delen door de gemiddelde golfperiode.

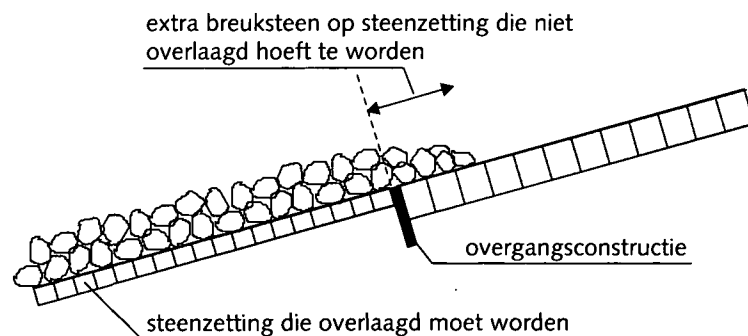
schadegetal S

Het schadegetal S in de formules van Van der Meer is gedefinieerd als de oppervlakte van de schade in dwarsaanzicht gedeeld door het kwadraat van de nominale steendiameter D_{n50} . Dit komt grofweg overeen met het toelaatbare aantal stenen dat wordt uitgelicht over een strook met een breedte van D_{n50} .

In de ontwerp praktijk voor breuksteentaluds is een schadegetal gerelateerd aan de acceptabele mate van dynamiek van de toplaag: als beweging van de stenen en vervorming van het profiel acceptabel is, wordt een hogere waarde van S gekozen waardoor met lichtere stenen kan worden volstaan. Vanzelfsprekend is ook de taludhelling hierbij een belangrijke parameter. In de praktijk wordt bij het ontwerp van breuksteenconstructies als strengste eis het schadegetal gebruikt dat hoort bij het begin van beweging; bij steilere taluds is dat een schadegetal van 2, bij flauwere taluds hoort een hogere waarde. Bij waarden van S boven de 10 is sprake van falen. Tusseliggende waarden van S betekenen dat enige dynamiek acceptabel is.

In de huidige ontwerp praktijk van breuksteenoverlagingen wordt gewerkt met een schadegetal S van 6; naar verwachting zal in ontwerpomstandigheden dus enige beweging van toplaagstenen plaatsvinden. Ter onderbouwing daarvan is een heranalyse uitgevoerd van de proeven uit [lit.42]. De wens hiervoor was ontstaan, omdat in de praktijk doorgaans wat meer stenen aan het bovineinde van het breuksteentalud worden toegepast, dan gebruikt is tijdens het modelonderzoek. In werkelijkheid wordt een laag van $2D_{n50}$ aangebracht op de steenzetting die beschermd moet worden, waarna het aan de bovenzijde horizontaal wordt afgewerkt met stenen die dus op de steenzetting komen die geen bescherming behoeft. Dit is weergegeven in figuur 8.6.

Figuur 8.6
Afwerking bovenzijde
breuksteenoverlaging



In de heranalyse is gekeken naar het verband tussen het gerapporteerde schadegetal S en de strook talud die na een periode met zware golfaanval niet meer beschermd wordt door breuksteen. Het bleek dat zolang $S < 4$ het gehele talud nog steeds beschermd wordt door breuksteen. De ontstane schade betrof een lokale reductie van de laagdikte van de breuksteen, maar nergens was de breuksteen volledig verdwenen. Als $4 < S < 6$ wordt de schade echter zo groot dat er ook een strook ontstaat waar alle breuksteen verdwenen is. Deze strook had een breedte van ten hoogste $2D_{n50}$. Uit bovenstaande figuur blijkt dat de extra breuksteen op het talud boven de overgangsconstructie een dergelijke schade wel toelaat. Op grond van deze heranalyse is vastgesteld dat de breuksteenoverlaging veilig is in de toetsing met als schadecriterium $S = 6$. Het wordt aanbevolen om een wat lager criterium aan te houden bij het ontwerp; in Ontwerp wordt een grenswaarde van 4

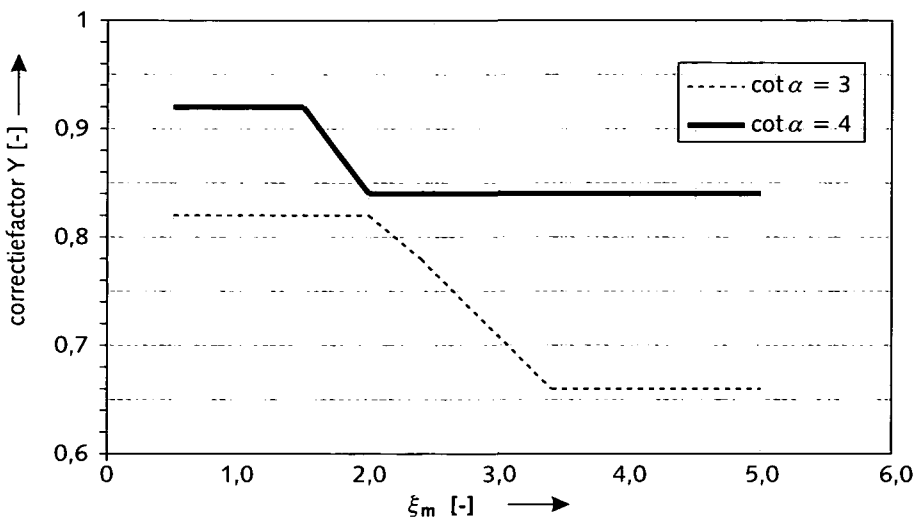
8 Aanverwante bekledingstypen

gegeven. Dit is tevens de grens tussen de scores 'goed' en 'voldoende' in de toetsing.

Bij het opstellen van de rekenregels is voor één praktijksituatie vastgesteld dat de relatief grote waarde van S niet zal leiden tot te veel onderhoud door schade in 'dagelijkse' omstandigheden. In Ontwerp wordt wel aanbevolen om breuksteenoverlagingen te monitoren.

correctiefactor Y

De waarde van de correctiefactor Y kan worden afgelezen in de grafiek van figuur 8.7 uitgezet als functie van ξ_m . Deze grafiek is gebaseerd op resultaten van modelproeven in de Scheldegoot [lit.42].



Figuur 8.7 Correctiefactor Y

Het toepassingsgebied van de grafiek is voor de brekerparameter ξ_m beperkt tot de ingevulde grenzen (tussen 0,5 en 5,0). Voor de taludhelling α mag aan de hand van de cotangens lineair worden geëxtrapoleerd tussen 2,5 en 5,0.

8.5.4 Toepasbaarheid rekenregels breuksteenoverlaging

één set rekenregels voor de gehele breuksteenoverlaging

Er zijn aparte regels opgesteld voor gebroken en ongebroken golven, en daarbinnen is weer onderscheid gemaakt tussen verschillende gevallen. Toch wordt in bijlage G van Ontwerp slechts één set rekenregels gegeven, die kunnen worden toegepast op de gehele overlaging (dus óók het lagere gedeelte waar de terugstroming niet maatgevend is) en die kunnen worden toegepast voor zowel gebroken als ongebroken golven. Eigenlijk zijn dit de rekenregels die zijn afgeleid voor het bovenste gedeelte van de overlaging en voor ongebroken golven. In deze paragraaf wordt onderbouwd waarom de rekenregels ook voor de andere gevallen toepasbaar zijn.

gebroken golven

Om de toepasbaarheid van de regels voor gebroken golven aan te tonen is een vergelijking gemaakt tussen verschillende rekenmethodes: de standaardformules volgens Van der Meer en de formule van Pilarczyk ($H_s / \Delta D < 1,5$). De resulterende benodigde steendiameter bleek bijna gelijk te zijn. Met het oog op de praktische toepasbaarheid is vervolgens besloten om voor gebroken golven dezelfde formule aan te houden als voor ongebroken golven.

toepasbaarheid rekenregels onderin de overlaging

De breuksteentoplaag onderin de overlaging wordt niet maatgevend belast door het terugstromende water en kan daarom worden ontworpen met de niet-gecorrigeerde regels van Van der Meer. Deze regels zijn per definitie minder streng dan de regels waarin wel rekening wordt gehouden met het terugstromende water. In de ontwerppraktijk voor breuksteenoverlagingen wordt echter voor een dergelijk talud in het algemeen een lager schadegetal S aangehouden ($S = 2$ bij steile taluds, hogere waarden bij flauwere taluds). Deze twee verschillen blijken elkaar ongeveer te compenseren: als onderin de overlaging de breuksteensortering wordt toegepast die berekend is met de overlagingregels met $S = 4$, is het schadegetal volgens de standaardregels van Van der Meer 2,6 of kleiner. Om die reden is het toelaatbaar om de overlagingregels toe te passen voor de gehele overlaging.

Deze conclusie kan zichtbaar worden gemaakt door de overlagingregels als volgt te herschrijven:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = X \cdot S_{ov}^{0,2} \cdot Y$$

Het schadegetal voor de overlaging wordt ten behoeve van deze afleiding geschreven als S_{ov} . De regel van Van der Meer kan als volgt worden herschreven:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = X \cdot S^{0,2}$$

Bij overigens gelijke parameterwaarden is de waarde van ΔD_{n50} volgens beide regels gelijk als $S_{ov}^{0,2} \cdot Y$ gelijk is aan $S^{0,2}$. Het Van der Meer-schadegetal onderin de overlaging bij toepassing van de sortering die volgens de overlagingregels is berekend, volgt daarom uit gelijkstelling van de beide rechterleden:

$$S = (S_{ov}^{0,2} \cdot Y)^5$$

De ontwerpwaarde van S_{ov} is 4, de ongunstigste waarde van Y is 0,92 (helling 1:4, $\xi_m < 1,5$, zie figuur 8.7). Daarbij wordt een schadegetal S berekend van 2,6. Voor andere gevallen (steilere helling, grotere brekerparameter) is het schadegetal nog kleiner.

