

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven



Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Mark Klein Breteler
Alex Capel
Gerard Kruse
Gijsbert Mourik
Dorothea Kaste

1204200-008

Titel

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

Opdrachtgever

Waterdienst van RWS

Project

1204200-008

Kenmerk

1204200-008-HYE-0008

Pagina's

179

Trefwoorden

Reststerkte, erosie door golven, waterkeringen, Deltagootproeven, klei-erosie

Samenvatting

Een van de deelprojecten van het meerjarig onderzoeksprogramma "Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW)" is SBW-reststerkte. In dat kader is in 2010 grootschalig modelonderzoek uitgevoerd in de Deltagoot met een 8,5 m hoge dijk op prototypeschaal, bestaande uit een 80 cm dikke kleilaag op een zandkern (Wolters e.a. 2011). Onder de waterlijn was het talud verdedigd met een steenzetting, op de waterlijn was een berm aanwezig met asfalt op staalslakken, en daarboven gras. In dit onderzoek is de erosie van de kleilaag en de zandkern van de dijk gemeten, nadat schade is opgetreden aan de steenzetting.

Dit rapport beschrijft de analyse van de resultaten van die proeven.

Het doel van het onderzoek is de kwantificering van de erosie van een dijklichaam bestaande uit een kleilaag op een zandkern onder invloed van golven. De erosie van de dijk als functie van de tijd geeft de benodigde informatie om de reststerkte te bepalen.

De complexiteit van het onderwerp maakt het nodig verschillende onderzoeksmethoden in te zetten:

- Theoretische analyse van het proces en voorlopige kwantificering op basis van bestaande kennis over de waterbeweging. Hierbij wordt ook rekening gehouden met het feit dat de erosie steeds verder voortschrijdt, en dus het profiel van de dijk verandert.
- Theoretische analyse van het proces vanuit de invalshoek van de grond.
- Numerieke berekeningen van de waterbeweging op de dijk met ComFlow, gericht op het verkrijgen van inzicht in de verandering van de waterbeweging naarmate de erosie voortschrijdt.
- Numerieke berekeningen van de waterbeweging in de klei met Pluto, gericht op het vaststellen van de belangrijkste eigenschappen die relevant zijn voor erosie.
- Numerieke berekeningen van de erosie van zand met Durosta, waarbij de eroderende dijk vergeleken wordt met duinafslag.
- Analyse van alle relevante grootschalige modelonderzoeken tot nu toe, gericht op het vinden van een empirische relatie voor de erosie als functie van de tijd.

De analyse heeft geleid tot een set praktisch toepasbare formules waarmee de reststerkte van de kleilaag en het dijklichaam kan worden berekend. De formules geven de relatie tussen enerzijds het volume dat als functie van de tijd erodeert en anderzijds de geometrie van de dijk en de golfcondities. Een opmerkelijk resultaat is dat de kwaliteit van de klei of keileem een verwaarloosbare invloed heeft op de erosie, binnen de range van onderzochte keileem en kleisoorten. Waarschijnlijk is het voorkomen van zandinsluitingen en zandlenzen veel belangrijker dan de andere eigenschappen van de klei en was de mate waarin deze voorkomen in de onderzochte klei niet erg verschillend.

Titel

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

Opdrachtgever

Waterdienst van RWS

Project

1204200-008

Kenmerk

1204200-008-HYE-0008

Pagina's

179

Referenties

In het projectplan is het hier gerapporteerde onderzoek genoemd onder het onderwerp "analyse van Deltagootproeven uit 2010".