Toepassing van de overlagingregels leidt onderin de overlaging tot een kleiner schadegetal S dan zou worden toegepast bij het ontwerp van een normaal breuksteentalud, dus tot een (zeer) veilige constructie.

8.6 BEKLEDINGEN MET RUWHEIDSELEMENTEN OP DE TOPLAAG

In het *Technisch Rapport Steenzettingen* worden alleen relatief gladde steenzettingen behandeld. Toplagen met duidelijke uitsteeksels of oneffenheden worden soms toegepast om de golfloop te verkleinen. Verder komt het voor dat in de steenzetting uitstekende paaltjes of andere vreemde elementen zijn opgenomen. De krachten van het water op de uitsteeksels zorgen voor een bijzondere belastingssituatie, die niet in het Technisch Rapport wordt behandeld: het kantelen en wrikken van de elementen. In Ontwerp en Toetsing is aangegeven dat de rekenregels toepasbaar zijn onder de volgende voorwaarden:

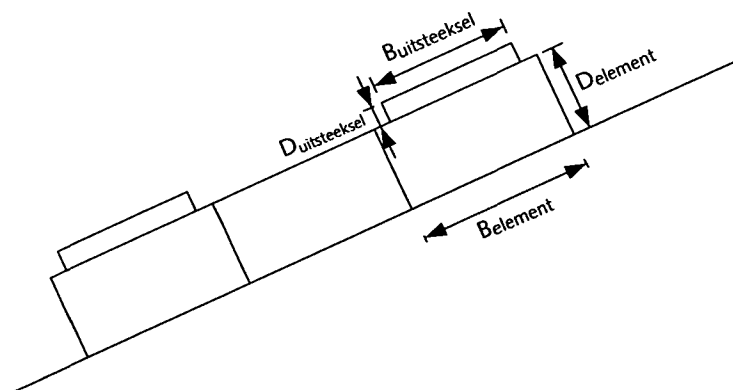
- de dikte van de uitsteeksels loodrecht op het talud ($D_{\text{uitsteeksel}}$) is kleiner dan 1/3 van

8 Aanverwante bekledingstypen

de breedte van het toplaagelement langs het talud dwars op de waterlijn (B_{element}), zie figuur 8.8;

- de bedekkingsgraad is maximaal 25%, regelmatig verdeeld over het bekledingsoppervlak;
- de ruwheidselementen mogen niet een doorgaande lijn vormen in lengterichting van de dijk.

In deze paragraaf wordt niet ingegaan op het golfloopreducerende effect van de ruwheidselementen; daarvoor wordt verwezen naar [lit.43]. Er wordt alleen een onderbouwing gegeven van de toepasbaarheidsgrenzen.



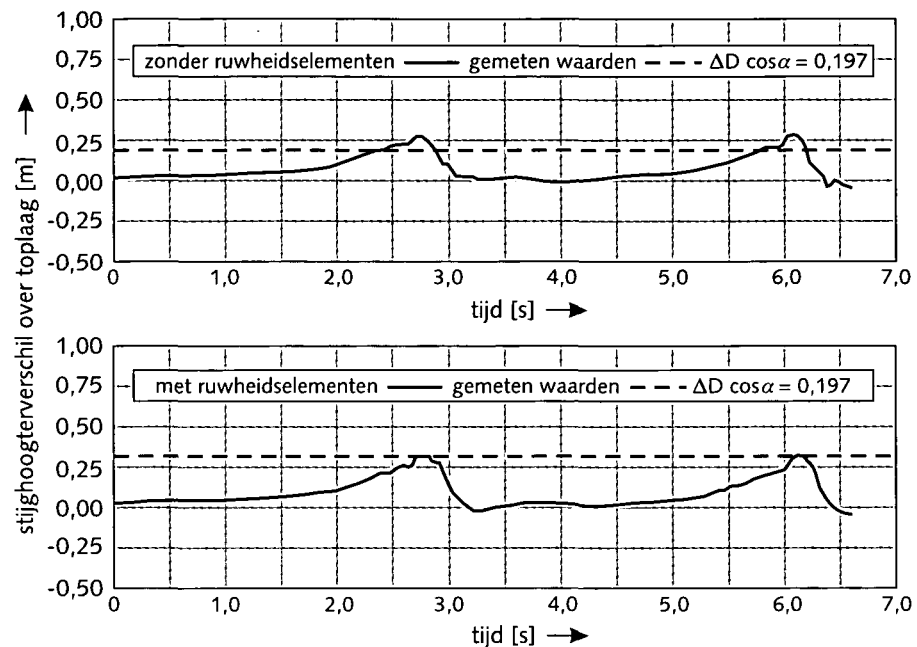
Figuur 8.8
Definitie breedte en dikte bij
ruwheidselementen

De ruwheidselementen kunnen op twee manieren bijdragen aan toplaaginstabiliteit. Ten eerste kan de aanwezigheid van het ruwheidselement invloed hebben op de opwaartse waterdruk; dit zou leiden tot een grotere belasting op het betreffende element maar mogelijk ook op omliggende 'gewone' toplaagelementen. Ten tweede wordt het ruwheidselement zelf belast door de sterke waterstroming bij golfloop en golfneerloop, waardoor het betreffende toplaagelement kan gaan wrikken en kantelen.

Het eerstgenoemde effect, de invloed op de opwaartse waterdruk, is experimenteel onderzocht. In de Deltagoot zijn blokken van 45 cm bij 45 cm geplaatst met een dikte van 15 cm. Eén op de vier blokken is dikker uitgevoerd, in een regelmatig patroon (in halfsteens verband, om en om een rij met dikkere elementen, en binnen die rij om en om een dikker element). De proeven zijn uitgevoerd met uitsteeksels waarvan de dikte varieert tussen 5 en 15 cm.

Uit de proeven is gebleken dat de opwaartse waterdruk onder het toplaagelement met ruwheidselement inderdaad toeneemt, maar dat deze toename van de belasting ruimschoots wordt gecompenseerd door de toename in sterkte vanwege het grotere elementgewicht, zie figuur 8.9. De onderste figuur betreft de proef met uitsteeksels van 8,8 cm ($D / B = 0,18$). Verder is gebleken dat de opwaartse waterdruk niet toeneemt onder de aangrenzende toplaagelementen.

Dit laatste effect kan worden verklaard door het feit dat de steenzetting in de proeven in halfsteens verband lag en dat niet meer dan 1 op 4 van de stenen van een ruwheidselement was voorzien. In zo'n verband bevindt zich in de rij onder een ruwheidselement (waar de invloed het grootst zou zijn) altijd een spleet. Deze redenering is de achtergrond van de tweede en de derde toepassingsvoorwaarde (bedekkingsgraad maximaal 25%, geen doorgaande lijn van ruwheidselementen).



Figuur 8.9
Vergelijking belasting op
toplaagelementen met en
zonder ruwheidselementen

Het tweede effect, het wrikken en kantelen van de elementen, is niet geconstateerd in de modelproeven. De proeven zijn uitgevoerd voor elementen met uitsteeksels met een hoogte (loodrecht op het talud) tot aan 1/3 van de breedte van het toplaagelement (langs het talud, dwars op de waterlijn). In combinatie met theoretische beschouwingen is dit de achtergrond van de regel dat wrikken en kantelen niet optreedt als de hoogte van de uitsteeksels kleiner is dan 1/3 van de breedte van het toplaagelement.

8.7 BEKLEDINGEN MET EEN AFWIJKENDE VORM VAN DE TOPLAAGELEMENTEN

In de rekenmethodes wordt uitgegaan van prismatische toplaagelementen: elementen waarvan de vorm en afmetingen van de dwarsdoorsnede constant zijn over de hoogte van het element. Er worden echter ook elementen toegepast met afwijkende vormen. De rekenmethodes kunnen via een omweg vaak ook daarvoor worden toegepast, maar het is belangrijk om zorgvuldig te kiezen op welke manier de afwijkende vorm 'gemodelleerd' wordt. Voor Haringmanblokken wordt in deze paragraaf uitgewerkt hoe daarmee kan worden omgegaan.

Haringmanblokken zijn betonblokken met een inkeping aan de bovenkant, bedoeld om de golfoploop te beperken (zie foto 8.1). Dit type wordt niet veel meer nieuw toegepast maar is in grote hoeveelheden aanwezig op de zeedijken. Het is dus relevant voor toetsing en voor ontwerp in de vorm van hergebruik, meestal gekanteld. Het toplaaggewicht per oppervlakte-eenheid is kleiner als gevolg van de inkeping, en daarmee moet rekening worden gehouden. In de rekenmethodes (ANAMOS en eventueel black-boxfiguren) kan het toplaaggewicht per oppervlakte-eenheid niet direct worden ingevoerd, maar alleen de basisparameters toplaagelementhoogte (toplaagdikte), toplaagelementdichtheid en (bij ANAMOS) spleetbreedte/open ruimte. Deze parameters worden door de rekenprogramma's echter ook op andere manieren gebruikt; er moet vooral rekening mee worden gehouden dat de toplaagdikte en de spleetbreedte een belangrijke rol spelen in de leklengte Λ , zie 3.2. De afwijkende vorm van Haringmanblokken kan daarom in de rekenmethodes het beste worden ingevoerd door een aanpassing van de dichtheid.

8 Aanverwante bekledingstypen



Foto 8.1
Haringmanblokken

Er bestaan Haringmanblokken met verschillende elementhoogtes (uitgaand van conventionele, platte plaatsing): vooral 20 cm en 25 cm, maar ook lagere en hogere blokken komen voor. De breedte en lengte van de blokken is meestal 50 cm en de dichtheid is meestal 2300 kg/m^3 . Het volume van de inkassing is in bijna alle gevallen 3 dm^3 ; overigens zijn in het verleden bij zeer steile taludhellingen incidenteel afwijkende inkassingen toegepast.

In het normale geval, met een inkassing van 3 dm^3 en een breedte en lengte van 50 cm, is de reductie van de rekenwaarde van de dichtheid verschillend voor blokken met verschillende dikte. Bij een hoogte van 20 cm is het volume van een (fictief) vlak blok $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} = 0,05 \text{ m}^3$; de inkassing van 3 dm^3 bedraagt 6% van deze waarde. Voor de rekenwaarde van de dichtheid ρ moet de werkelijke dichtheid van het beton in dit geval dus met 6% worden verlaagd (2162 kg/m^3 in plaats van 2300 kg/m^3). Bij een hoogte van 15 cm is de reductie 8,0% en bij een hoogte van 25 cm 4,8%.

9 Uitvoeringsaspecten

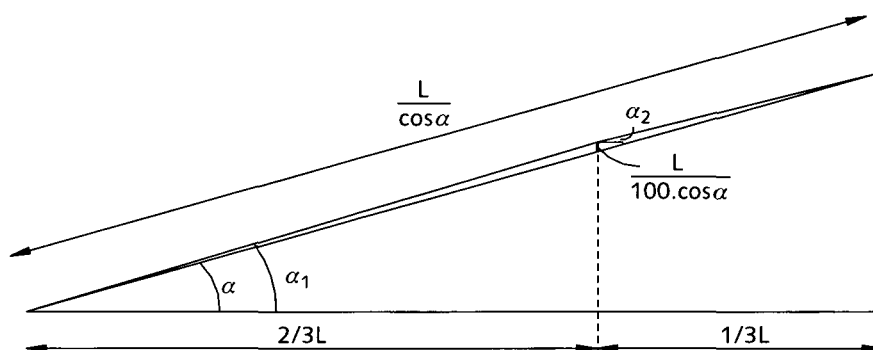
9.1 VERWERKING TONRONDTE

Bij het aanbrengen van een nieuwe steenzetting over grote hoogte (bijvoorbeeld het hele buitentalud van een dijk), wordt in de praktijk vaak gewerkt met een zogenaamde tonrondte. Dat betekent dat de bekleding in een convexe (bolronde) vorm wordt aangebracht. De tonrondte zorgt ervoor dat de helling bovenin het talud flauwer en onderin het talud steiler is dan de gemiddelde helling. Dit heeft het visuele effect dat het talud over de gehele hoogte dezelfde helling lijkt te hebben. In dit hoofdstuk wordt onderbouwd op welke manier deze afwijking kan worden verwerkt in de rekenmethode.

De manier waarop de tonrondte wordt aangebracht verschilt per regio. In dit Technisch Rapport wordt aandacht besteed aan de meest voorkomende vorm in Zeeland en in het IJsselmeergebied.

9.1.1 Zeeland

In Zeeland wordt bij de aanleg van een steenzetting meestal een tonrondte van de volgende vorm toegepast: op 2/3 van het talud vanaf de teen wordt de bekleding 1% van de taludlengte hoger aangelegd dan de rechte lijn tussen onder- en bovenrand van het talud. Tussen deze drie punten wordt de bekleding in een gebogen vorm aangebracht, zie figuur 9.1.



Figuur 9.1
Definities tonrondte

Voor de rekenregels kan de gebogen vorm worden geschematiseerd als een geknikte lijn. De invloed van de tonrondte is het verschil tussen de geschematiseerde hellingen α_1 en α_2 enerzijds en de gemiddelde helling α anderzijds, uitgedrukt in de cotangens. Deze invloed hangt af van de gemiddelde helling: hoe flauwer de helling, hoe groter de absolute invloed op de cotangens.

Op grond van de goniometrie kunnen de volgende relaties worden afgeleid:

$$\tan \alpha_1 = \tan \alpha + \frac{3}{200 \cos \alpha}$$

$$\tan \alpha_2 = \tan \alpha - \frac{3}{100 \cos \alpha}$$

De invloed op de cotangens (de parameter die meestal wordt gebruikt in de rekenregels) is voor een aantal gevallen uitgewerkt in tabel 9.1.

9 Uitvoeringsaspecten

parameter	gemiddelde taludhelling	1:2½	1:3	1:3½	1:4	1:4½
onderste 2/3 deel van het talud:						
taludhelling		2,40	2,86	3,32	3,77	4,21
absolute verandering		-0,10	-0,14	-0,18	-0,23	-0,29
relatieve verandering		-4%	-5%	-5%	-6%	-6%
bovenste 1/3 deel van het talud:						
taludhelling		2,72	3,31	3,93	4,56	5,22
absolute verandering		+0,22	+0,31	+0,43	+0,56	+0,72
relatieve verandering		+9%	+10%	+12%	+14%	+16%

Tabel 9.1
Invloed van tonrondte op de taludhelling (Zeeland)

Bij het werkelijke gebogen profiel is de invloed van de tonrondte op de helling kleiner in de buurt van het midden en groter bij de boven- en ondergrens van het talud.

9.1.2 IJsselmeergebied

De meest voorkomende tonrondte in het IJsselmeergebied is licht afwijkend van die in Zeeland: in het IJsselmeergebied wordt de bekleding op 2/3 van het talud vanaf de teen 0,7% van de taludlengte haaks op het talud hoger aangelegd dan de rechte lijn tussen onder- en bovenrand van het talud (in plaats van 1% in Zeeland). Tussen deze drie punten wordt de bekleding in een gebogen vorm aangebracht.

Het hoogteverschil tussen werkelijke ligging en rechte lijn op 2/3 van het talud bedraagt bij deze tonrondte $7L / (1000 \cdot \cos\alpha)$, in plaats van $L / 100 \cdot \cos\alpha$ in Zeeland, zie figuur 9.1. Op grond van de goniometrie kunnen daarbij de volgende relaties worden afgeleid:

$$\tan\alpha_1 = \tan\alpha + \frac{21}{2000 \cos\alpha}$$

$$\tan\alpha_2 = \tan\alpha - \frac{21}{1000 \cos\alpha}$$

De invloed op de cotangens is voor een aantal gevallen uitgewerkt in tabel 9.2.

parameter	gemiddelde taludhelling	1:2½	1:3	1:3½	1:4	1:4½
onderste 2/3 deel van het talud:						
taludhelling		2,43	2,90	3,37	3,83	4,29
absolute verandering		-0,07	-0,10	-0,13	-0,17	-0,21
relatieve verandering		-3%	-3%	-4%	-4%	-5%
bovenste 1/3 deel van het talud:						
taludhelling		2,65	3,21	3,79	4,38	4,98
absolute verandering		+0,15	+0,21	+0,29	+0,38	+0,48
relatieve verandering		+6%	+7%	+8%	+9%	+11%

Tabel 9.2
Invloed van tonrondte op de taludhelling (IJsselmeergebied)

Ook hier geldt dat de invloed van de tonrondte in werkelijkheid kleiner is in de buurt van het midden en groter bij de boven- en ondergrens van het talud.

9.1.3 Omgaan met tonrondte in de dimensionering

In de ontwerp praktijk moet per geval of per project worden besloten hoe met de invloed van de tonrondte wordt omgegaan. Een praktische keuze kan zijn, om voor de onderste helft te rekenen met een versteiling van 0,2 (dus een verkleining van de cotangens met 0,2) en voor de bovenste helft geen rekening te houden met de tonrondte, waardoor deze als extra veiligheid in het ontwerp wordt verwerkt.

10 Kennisleemtes

In juni 2001 is in TAW-kader een overzicht gemaakt van de hiaten in de kennis met betrekking tot steenzettingen. Het overzicht is opgesteld in overleg met beheerders van waterkeringen met steenzettingen en met deskundigen die betrokken zijn geweest bij onderzoek. Geconstateerd is dat veel onderzoek is uitgevoerd en dat veel van de ontwikkelde kennis praktisch bruikbaar is gemaakt. Desondanks worden in de praktijk nog belangrijke kennisleemtes ervaren. Dit geldt in de eerste plaats bij toetsing, omdat voor veel bestaande steenzettingen geen goede toetsmethode beschikbaar is. Daarnaast geldt het ook voor ontwerp: de rekenregels die beschikbaar zijn, zijn door gebrek aan kennis conservatief, waardoor nieuwe constructies waarschijnlijk duurder zijn dan nodig. Onderstaand overzicht is gebaseerd op het TAW-onderzoek van 2001 en is bijgewerkt tot najaar 2002.