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	29-9-2011	Mark Klein Breteler		J.W. van der Meer		M.R.A. van Gent	
2	18-5-2012	Mark Klein Breteler		J.W. van der Meer		M.R.A. van Gent	

Status

definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
2 Aanpak van het onderzoek	5
3 Theorie	7
3.1 Reststerkte-componenten	7
3.2 Karakteristieke eigenschappen van klei op dijken onder gezette steen	9
3.3 Theoretische analyse van het erosieproces	11
3.3.1 Waargenomen processen	12
3.3.2 Kwantificering van belasting en erosie	17
3.4 Numerieke analyse van de waterbeweging op de dijk	24
3.5 Numerieke analyse van drukken in de klei	31
3.5.1 Inleiding	31
3.5.2 Resultaten	32
3.5.3 Conclusies	39
3.6 Numerieke berekeningen van erosie van de zandkern met Durosta	40
3.6.1 Durosta	40
3.6.2 Opzet van de berekeningen	41
3.6.3 Invloed van de golfperiode en taludhelling	43
3.6.4 Invloed van de golfhoogte	46
3.6.5 Analyse van de resultaten	47
4 Erosie van klei en zandkern in grootschalig modelonderzoek	49
4.1 Inleiding	49
4.2 Overzicht van beschikbare resultaten van modelonderzoek	51
4.2.1 Deltagootproeven met geroerde kleilaag belast met lange golven	51
4.2.2 Deltagootproeven met kleilaag van twee typen klei	52
4.2.3 Deltagootproeven met keileemlaag	54
4.2.4 Deltagootproeven met volledige dijk met kleilaag en zandkern	55
4.3 Verband tussen erosielengte en erosievolume	57
4.4 Analyse van de trends in de metingen	60
4.4.1 Erosie van kleilaag of keileemlaag	61
4.4.2 Diepte van het flauwe onderwaterterras	67
4.4.3 Erosie zandkern	69
4.5 Resulterende formules	74
4.6 Formules voor probabilistische berekeningen	77
5 Conclusies	79
6 Literatuur	85
 Bijlage(n)	
A Erosie van klei met bodemstructuur	A-1
A.1 Algemeen	A-3
A.2 Klei op dijken en ontgroning bij golfaanval	A-4

A.2.1	Bodemvorming in klei op dijken	A-4
A.2.2	Karakteristieke typen grondopbouw van klei op dijken onder gezette steen	A-5
A.2.3	Ontgronding van klei op dijken	A-6
A.2.4	Klei onder stenen, locatie Oosterlandpolder	A-11
A.2.5	Ontgronding in de resterkteproef	A-13
A.3	Metingen poriewaterdruk in kleilaag tijdens golfaanval	A-16
A.3.1	Algemeen	A-16
A.3.2	Metingen poriewaterdruk	A-17
A.3.3	Gebruikte meetdata voor validatie en analyse	A-18
A.4	Berekening van waterdrukken in het talud	A-20
A.4.1	Algemeen	A-20
A.4.2	Invloed van bodemparameters op de drukgradiënten in de grond	A-23
A.4.3	Invloeden van de opbouw van klei met bodemstructuur op dijken	A-27
A.4.4	Waterdrukgradiënten in klei met bodemstructuur bij golfaanval	A-30
A.5	Eigenschappen van klei in verband met ontgronding	A-31
A.6	Bevindingen	A-32
B	Gemeten en berekende waterdruk op het talud en in de klei	B-1
B.1	Meetreeks Proef P10	B-1
B.1.1	Meetresultaten	B-1
B.1.2	Waterdrukgradiënten	B-1
B.1.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-1
B.2	Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 1D analytische modellering	B-2
B.2.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-2
B.2.2	Waterdrukgradiënten	B-2
B.2.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-2
B.3	Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 2D FEM modellering	B-2
B.3.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-2
B.3.2	Waterdrukgradiënten	B-3
B.3.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-3
B.4	Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 2D FEM modellering	B-3
B.4.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-3
B.4.2	Waterdrukgradiënten	B-3
B.4.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-3
B.5	Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 1	B-4
B.5.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-4
B.5.2	Waterdrukgradiënten	B-4
B.5.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-4
B.6	Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 2	B-4
B.6.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-4
B.6.2	Waterdrukgradiënten	B-5
B.6.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-5
B.7	Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 3	B-5
B.7.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-5
B.7.2	Waterdrukgradiënten	B-5
B.7.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-5
B.8	Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 4	B-6
B.8.1	Gemeten en berekende waterdrukken	B-6
B.8.2	Waterdrukgradiënten	B-6
B.8.3	Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves	B-6