10.1 INDELING KENNISLEEMTES

Voor de inventarisatie van de kennisleemtes is de volgende indeling aangehouden:

- A. top laaginstabiliteit voor verschillende top laagtypen;
- B. invloed van klemming en dichtslibbing op top laaginstabiliteit;
- C. hydraulische randvoorwaarden;
- D. reststerkte en faalkans;
- E. bermen, kruinen en gebogen dijkvakken;
- F. methodieken;
- G. afschuiving en teenstabiliteit;
- H. overgangsconstructies;
- I. uitspoeling van voegvulling en/of granulaire laag;
- J. bijzondere belastingen.

Onder elk van deze hoofdonderwerpen valt een aantal deelonderwerpen; deze worden toegelicht in 10.2. In tabel 10.1 is de relevante informatie en de stand van zaken per deelonderwerp samengevat:

- In de eerste twee kolommen van de tabellen staan nummers en titels van de onderwerpen.
- In de derde kolom staat de behoefte aan onderzoek, vastgesteld in overleg met mensen uit de praktijk. Er zijn twee plussen vermeld als één van de bij de inventarisatie betrokken beheerders expliciet heeft aangegeven dat de huidige kennis onvoldoende is. De behoefte is omschreven met één plusje als de behoefte niet expliciet is aangegeven, maar wel gemerkt wordt uit de vragen die komen uit de dagelijkse praktijk, of als het noodzakelijk is voor het bereiken van oplossingen op de gebieden waar wel meer kennis gevraagd is.
- In de vierde kolom is het huidige kennisniveau gegeven, waarbij een schaal is gebruikt met:
 - ++ = veel kennis; onnauwkeurigheid in beschikbare methodiek is klein,
 - + = voldoende kennis,
 - 0 = weinig kennis,
 - = nauwelijks kennis,
 - = geen kennis.

10 Kennisleemtes

Als geen kennisuitbreiding gevraagd wordt, betreft het doorgaans onderwerpen waarover al vrij veel kennis beschikbaar is.

- In de vijfde kolom staan de beschikbare gereedschappen en de relevante opmerkingen.
- In de zesde kolommen is de prioriteit van het onderwerp volgens de Klankbordgroep Steenbekledingen van TAW-techniek gegeven.
- Tot slot wordt in de zevende kolom een ruwe schatting gegeven van de omvang van het onderzoek:

- a = enkele maanden;
- b = ongeveer een jaar;
- c = enkele jaren.

nr.	onderwerp	kennisbehoefte	kennis-niveau	gereedschappen en opmerkingen	prioriteit	omvang
A: topaaginstabiliteit voor verschillende topaagtypen						
1	relatief open topaag op filter (niet-dichtgeslibd, geen gietasfalt)	++	0	thans: Anamos; straks: ZSteen (in ontwikkeling)	1	b-c
2	invloed van gietasfalt/beton ingieting over topaag bij golfbelasting	+	0	resultaat oriënterende proef	1	c
3	invloed van gietasfalt/beton ingieting over topaag bij statische belasting	++	0	theoretische formules, niet geverifieerde eerste aanzet	1	c
4	Noorse stenen (Noordse en Drentse stenen)	++	0	ondergrensbenadering	1	b
5	stabiliteit van basaltzuilen	++	0	thans: Anamos; straks: ZSteen (in ontwikkeling)	1	b
6	grasbetonstenen op klei	++	-	geen	2	b
7	interlockblokken en blokkenmatten	++	+	vuistregel	3	b
8	stabiliteit overlaging van beton of asfalt	++	--	theoretische formules, niet geverifieerde eerste aanzet	3	c
9	betonzuilen op zandasfalt	+	0	black box figuur	3	b
10	relatief dichte topaag op filter (niet-dichtgeslibd, geen gietasfalt)	0	++	Anamos, Steenzet	-	
11	relatief dichte topaag op klei (e.v. met geotextiel of begroeiing) (rivier of meer)	0	0	black box figuur	-	
B: invloed van klemming en dichtslibbing						
1	invloed van klemming op stabiliteit topaag	++	-	enkele klemfactoren, geen vertrouwen in juistheid	1	c
2	invloed van dichtslibbing topaag en/of filter	++	-	black-box figuur met breed twijfelgebied	1	c
C: hydraulische randvoorwaarden						
1	scheve golfaanval (tot strijkgolven)	++	-	geen	1	b
2	stabiliteit bij grote golfperioden	+	0	verre extrapolatie van formules	1	b-c
3	zeer ondiepe voorlanden	++	0	eerste aanzet tot vuistregel	2	b-c
4	invloed van taludhelling op topaagstabiliteit als steiler dan 1:3	+	-	enige info van regelmatige golfproeven	3	b
5	ondiepe voorlanden	0	+	formules	-	
6	loodrechte golfaanval	0	++	Anamos, Steenzet	-	
7	nauwkeurigheid golfrandvoorwaarden	+	+	SWAN (probleem: brekerindex, lokale set-up, ...)	elders	
8	belastingduur	+	0	geen	2	a-c
D: reststerkte en faalkans						

1	reststerkte van toplaag en filter na initiële schade	+	0	formule voor een van de twee mechanismen	1	c
2	reststerkte van kleilaag na ontstaan van gat in bekleding	++	0	conservatieve toetsmethode	1	c
3	reststerkte van dijk kern en kleilaag na ontstaan van gat in bekleding	+	-	theoretische formules, niet geverifieerde eerste aanzet	1	c
4	stormduur en stormverloop en aantal stormen tot reparatie	++	-	op te nemen in faalkansbeschouwing	1	c
5	kwantitatief info onzekerheden voor probsommen	+	-		1	b
6	faalkans analyse tbv normen acceptabele schade	+	+		1	c
E: bermen, kruinen en gebogen dijkvakken						
1	stabiliteit van havendammen onder water	++	-	geen	1	b
2	bekleding op bermen en buitendijkse opritten	++	0	grafiekjes op basis van grove versimpeling	2	a
3	bekleding boven bermen, en/of boven MHW	++	0	Steenzet mits er een filter is.	2	b
4	bekleding op (sterk) gebogen dijkvak	0	+	Anamos zonder klemming	3	b
5	breuksteen (lage havendammen en overlagingen)	++	+	formules elders		
F: methodieken						
1	benutten van bewezen sterkte bij toetsingen (verkenning)	++	--	alleen in specifieke situaties uitvoerbaar	1	b
2	innovatieve meettechnieken (dijkopbouw)	+	-		1	c
3	toetsresultaatverschillen van de globale en gedetailleerde toetsing	++	0	voorlopige aanbeveling is onbevredigend	3	a
G: afschuiving en teenstabiliteit						
1	lokale afschuiving tijdens golfaanval (taluds 1:3 tot 1:2)	++	+	conservatieve formules	1	a-b
2	erosie van voorland tegen steenzetting	++	0	Anamos, Steenzet en Durosta (voor zand)	2	c
3	invloed van teen op de stabiliteit van toplaag	+	--	geen	3	b
H: overgangsconstructies						
1	aansluiting van steenzetting op verticale constructies (sluizen e.d.)	++	-	geen	2	a-b
2	invloed van overgangsconstructies	++	+	Anamos, Steenzet	3	b
I: uitspoeling van voegvulling en/of filter						
1	uitspoeling steenslag voegvulling en/of inslibbing	++	-	enige ervaring uit modelproeven	3	c
2	uitspoeling filter door openingen in toplaag	++	+	formules (beperkte geldigheid is probleem)	3	b
3	beoordelingsmethode verzakte stenen	++	0	monitoring methode gewenst	3	a
4	invloed holle ruimte in grof puinfilter (tussen stapeltjes)	++	0	enig praktisch inzicht	4	a
5	invloed DV voegvulling op stabiliteit	++	-	geen	4	a
6	erosie van klei/zand onderlaag door granulair filter of geotextiel	0	++	formules	-	
J: bijzondere belastingen						
1	consequenties van scheepsstrandingen	0	-	enige ervaring	-	
2	ijsbelasting	0	-	enige ervaring	-	

Tabel 10.1 Overzicht kennisleemtes

10.2 TOELICHTING KENNISLEEMTES PER DEELONDERWERP

10.2.1 Kennisleemtes toplaaginstabiliteit voor verschillende toplaagtypen

A1 relatief open toplaag op een filter

Met het Deltagootonderzoek van 1997 en 1998 is voor het eerst gedetailleerde kennis beschikbaar gekomen over relatief open toplagen (Basalton, Hydroblocks, etc). Tijdens de analyse van de proefresultaten is duidelijk geworden dat de golfklap de maatgevende belasting is. Het is gebleken dat ANAMOS de sterkte en de belasting onderschat, maar dat het desondanks de stabiliteit nog redelijk nauwkeurig voorspelt (geen klemming, maar ook geen invloed van golfklap). Het nieuwe programma ZSteen, dat nu als testversie gereed is, moet nog geverifieerd worden aan de hand van de Deltagootresultaten.

A2 invloed van met gietasfalt/beton ingegoten toplaag bij een golfbelasting

Vooral natuursteenbekledingen zijn in het verleden ingegoten of overgoten met gietasfalt of met beton.

Bij overgieten (oppervlakkig ingieten) is het gietasfalt of beton slechts weinig tussen de stenen doorgedrongen (5 à 10 cm diep), omdat de spleten vol zand en/of slib zaten en/of waren ingewassen. De stabiliteit van een dergelijke constructie tijdens golfaanval is eerst vrij groot, als gevolg van de goede interactie tussen de stenen en het gietasfalt, maar wordt na enige uren steeds minder. De relatie tussen de stabiliteit en de grootte en de duur van de belasting kan nog niet gekwantificeerd worden. Op basis van de Deltagootproef uit 1997 is een conservatieve toetsregel opgesteld voor gietasfalt. Voor beton is nog niets beschikbaar.