C Resultaten van ComFlow-berekeningen	C-1
C.1 Inleiding	C-3
C.2 Beschrijving ComFlow	C-3
C.3 Invoer ComFlow	C-4
C.3.1 Testsimulaties	C-5
C.3.2 Erosieprofielen	C-6
C.3.3 Golfspectrum	C-8
C.3.4 Overzicht invoerparameters	C-9
C.4 Uitvoer ComFlow	C-10
C.4.1 Uitvoerlocaties	C-10
C.5 Analyse	C-11
C.5.1 Wateroppervlak	C-11
C.5.2 Snelheden	C-12
C.5.3 Debieten	C-13
C.5.4 Drukken	C-13
D Berekening erosieprofiel	D-1
E Numerical calculation of erosion profile	E-1
E.1 Introduction	E-1
E.2 Structure of the model	E-2
E.3 Examples	E-12
E.3.1 Example 1: Dike with large width	E-12
E.3.2 Example 2: Dike with normal width	E-14
E.3.3 Example 3: Dike with normal width and core of clay	E-15
F Gemeten erosieprofielen	F-1

Symbolenlijst

B_{klap}	= breedte van de golfklap (m)
B_t	= terrasbreedte, waarbij het terras en de klif elk geschematiseerd zijn tot een rechte lijn (m)
C_e	= coëfficiënt, die mogelijk afhankelijk is van taludhelling, golfparameters en eigenschappen van de klei (-)
C	= erosiecoëfficiënt;
C_1	= coëfficiënt met betrekking tot erosie door golfklappen, die afhankelijk zou kunnen zijn van de taludhelling, brekerparameter, kleikwaliteit et cetera (-)
C_2	= coëfficiënt met betrekking tot erosie door golfoploop en neerloop, die afhankelijk zou kunnen zijn van de taludhelling, brekerparameter, kleikwaliteit et cetera (-)
C_m	= modelcoëfficiënt (op basis van gemeten waarde gedeeld door berekende waarde met formule) (-)
d_{klap}	= diepte onder de stilwaterlijn waar golfklap neerkomt (m)
d_t	= terrasdiepte; diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van het geërodeerde flauwe onderwaterterras (m)
E_x	= Erosielengte, namelijk de grootste horizontale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel (m)
$E_{\perp}$	= Erosiediepte loodrecht t.o.v. de originele taludhelling (grootste afstand tussen originele profiel en geërodeerd profiel, gemeten haaks op het originele profiel) (m)
E_z	= Erosiehoogte, namelijk de grootste verticale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel (m)
E_H	= Hoogte ten opzichte van SWL van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van de geërodeerde klif (m)
$f(t)$	= dempingsfunctie met betrekking tot de erosie van het terras (-)
g	= versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
$g(V_{e,\text{klap}})$	= dempingsfunctie met betrekking tot erosie door golfklappen (-)
$h(V_{e,\text{oploop}})$	= dempingsfunctie met betrekking tot erosie door golfoploop en neerloop (-)
H_s	= significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)
k_c	= erosiecoëfficiënt
$\min(a; b)$	= kleinste waarde van a en b.
n	= porositeit (-)
N_{klap}	= aantal golfklappen (-)
N	= aantal golven (-)
N	= aantal tijdstippen waarop de rekenresultaten zijn uitgevoerd (-)
P_1, P_2 en P_3	= parameters die afhankelijk kunnen zijn van B_t , H_s , s_{op} , $\tan\alpha$ etc., waarbij P_2 in radialen.
p	= absolute druk (N/m^2)
$p_{\text{max},2\%}$	= maximale druk in een golfklap, die door 2% van golven wordt overschreden (Pa)
Q	= debiet door de verticaal op een bepaald tijdstip per meter dijk ($\text{m}^3/\text{s/m}$)
r_0	= turbulentie-intensiteit
s	= verzadigingsgraad
s_{op}	= $H_s/(gT_p^2/(2\pi))$ = golfsteilheid op basis van piekperiode (-)
t	= belastingduur (uur)
T_p	= golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
u_{rms}	= root-mean-square waarde van u (m/s)