Sommige natuursteenbekledingen zijn in het verleden ingegoten met gietasfalt of met beton. Hierbij is de bekleding opnieuw gezet en vervolgens vol en zat gepenetreerd. De stabiliteit van een dergelijke constructie tijdens golfaanval is vrij groot, maar hoe groot is nog niet bekend. Een belangrijk verschil met een asfaltbekleding is de grote stijfheid van de toplaag. In 2001 en 2002 zijn prototypeproeven uitgevoerd waarmee veel kennis is vergaard, maar voor algemeen toepasbare regels is nog onderzoek nodig.

A3 invloed van met gietasfalt/beton ingegoten toplaag bij een statische belasting

Vooral natuursteenbekledingen zijn in het verleden ingegoten of overgoten met gietasfalt of met beton (zie A2).

Een bekleding die overgoten is met gietasfalt of beton, of is ingegoten, ondervindt een statische belasting als de waterstand onder de bekleding hoger is dan de buitenwaterstand. Voor veel bekledingen is dit de maatgevende belasting. De grootte van de belasting en de sterkte kunnen echter nog nauwelijks berekend worden. Ook voor deze leemte zijn de prototypeproeven van 2001 en 2002 van belang.

A4 Noorse stenen (Noordse en Drentse stenen)

Kenmerkend voor dit type toplaag zijn de grote afgeronde stenen van 20-50 cm op grof filter. Op dit moment kan de stabiliteit slechts bij benadering bepaald worden door het te schematiseren als breuksteen (in werkelijkheid is er meer klemming, dus de Noorse stenen zijn minimaal even stabiel) of als een ongunstige steenzetting (in werkelijkheid is er minder klemming dus de Noorse stenen zijn zeker minder stabiel). Er is onderzoek nodig om uit te zoeken hoe de doorlatendheden en de interactie tussen de toplaagelementen zich verhouden tot die van standaard steenzettingen.

A5 basaltzuilen

Tijdens modelonderzoek in de Deltagoot is vastgesteld dat een specifieke constructie van basaltzuilen op open puin reeds bij een verrassend lage golfbelasting bezwijkt. Het is op dit moment onduidelijk waardoor deze constructie al zo snel bezweek. Het is denkbaar dat dit lag aan de specifieke karakteristieken van de constructie, die mogelijk niet overeenkwamen met de werkelijkheid, of dat de invloed van de hoge dichtheid van basalt in de formules wordt overschat.

A6 grasbetonstenen op klei

Deze doorgroeienden worden vooral toegepast op de overgang van een harde bekleding en een grasbekleding boven de golfaanvalszone. De stabiliteit kan bepaald worden met het black-boxmodel. Dit model is echter erg conservatief. In dit Technisch Rapport zijn in aanvulling daarop rekenregels opgenomen die gerelateerd zijn aan de rekenregels voor grasbekledingen.

A7 interlockblokken en blokkenmatten

Bij het toetsen van steenzettingen komt men soms nog interlockblokken tegen. Blokkenmatten zijn op zeedijken weinig toegepast maar wel op oevers langs rivieren en kanalen. Ook in de toekomst ligt daar het belangrijkste toepassingsgebied. De algemene naam voor deze bekledingstypen is geschakelde steenzettingen. Er is een redelijk goed onderbouwde vuistregel voor het bepalen van de stabiliteit.

A8 overlaging met beton of asfalt

Soms wordt een zwakke steenzetting gerenoveerd met een overlaging van beton of asfalt. Voor het berekenen van de stabiliteit van zo'n bekleding zijn slechts conservatieve methoden beschikbaar, die bijvoorbeeld geen rekening houden met de interactie tussen de overlaging en de oude steenzetting. Als de steenzetting op een doorlatend filter ligt, dan is dit niet zo'n logische variant.

A9 betonzuilen op zandasfalt

Het is mogelijk om in de toekomst in de tijzone geen mijnsteen toe te passen, maar zandasfalt. Een eerste schatting van de stabiliteit van betonzuilen op zandasfalt kan worden gemaakt op basis van een proef in de Deltagoot.

A10 relatief dichte toplaag op een filter

In de afgelopen decennia is het onderzoek geconcentreerd geweest op relatief dichte toplagen op een filter (Haringmanblokken op vrij grof filter). Voor het berekenen van de stabiliteit zijn de rekenmodellen ANAMOS en Steenzet beschikbaar.

A11 relatief dichte toplaag (op geotextiel) op klei

Blokken op klei met een geotextiel kunnen goed toegepast worden op plaatsen waar de belasting klein is. De stabiliteit kan bepaald worden met het black-boxmodel, dat echter erg conservatief is.

10.2.2 Kennisleemtes invloed van klemming en dichtslibbing

B1 invloed van klemming op de stabiliteit van de toplaag

Met klemming wordt de interactie tussen de toplaagelementen bedoeld. De huidige rekenmodellen (ANAMOS en Steenzet) gaan uit van een los toplaagelement dat met weinig of geen klemming tussen de andere toplaagelementen ligt. Ingeschat wordt dat er in veel gevallen winst haalbaar is, maar daarbij is wel van belang dat in de bekleding op de dijk ook werkelijk klemming aanwezig is. Het lopende en bestaande onderzoek richt zich op het bepalen van een vermenigvuldigingsfactor voor de sterkte die in de rekenmodellen kan worden verwerkt.

B2 invloed van dichtslibben van de toplaag en/of filter

Veel bekledingen in de getijzone zijn ingeslibd of ingezand, waardoor de waterdoorlatendheid sterk afneemt. Er zijn enkele empirische gegevens beschikbaar (Deltagootproeven in 1997), waarmee is vastgesteld dat dichtslibben de toplaag meestal niet zwakker maakt. De grootte van de extra sterkte door dichtslibbing kan echter nog niet in rekening gebracht worden, hetgeen door de beheerders wordt betreurd. De vraag is of het zand en slib onder maatgevende golfaanval niet uitspoelt. Er is onderzoek nodig om criteria vast te stellen waarbij de inslibbing ook bij hoge golven aanwezig blijft, en om de stabiliteitsverhoging te kwantificeren. Ook de overgang van een dichtgeslibde bekleding naar een schone bekleding verdient aandacht.

10.2.3 Kennisleemtes hydraulische randvoorwaarden

C1 invalshoek van golfaanval

In het verleden is vooral de belasting tijdens loodrecht invallende golven onderzocht. Een oriënterend onderzoek naar de invloed van de hoek van inval heeft laten zien dat de belasting bij scheve golfaanval toe kan nemen. De belasting bij zeer scheef invallende golven gaat weer afnemen bij toenemende hoek van golfval.

C2 stabiliteit bij grote golfperioden

Het onderzoek naar de stabiliteit van steenzetting is in het verleden steeds uitgevoerd met relatief korte golven ($\xi_{0p} < 2,5$). Met het bekend worden van de nieuwe golf-randvoorwaarden is het duidelijk geworden dat kennis over de stabiliteit bij een belasting met lange golven zeer belangrijk is. Nu kan die belasting slechts geschat worden op basis van een extrapolatie van de beschikbare formules. Er is onderzoek nodig om na te gaan hoe de druk in de bekleding verloopt bij lange golven en dit moet worden verwerkt in de rekenregels.

C3 zeer ondiepe voorlanden

Voor de invloed van de lokale waterdiepte vlak voor de dijk zijn formules beschikbaar. De geldigheid houdt echter op als de golfhoogte meer dan 30% reduceert als gevolg van breking. Er is dan sprake van een zeer ondiep voorland. Voor de belasting bij zeer ondiepe voorlanden is nu slechts een vuistregel beschikbaar, met een onbekend geldigheidsgebied.

C4 invloed van de taludhelling op de toplaagstabiliteit bij steile taluds

Onze huidige rekenmethoden zijn geschikt tot een taludhelling van ongeveer 1:3, terwijl taluds tot 1:2,5 voorkomen en sommige (monumentale) dijkjes zelfs nog steiler zijn (tot 1:1). Voor deze steilere taluds is nog onvoldoende bekend wat de invloed van de taludhelling is.

C5 ondiepe voorlanden

Voor de invloed van de lokale waterdiepte vlak voor de dijk zijn formules beschikbaar. De geldigheid houdt echter op als de golfhoogte meer dan 30% reduceert als gevolg van breking.

C6 loodrechte golfaanval

Het meeste onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen is tot nu toe uitgevoerd met loodrechte golfaanval. Daardoor is van dit type belasting veel meer bekend dan van de belasting door scheef invallende golven.

C7 golfrandvoorwaarden

De golfcondities bij een dijk kunnen al vrij nauwkeurig berekend worden. De onnauwkeurigheden betreffen nu onder andere de modellering van het brekerproces, de invloed van stroming, het effect van turbulentie op de golfgroei, e.d.. Waarschijnlijk zal met name een verbetering van de modellering van het brekerproces een verbetering van de nauwkeurigheid geven.

C8 belastingduur

De bestaande rekenregels zijn gebaseerd op de aanname dat het bezwijkgedrag van steenzettingen onafhankelijk is van de belastingduur: één extreme golf binnen een inkomend golfveld kan bezwijken veroorzaken en daarop wordt gedimensioneerd en getoetst. De rekenregels zijn geverifieerd aan de hand van grootschalig modelonderzoek waarbij per proef steeds een belasting van ongeveer 1 à 3 uur is aangehouden. Vanuit modelonderzoek in het kader van de Oesterdam zijn er enige aanwijzingen dat de belastingduur wel een rol speelt bij een stagnant waterpeil.

10.2.4 Kennisleemtes reststerkte en faalkans*D1 reststerkte van toplaag en filter na initiële schade*

De reststerkte van de toplaag en het filter wordt bepaald door de erosie van het filter door het gat in de toplaag dat gevormd wordt door de ontbrekende steen. Zo wordt de toplaag geleidelijk aan steeds verder ondermijnd. Als de ondermijning groot genoeg geworden is stort de toplaag in. Er zijn empirische formules voor de snelheid van de ondermijning, maar er is nog niets bekend over de grootte van de ondermijning op het moment dat de toplaag instort. Dit laatste is essentieel om de grootte van de reststerkte te kunnen bepalen.

D2 reststerkte van de kleilaag na het ontstaan van een gat in de bekleding

Er zijn empirische gegevens over de erosiesnelheid van een dunne kleilaag tijdens golfaanval (dikten tot ongeveer een halve meter). Het feit dat de erosiesnelheid afneemt naarmate het gat dieper wordt, is nog niet in de formules verdisconteerd. Veelal zal de bekleding vlak onder de berm beschadigd raken. Daar is de horizontale erosieafstand door de klei doorgaans erg lang en de invloed van de afnemende erosiesnelheid groot.

D3 reststerkte van de dijk kern na het ontstaan van een gat in de kleilaag

Over het erosieproces van een dijk bestaande uit zand, klei en bekledingsresten is nog maar weinig bekend. In het verleden is getracht de reststerkte te kwantificeren door de dijk te schematiseren tot een zandduin. Dit leidde echter tot onrealistische resultaten. De grootte van de reststerkte is essentieel om een goed faalcriterium voor de bekleding te kunnen afleiden.

D4 stormduur, stormverloop en aantal stormen tot reparatie

De grootte van de stormduur en het stormverloop (waterstand) is nodig in relatie tot de reststerkte. Verder is dit belangrijk voor het bepalen van de overstromingskans. Als de toplaag echter relatief zwak is, dan moet ook het aantal stormen tussen de eerste schade en de reparatie ervan meegenomen worden.

D5 kwantitatieve informatie over onzekerheden

Voor het maken van probabilistische berekeningen ten behoeve van het bepalen van de overstromingskans is kwantitatieve informatie over onzekerheden belangrijk. Het gaat hierbij om de onzekerheid over de geometrie van de bekledingen, de modelonzekerheden. De ad hoc wijze van aandacht voor dit onderwerp heeft ons in het verleden niet veel verder gebracht.

D6 faalkansanalyse ten behoeve van normen voor acceptabele schade

Thans worden steenzettingen getoetst en ontworpen met als uitgangspunt dat er geen schade mag optreden tijdens maatgevende omstandigheden. De grootte van de reststerkte kan echter zodanig zijn dat een (veel) soepeler criterium mogelijk is.

10.2.5 Kennisleemtes bermen, kruinen en gebogen dijkvakken

E1 stabiliteit van havendammen onder water

Bij vele havens zijn de havendammen zo laag dat ze tijdens ontwerpomstandigheden onder water zullen verdwijnen, of met de kruin rond de waterlijn liggen. De golfhoogtereductie als gevolg van deze havendammen is belangrijk voor de waterkering door de haven. Daardoor is de stabiliteit van de havendammen belangrijk. Mocht er schade ontstaan, dan is het relevant te weten hoeveel de hoogte van de havendam zal reduceren tijdens een storm. In 2002 is modelonderzoek uitgevoerd dat veel kennis heeft opgeleverd en enige aanscherping van de rekenregels mogelijk heeft gemaakt. Bovendien is een integrale methode opgesteld voor eenvoudige toetsing van havendammen (niet alleen de bekleding maar ook de stabiliteit). Er is nog onderzoek nodig om de recent ontwikkelde kennis om te zetten in bruikbare rekenregels.

E2 bekledingen op bermen en buitendijkse opritten

Tijdens het onderzoek in de Deltagoot in 1997 is vastgesteld dat de huidige kennis op het gebied van de belasting op bermen tekortschiet. De huidige rekenmethode onderschat de belasting en de sterkte. De afgeleide ontwerpgrafieken zijn beperkt bruikbaar, maar het geldigheidsgebied is onbekend.

E3 bekledingen boven de bermen en/of boven MHW

Voor bekledingen boven een berm zijn geen rekenmodellen of empirische gegevens beschikbaar. Naast de stabiliteit van de bekleding kan ook het uitspoelen van filter of ondergrond een probleem zijn. Steenzettingen boven de waterlijn kunnen worden berekend met de standaard rekenregels met 20% kleinere belasting, maar het staat vast dat die regel nog steeds conservatief is. De bekleding op een filter boven de waterlijn zou gedimensioneerd of getoetst kunnen worden met Steenzet.

E4 bekleding op een gebogen dijkvak

In een scherpe buitenbocht is de belasting hoger en zou de klemming tussen de stenen minder kunnen zijn dan op een recht dijkvak. Hierover is echter geen kennis beschikbaar. Voorlopig zou men kunnen toetsen of dimensioneren zonder klemming (conservatief).

E5 breuksteen op lage havendammen als overlaging

Voor de stabiliteit van breuksteen op een oude steenzetting zijn thans ontwerp- en toetsingsformules beschikbaar. Dit geldt ook voor breuksteen op een lage havendam. Doorgaans zijn deze havendammen niet in staat om de maatgevende omstandigheden te overleven. Er is meer kennis nodig over de vormverandering die een breuksteen havendam ondergaat tijdens zware golfaanval, waarbij de waterstand om en nabij de kruinhoogte ligt.

10.2.6 Kennisleemtes methodieken*F1 benutten van bewezen sterkte bij toetsingen*

Bij het toetsen van steenzettingen wordt nog geen gebruik gemaakt van de ervaring met de betreffende steenzetting tijdens stormen in de afgelopen jaren. Vooral bij de statische belasting op overgoten of ingegoten bekledingen kan de maatgevende belasting al eens zijn voorgekomen. Er is echter nog geen bruikbare methodiek ontwikkeld waarmee de steenzetting goed getoetst kan worden.

Voor de stabiliteit tijdens golfaanval kan zelden gebruik gemaakt worden van historische gegevens. Wel kan gebruik gemaakt worden van de ervaring op andere locaties met eenzelfde type steenzetting en een zwaardere golfbelasting. Dit kan de kennis opleveren waarmee de minder zwaar belaste dijkvakken kunnen worden getoetst. Er liggen hiervoor mogelijkheden bij ingezande bekledingen, Noorse stenen, en ingegoten bekledingen.

F2 innovatieve meettechnieken

Het is vaak niet bekend hoe de dijk is opgebouwd. Het is wenselijk om een meettechniek te hebben waarmee de laagdikte van bijvoorbeeld klei in de gehele dijk kan worden gemeten (continue meting). Deze informatie is noodzakelijk voor het beoordelen van de reststerkte van een dijk.

F3 verschillen tussen het toetsresultaat van de eenvoudige en de gedetailleerde toetsing

Soms wordt er een strijdig resultaat verkregen bij de eenvoudige en de gedetailleerde toetsing (en geavanceerde toetsing). Thans is dat opgelost door te stellen dat de eenvoudige toetsing maatgevend is, tenzij de eenvoudige toetsing op twijfelachtig uitkomt. Dit leidt echter tot verwarring en zou voorkomen moeten kunnen worden.

10.2.7 Kennisleemtes afschuiving en teenstabiliteit*G1 lokale afschuiving tijdens golfaanval*

Voor het toetsen van het faalmechanisme afschuiving zijn thans conservatieve methoden beschikbaar. De indruk bestaat dat in een aantal gevallen de methode onnodig conservatief is. Dit is onder andere het geval bij vrij steile taluds (steiler dan 1: 3). Verder is de invloed van de kleilaag nog onvoldoende bekend. De huidige rekenmodellen zijn onvoldoende geverifieerd en zijn voor de praktijk moeilijk toepasbaar. Daarnaast zijn de grondparameters in de praktijk niet altijd beschikbaar.

G2 erosie van voorland tegen steenzetting

Vele steenzettingen zijn in de loop der jaren onder het voorland terechtgekomen. Als bij de toetsing net wordt gedaan alsof het voorland er niet is, blijken deze bekledingen onvoldoende te zijn, maar deze werkwijze is te conservatief. Als het voorland van zand is, kan met Durosta berekend worden hoe diep de erosiekuil zal worden tijdens een storm. Een voorland van klei met gras zal echter nauwelijks eroderen. De mate van erosie is

bepalend voor de grootte van de belasting. Hierover is nog onvoldoende bekend. Dit is ook relevant voor de rivierdijken.

G3 invloed van de stijfheid van de teenconstructie op de stabiliteit van de steenzetting

Doorgaans worden teenconstructies op hun plaats gehouden door de bestorting op de vooroever, omdat de teenconstructie meestal relatief licht wordt uitgevoerd. Als desondanks de teenconstructie gaat wijken, kan de steenzetting deels naar beneden afglijden, waardoor het verband of de klemming verloren kan gaan. De huidige rekenmodellen voor damwanden zijn voor de praktijk moeilijk toepasbaar, o.a. omdat de grondparameters in de praktijk niet altijd beschikbaar zijn.