u	= watersnelheid op circa 15 cm boven het eroderende oppervlak op een bepaald tijdstip (m/s)
u_{rms}	= $\sqrt{(\sum(u^2)/N)}$ = root-mean-square van u (m/s)
V_e	= erosievolume per meter dijk (m^3/m)
$[V_{e,klap}]_0$	= gemiddeld geërodeerd volume per golfklap per m dijk, als er nog weinig erosie is (m^3/m)
$[V_{e,oploop}]_0$	= geërodeerd volume per m dijk als gevolg van golfoploop en neerloop, als er nog weinig erosie is (m^3/m)
α	= taludhelling van het originele dijkprofiel ($^\circ$)
α_t	= taludhelling van het geërodeerde flauwe terras ($^\circ$)
α_k	= taludhelling van de geërodeerde klif ($^\circ$)
β'	= compressibiliteit van het grondwater
β_w	= compressibiliteit van zuiver water
ρ	= soortelijke massa van water (kg/m^3)
ξ_{op}	= $\tan\alpha/\sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter op basis van piekperiode en de taludhelling van het oorspronkelijke talud onder de waterlijn in de zone tussen SWL en 1 à 2 maal H_s eronder (-)
ϕ	= stijghoogte (m)
γ_{eff}	= effectief eigen gewicht van de grond (N/m^3)
ν	= Poisson verhouding (-)
σ	= standaarddeviatie
μ	= gemiddelde

1 Inleiding

In het onderzoeksprogramma “Sterkte & Belastingen Waterkeringen” (SBW) worden diverse aspecten van waterkeringen nader onderzocht, met als doel de veiligheidstoetsing te verbeteren. Een van de aspecten betreft de consequenties van (kleine) schade aan dijken als gevolg van de hydraulische belasting tijdens toetscondities: SBW-reststerkte. Afhankelijk van de doorbraakkans na initiële schade is in de toetsing ten aanzien van het betreffende schade-mechanisme een grote of kleine veiligheidsmarge noodzakelijk.

Reststerkte is gedefinieerd als het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Het gaat dan om de grootte van de veerkracht van dijken. De vraag is of schade aan de dijk onherroepelijk tot een dijkdoorbraak leidt, of dat dit nog vele uren/dagen duurt (handelingsperspectief), of dat de kans op een dijkdoorbraak zeer klein is.

Met de reststerkte of de veerkracht van de dijk wordt het waterkerend vermogen bedoeld dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Meestal is het vervolgproces erosie en dan is het de tijdsduur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk. Het initiële mechanisme kan bijvoorbeeld het uitlichten van een steen uit de steenzetting zijn of een doorgaande scheur in het asfalt, etc..

Als er sprake is van een vervolg*mechanisme*, zoals een vervolgafschuiving zonder erosie, dan gaat het om de waarschijnlijkheid dat dit vervolgmechanisme optreedt en leidt tot een doorbraak.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is:

- Consequenties van initiële schade kwantificeerbaar maken, zodat toetscriteria voor initiële mechanismen verantwoord scherper kunnen worden gesteld.
- Bij dijken met relatief groot volume, lage golfbelasting en/of kleikern, de reststerkte mee kunnen wegen bij het toetsen (aansluitend op de deterministische dijkvak methode zoals in VTV2006).
- Reststerkte kwantificeren als onderdeel van Toetsen Nieuwe Stijl (TOI)
- Bijdrage leveren aan de discussie over de veiligheidsfilosofie bij de nieuwe normen

Het onderzoek richt zich op de volgende initiële mechanismen:

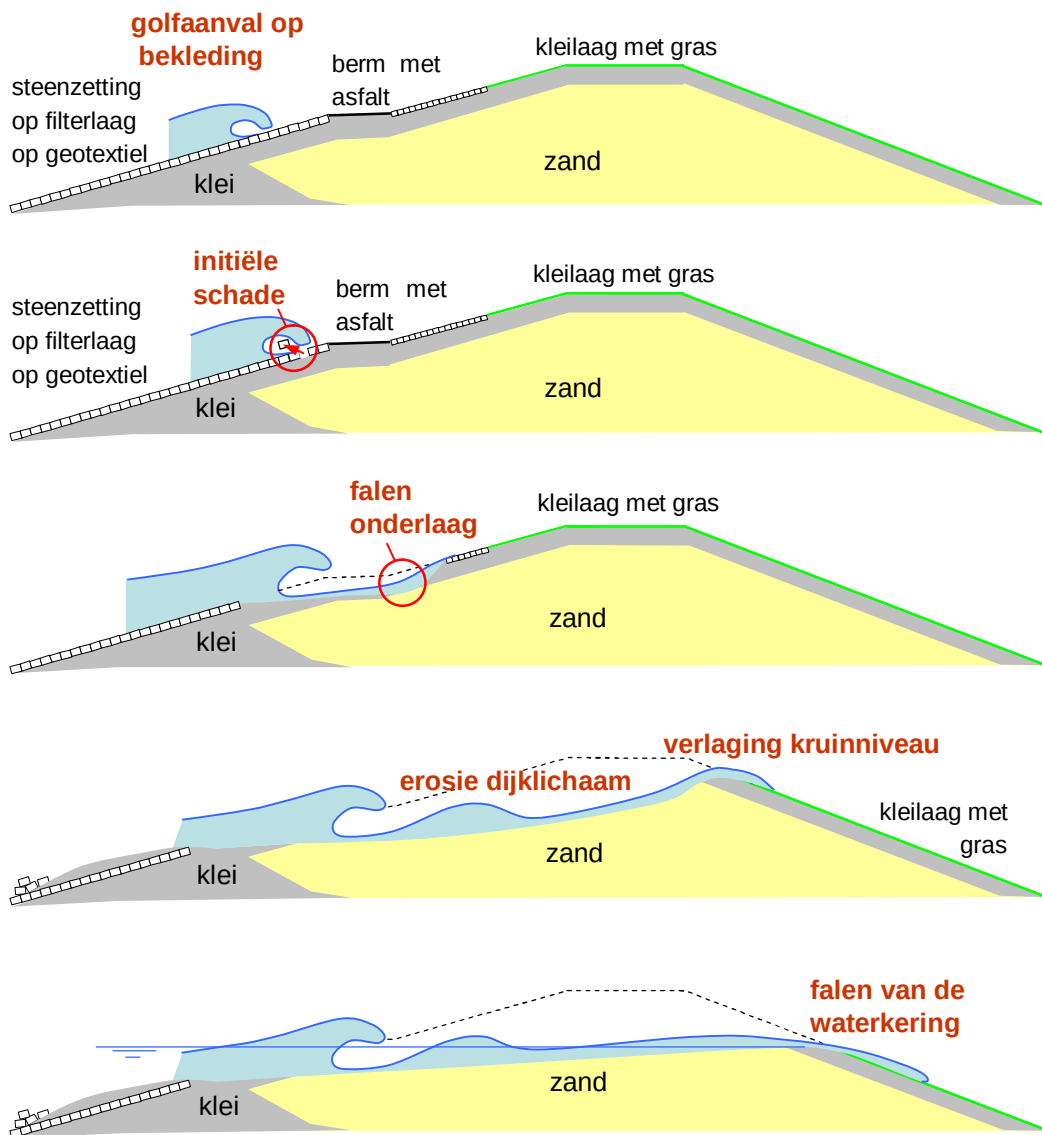
- Erosie van het buitentalud door golfaanval of stroming
- Macro instabiliteit binnenwaarts
- Macro instabiliteit buitenwaarts
- Micro instabiliteit
- Piping
- Erosie binnentalud door golfoverslag
- Afschuiving binnentalud door infiltratie door golfoverslag
- Combinaties van mechanismen (zoals eerst erosie van het buitentalud, vervolgens verzadiging van de dijk kern met water en daarna macro-instabiliteit binnenwaarts)

De volgende mechanismen worden echter niet onderzocht:

- Zettingsvloeiingen
- shearing

In plaats van ‘reststerkte’ kan ook gesproken worden over ‘veerkracht’.

Het onderzoek naar de reststerkte van dijken richt zich enerzijds op het vergaren van kennis over de fysische processen die optreden nadat schade aan de dijk is opgetreden. Anderzijds wordt er een veiligheidsfilosofie opgesteld die het op termijn mogelijk zou kunnen maken op verantwoorde wijze de reststerkte op te nemen in een toetsmethode. Het huidige rapport betreft de erosie van zand en klei nadat de steenzetting op de dijk bezwiken is door golfaanval, zie Figuur 1.1. De initiële schade betreft derhalve de schade aan de steenzetting (het falen van de steenzetting).



Figuur 1.1 Erosie na initiële schade door golfbelasting op buitentalud tot het falen van de waterkering

Voor een overzicht van de beschikbare kennis over reststerkte tot begin 2010 kan verwezen worden naar het rapport van de inventarisatiestudie (Klein Breteler e.a. 2010). Daar is vastgesteld dat er verschil is tussen klei onder gras en klei onder een steenzetting. Onder gras zijn afhankelijk van de diepte meer of minder wortels aanwezig en is er meer of minder cementatie van de grond, terwijl beide niet aanwezig zijn onder een steenzetting. Verder is de structuurvorming onder een steenzetting minder dan onder gras (vorming van scheuren/spleten), mede door het verschil in waterhuishouding (zie ook paragraaf 3.2).

Het doel van het huidige deelproject binnen SBW-reststerkte is het verkrijgen van formules voor het kwantificeren van het erosieproces na schade aan een steenzetting. Voor dit onderzoek is de belangrijkste bron van informatie het in 2010 uitgevoerde onderzoek in de Deltagoot, waarbij een dijk op prototypeschaal is beproefd (Wolters e.a. 2011). Onder de waterlijn was de dijk bekleed met een steenzetting met dunne uitvullaag en geotextiel op een 80 cm dikke kleilaag (talud 1:3,5). Op de waterlijn was een 3,6 m brede berm aanwezig, die deels bekleed was met 7 cm dik asfalt op een laag fosforslakken (bermhelling 1:20). Boven de berm was de dijk bekleed met 80 cm klei met gras (buitentalud 1:3,0; kruinbreedte 1,8 m; binnentalud 1:2,5).

Doordat gebruik is gemaakt van ongeroerde klei uit een primaire waterkering in Zeeland (onder de steenzetting) en een primaire waterkering uit Friesland (klei met gras), is de tijdens de proef gemeten erosie natuurgetrouw.

In hoofdstuk 2 is de aanpak van het onderzoek verder uitgewerkt, waarin beschreven staat dat ook oude resultaten van grootschalig modelonderzoek zijn gebruikt. In hoofdstuk 3 is het proces vanuit de theorie beschreven en is een voorlopige kwantificering nagestreefd. Hiervoor is ook gebruikgemaakt van het rekenmodel Durosta, dat ontwikkeld is voor duinafslag.

In hoofdstuk 4 zijn de beschikbare empirische gegevens geanalyseerd, waarna in hoofdstuk 5 de conclusies zijn gepresenteerd.

2 Aanpak van het onderzoek

Het doel van het onderzoek is de kwantificering van de erosie van een dijklichaam bestaande uit een kleilaag op een zandkern onder invloed van golven. De erosie van de dijk als functie van de tijd geeft de benodigde informatie om de reststerkte te bepalen. In het huidige onderzoek wordt het hele erosieproces beschouwd na het wegspoelen van de steenzetting, het filter en het geotextiel, namelijk de erosie van de kleilaag en de erosie van de zandkern.

Dit betreft een gecompliceerd proces door het samengaan van een gecompliceerde waterbeweging van brekende golven en de erosie van een gecompliceerd materiaal zoals klei, in combinatie met zand. Doordat deze materialen niet goed op schaal te onderzoeken zijn en gegevens uit het prototype schaars en slecht gedocumenteerd zijn, is grootschalig modelonderzoek nodig voor het verkrijgen van empirische gegevens. Maar omdat deze grootschalige proeven erg duur zijn, zal de hoeveelheid empirisch materiaal altijd vrij beperkt zijn. Het proces is ook destoe gecompliceerder als de steenzetting slechts lokaal is bezweken en er ook driedimensionale effecten spelen.