10.2.8 Kennisleemtes overgangsconstructies

H1 aansluiting van steenzetting op verticale constructies

Bij kunstwerken en andere bijzondere constructies komt het voor dat een steenzetting aansluit op een verticale muur. Lokaal kan dit betekenen dat de golfbelasting zwaarder is dan elders.

H2 invloed van overgangsconstructies

De invloed van overgangsconstructies op de grootte van de verschildrukken kan berekend worden met ANAMOS en Steenzet. Doorgaans worden er constructieve maatregelen genomen om de consequenties van de overgangsconstructie te beperken: Er wordt een strook ingegoten met gietasfalt.

Een bijzondere overgang is de overgang van het deel van de bekleding dat een dichtgeslibd filter en toplaag heeft naar het deel van de bekleding dat niet is dichtgeslibd. In de praktijk blijkt bij deze overgang soms schade op te treden.

10.2.9 Kennisleemtes uitspoeling van voegvulling en/of filter

I1 uitspoeling van steenslag voegvulling en/of inslibbing

Steenzettingen ontleen de goede interactie tussen de afzonderlijke blokken aan de steenslag voegvulling (zie ook bij klemming). Het uitspoelen van de voegvulling is daarom ongewenst. De vraag is of de voegvulling tijdens een storm blijft zitten. Tijdens het Deltagootonderzoek in 1997 en 1998 zijn enige gegevens vergaard over de relatie tussen de golfcondities, de geometrie van de spleten (tapse of parallelle spleetwanden) en het uitspoelen. Veel is echter nog steeds onbekend, hetgeen bijvoorbeeld de toepassing van gekantelde blokken met brede ingewassen langsvoggen in de weg staat.

I2 uitspoeling van filtermateriaal door de toplaag

Bij sommige steenzettingen blijkt de voegvulling steeds opnieuw uit te spoelen. Er bestaat dan ook gevaar voor het uitspoelen van het filtermateriaal. Hoewel dit met Deltagootproeven is aangetoond, zijn er in de praktijk nog geen duidelijke voorbeelden van gevonden. In de praktijk is het moeilijk om vast te stellen waardoor een bepaald schadebeeld is ontstaan. Het uitspoelen van filtermateriaal veroorzaakt een verlaging van de stabiliteit van de toplaag. Voor het uitspoelen is een empirische relatie ontwikkeld met een beperkte geldigheid.

13 beoordelingsmethode verzakte stenen

Soms is slechts één steen in een steenzetting verzakt. Soms is een paar vierkante meter verzakt. Het is moeilijk om op basis van zo'n constatering een oordeel te geven over een dijkvak.

14 invloed van holle ruimte in een grof puin filter

Tijdens het toetsen van natuursteenbekledingen komt men soms niet dichtgeslibde bekledingen tegen, waarvan het filter is opgebouwd uit grof puin met grote holle ruimten. De toplaag staat dan op stapeltjes filterstenen, met daar omheen veel holle ruimte. Er moeten praktische toetsingsregels opgesteld worden op grond waarvan dergelijke bekledingen beoordeeld kunnen worden.

15 invloed van DV-voegvulling op de stabiliteit

In het noorden van het land is DV-voegvulling toegepast teneinde het uitspoelen van de voegvulling te voorkomen en omdat dit goedkoper was dan grind of steenslag. De voegen werden eerst gevuld met zand tot 5 cm onder het oppervlak van de bekleding. Vervolgens werd de DV-voegvulling aangebracht, die bestond uit een mengsel van rivierzand, bitumen en cement. Deze methode is alleen toegepast bij Harlingen en op de Afsluitdijk. Tegenwoordig wordt deze methode niet meer toegepast, maar men treft ze nog wel aan tijdens de toetsing.

16 erosie van klei/zand onderlaag door granulaire filter of geotextiel

Voor het beoordelen van materiaaltransport in het granulaire filter of door het geotextiel is in het kader van het steenzettingenonderzoek veel onderzoek gedaan (migratie van basismateriaal). Met de beschikbare formules zijn toetsing en ontwerp goed mogelijk.

10.2.10 Kennisleemtes bijzondere belastingen*J1 consequenties van scheepsstrandingsen*

Er is een aanzienlijke kans dat juist tijdens een zware storm een schip strandt op de dijk. Als het schip niet te grote diepgang heeft kan hierdoor een grote initiële schade ontstaan aan de bekleding, die verder groeit tijdens de storm. Zoals aangegeven in Ontwerp en Toetsing is deze bedreiging niet op te lossen met rekenregels voor steenzettingen, maar moet de vereiste faalkans worden bereikt door scheepvaartvoorzieningen, of eventueel door overdimensionering van het grondlichaam.

J2 ijsbelasting

Bij het optreden van kruierend ijs kunnen steenzettingen zwaar beschadigd raken, vooral als het talud steil is (steiler dan 1:3) of aangrijpingspunten kent, zoals Noorse stenen. Waarschijnlijk is de kans klein dat dit optreedt vlak voor een zware storm, nadat het ijs weer verdwenen is maar de schade nog niet is gerepareerd.

Samenstelling expertisegroep en gebruikersgroep steenzettingen

Het opstellen van het Technisch Rapport Steenzettingen is begeleid door een expertisegroep en een gebruikersgroep.

De opstellers van het rapport bedanken de deelnemers aan deze groepen voor hun inzet en hun bijdragen.

Expertisegroep

A.M. van Berchum	Rijkswaterstaat Directie Zeeland
R. Bosters	Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
C.J. Dorst	Bouwdienst Rijkswaterstaat
R. 't Hart	Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
K. van den Hoek	Projectbureau Zeeweringen
J.C.P. Johanson	Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde
J. van der Meulen	Projectbureau Zeeweringen
M.W.C. Nieuwjaar	Provincie Flevoland
M. Klein Breteler	WL Delft Hydraulics
J.T.M. van der Sande	Waterschap Zeeuwse Eilanden
T.P. Stoutjesdijk	GeoDelft

Gebruikersgroep

N. Bakker	Waterschap Noorderzijlvest
R.P.F. den Hoed	Bouwdienst Rijkswaterstaat
E. Jonker	Waterschap Zeeuws-Vlaanderen
E. Kater	Rijkswaterstaat Directie IJsselmeergebied
E. Neef	Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier
H.J. Regeling	Rijkswaterstaat Directie IJsselmeergebied
A. Zijlstra	Wetterskip Fryslân

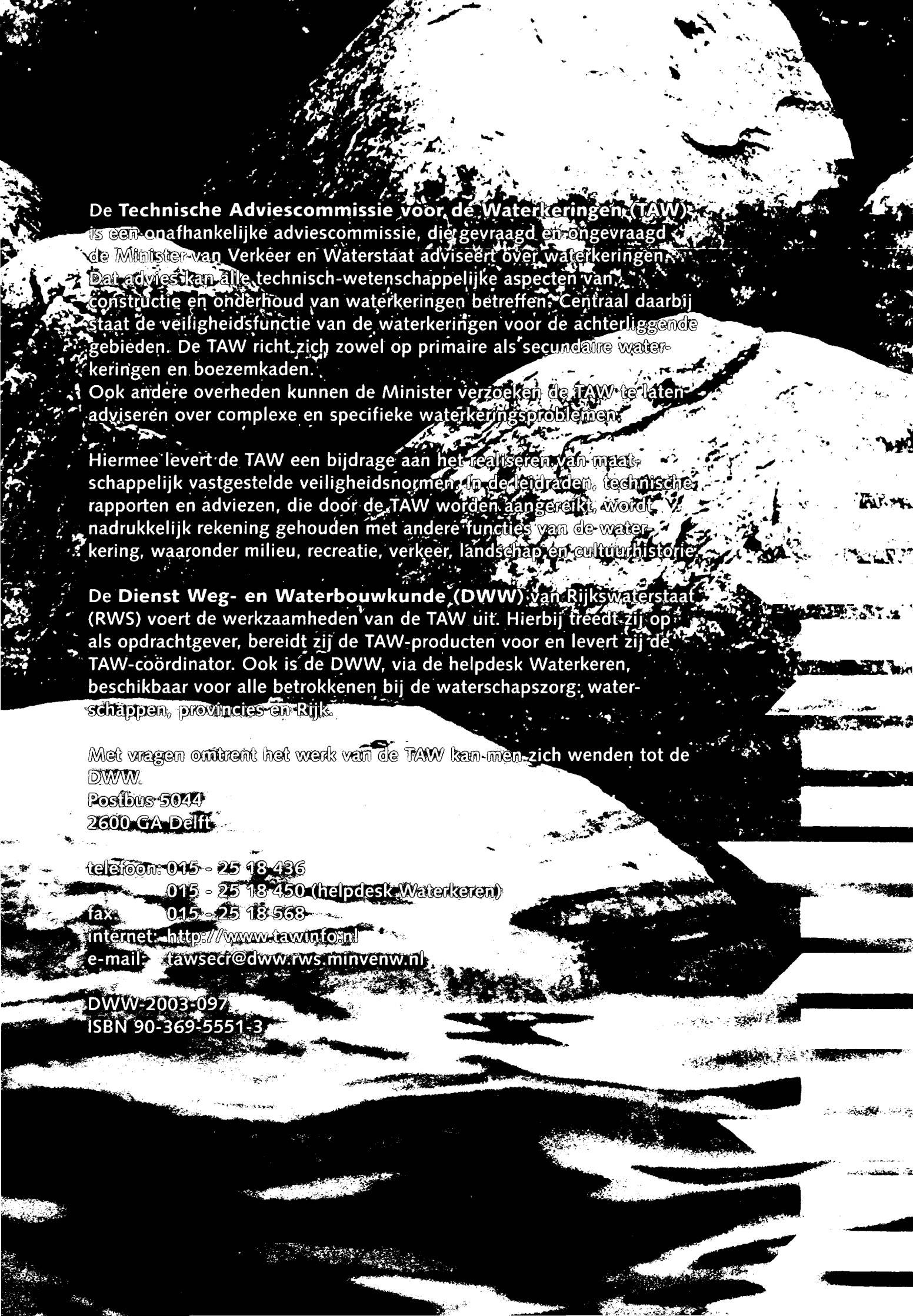
Bibliografie

- 1 Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen, Rapport 155, CUR/TAW, 1992
- 2 Leidraad Zee- en Meerdijken, TAW, december 1999
- 3 Leidraad Toetsen op Veiligheid, TAW, december 2002
- 4 Keuzemodel kust- en oeverwerken, eindrapport fase 1 & 2, Rijkswaterstaat DWW, juli 2000
- 5 Taludbekleding van gezette steen, Samenvatting van onderzoeksresultaten 1980-1988, A. Bezuijen, A.M. Burger en M. Klein Breteler, Waterloopkundig Laboratorium, Laboratorium voor Grondmechanica, Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat, Delft, 1990
- 6 Grondslagen voor waterkeren, TAW, januari 1998
- 7 Case studie veiligheidsbeoordeling 'Blokken op kant' Margarethapolder, H3506, WL|Delft Hydraulics, februari 1999
- 8 Veiligheidsanalyse Steenzettingen voor enkele dijkvakken langs de Westerschelde, VAST-T3-2000.01, F.M. Stroeve, Waterbouwkundig Innovatie Steunpunt (WIS), maart 2001
- 9 Theoriehandleiding PC-Ring, 98-CON-R1430 2^e concept, TNO, november 1998
- 10 Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, Delft, december 2001
- 11 Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 1 – bovenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1985
- 12 Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; deel 2 – benedenrivierengebied, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 's-Gravenhage, september 1989
- 13 Invloed scheve golfaanval op steenzetting, GeoDelft, CO-389240/24, versie oktober 2000, A. Bezuijen, 2000
- 14 Recent performance of linked concrete mat armor under wave and ice impact, ICCE conference proceedings, Gadd and Leidersdorf, 1990
- 15 Meting van getij en freatische lijn, Bundeling van huidige kennis, TAW, Grondmechanica Delft, CO-341960/ 16, oktober 1993
- 16 Evaluatie van veldmetingen, Bundeling van huidige kennis, TAW, Grondmechanica Delft, CO-341960/20, mei 1994
- 17 Nieuwe inzichten in dimensionering en toetsing bekledingen, NIB 22 Grondmechanische aspecten, Stichting Postacademisch Onderwijs, april 2002
- 18 Taludbekledingen van gezette steen: Stabiliteit van de toplaag, H1795, deel XXa, M. Klein Breteler en anderen, Waterloopkundig Laboratorium, april 1992
- 19 ZSteen Gebruikershandleiding, Versie 1.0, GeoDelft, november 2000

bibliografie

- 20 Inklemming bij steenzettingen op dijken, Numerieke analyse en praktijkaanbevelingen, TNO Bouw, rapport nr. 96-NM-R-1592, december 1996
- 21 Numerieke modellering van steenzettingen, Zuilenbekledingen, met variatiestudies, imperfecties en praktijkaanbevelingen, TNO Bouw, rapport nr. 07.23.3.4998, december 1998
- 22 Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, Analyse van resultaten van Deltagootproeven, H3272, WL|Delft Hydraulics, mei 2001
- 23 Toetsmethode voor havendammen, H4048, WL|Delft Hydraulics, januari 2002
- 24 Afsluitdijk, Stabiliteitsonderzoek dijkbekleding kruin en binnentalud, F.E. van Kruiningen, Waterloopkundig Laboratorium, verslag modelonderzoek H993, juli 1989
- 25 Geavanceerde toetsing Projectbureau Zeeweringen, PZDT-R-99507, Y.M. Provoost, mei 2000
- 26 Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, juni 2001
- 27 The interaction between soil, water and bed or slope protection, M.B. de Groot, A. Bezuijen, A.M. Burger en J.L.M. Konter, Proceedings of the International Symposium on Modelling Soil-Water-Structure interactions, SOWAS, Delft, 1988
- 28 Predictieberekeningen Infiltratieproef basaltbekleding met Seep/W, GeoDelft, rapport CO-400970.0014, augustus 2001
- 29 Notitie weerstand tegen afschuiven van een steenbekleding, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2000
- 30 Memo: Vervanging '1,2 m regel' voor TAW Klankbordgroep Steenbekledingen, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, april 2001
- 31 Reststerkte van Dijkbekledingen, deel I, Oriënterende bureaustudie, WL|Delft Hydraulics, verslag H195, juni 1991
- 32 Reststerkte van Dijkbekledingen, deel II, Granulair filters, WL|Delft Hydraulics, verslag H195, juli 1992
- 33 Reststerkte van Dijkbekledingen, Praktische grafieken voor de reststerkte-toetsing van het filter, WL|Delft Hydraulics, notitie TAW-A2, nr. 668, 19-1-'93
- 34 Structuurvorming van klei en meting van zuigspanning onder harde dijkbekleding, Grondmechnica Delft, CO-338480/14, augustus 1993
- 35 Reststerkte van Dijkbekledingen, deel III, Meetverslag Deltagoot onderzoek, Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechnica Delft, verslag H195, juni 1993
- 36 Bodems in klei/reststerkte onder steenzetting op Nederlandse dijken, Grondmechnica Delft, augustus 1995
- 37 Dijkbekledingen van klei, Integrale ontwerpmethod, Infram i515, maart 2002
- 38 Alternatieve open taludbekledingen, H1930, WL|Delft Hydraulics, juni 1998

- 39 Design of reinforced grass waterways, CIRIA report 116, Hewlett, H.W.M. et al, London, 1987
- 40 Ontwikkeling toetsmethode Noordse Steen, WIS-R-00.002, ir. P.J. van Gelderen, Waterbouwkundig Innovatie Steunpunt (WIS), november 2000
- 41 Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van talusbekledingen, meetverslag van Deltagoot onderzoek, WL|Delft Hydraulics, verslag H3272, Smith, Wouters en Klein Breteler, februari 2000
- 42 Stabiliteit van breuksteenoverlaging op een steenzetting, verslag modelonderzoek H3271, WL|Delft Hydraulics, januari 1999
- 43 Technisch Rapport Golfploop en golfoverslag bij dijken, Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2000
- 44 Talusbekledingen van gezette steen: veiligheidsfilosofie, H1795, deel XXV, M. Klein Breteler en W.G. de Rijke, Waterloopkundig Laboratorium, oktober 1991
- 45 Voorschrift Toetsen op Veiligheid, TAW, 2003
- 46 Reststerkte van dijkbekledingen: sterkte van klei onder golfbelasting, Deel IV Analyse van de Deltagootmetingen, Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechanica Delft, H195, december 1993
- 47 Reststerkte van dijkbekledingen: sterkte van klei onder golfbelasting, Deel V Modelleren reststerkte klei, Waterloopkundig Laboratorium en Grondmechanica Delft, H195, februari 1995



De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) is een onafhankelijke adviescommissie, die gevraagd en ongevraagd de Minister van Verkeer en Waterstaat adviseert over waterkeringen. Dat advies kan alle technisch-wetenschappelijke aspecten van constructie en onderhoud van waterkeringen betreffen. Centraal daarbij staat de veiligheidsfunctie van de waterkeringen voor de achterliggende gebieden. De TAW richt zich zowel op primaire als secundaire waterkeringen en boezemkaden.

Ook andere overheden kunnen de Minister verzoeken de TAW te laten adviseren over complexe en specifieke waterkeringsproblemen.

Hiermee levert de TAW een bijdrage aan het realiseren van maatschappelijk vastgestelde veiligheidsnormen. In de leidraden, technische rapporten en adviezen, die door de TAW worden aangereikt, wordt nadrukkelijk rekening gehouden met andere functies van de waterkering, waaronder milieu, recreatie, verkeer, landschap en cultuurhistorie.

De Dienst Weg- en Waterbouwkunde (DWW) van Rijkswaterstaat (RWS) voert de werkzaamheden van de TAW uit. Hierbij treedt zij op als opdrachtgever, bereidt zij de TAW-producten voor en levert zij de TAW-coördinator. Ook is de DWW, via de helpdesk Waterkeren, beschikbaar voor alle betrokkenen bij de waterschapszorg: waterschappen, provincies en Rijk.

Met vragen omtrent het werk van de TAW kan men zich wenden tot de DWW.

Postbus 5044
2600 GA Delft

telefoon: 015 - 25 18 436

015 - 25 18 450 (helpdesk Waterkeren)

fax: 015 - 25 18 568

internet: <http://www.tawinfo.nl>

e-mail: tawsecr@dww.rws.minvenw.nl

DWW-2003-097

ISBN 90-369-5551-3