Daarom wordt voor dit onderzoek ook gebruik gemaakt van een analyse van de processen vanuit de theorie en er wordt gebruik gemaakt van numerieke middelen. Steeds kan er daarbij voor gekozen worden de problematiek voornamelijk vanuit de invalshoek van de waterbeweging te beschouwen, of juist vanuit de invalshoek van het gedrag en de eigenschappen van grond.

Vooralsnog zijn de 3D-effecten nog niet beschouwd. Mede door de opzet van het onderzoek (weggraven van klei-afzetting op de teen na erosie van de klei tijdens de proeven) geeft dit een conservatieve benadering.

Dit maakt dat het onderzoek is opgezet in een aantal onderdelen, die in deze rapportage samenkomen. Deze onderdelen zijn:

- Theoretische analyse van het proces en voorlopige kwantificering op basis van bestaande kennis over de waterbeweging. Hierbij wordt ook rekening gehouden met het feit dat de erosie steeds verder voortschrijdt en dus het profiel van de dijk verandert.
- Theoretische analyse van het proces vanuit de invalshoek van de grond.
- Numerieke berekeningen van de waterbeweging op de dijk met ComFlow, gericht op het verkrijgen van inzicht in de verandering van de waterbeweging naarmate de erosie voortschrijdt.
- Numerieke berekeningen van de waterbeweging in de klei met Pluto, gericht op het vaststellen van de belangrijkste eigenschappen die relevant zijn voor erosie.
- Numerieke berekeningen van de erosie van zand met Durosta, waarbij de eroderende dijk vergeleken wordt met duinafslag.
- Analyse van alle relevante grootschalige modelonderzoeken tot nu toe, gericht op het vinden van een empirische relatie voor de erosie als functie van de tijd.

Een samenvatting van al deze analyses is gegeven in het volgende hoofdstuk, behalve de laatste. De analyse van grootschalige modelonderzoeken is opgenomen in hoofdstuk 4, waarbij ook weer gebruikgemaakt is van de resultaten uit hoofdstuk 3.

Details omtrent de grondmechanische aspecten en de numerieke berekeningen met Pluto zijn gegeven in bijlage A en B, terwijl analyse van de ComFlow-berekeningen zijn te vinden in bijlage C.

3 Theorie

In dit hoofdstuk wordt een beeld geschetst van de reststerkte van een dijk met een kleilaag en zandkern op basis van kennis uit aanverwante disciplines, fysisch inzicht en engineering judgement. Hiermee wordt stap voor stap een raamwerk opgebouwd voor het berekenen van de reststerkte, dat in hoofdstuk 4 nader kwantitatief wordt uitgewerkt.

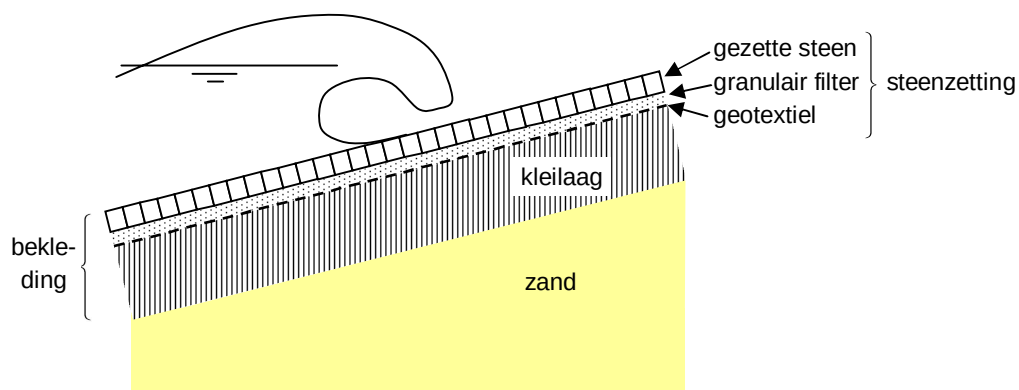
Per paragraaf wordt een bepaald aspect van de problematiek belicht. Dit begint in paragraaf 3.1 met het opdelen van de reststerkte in componenten, waarna in paragraaf 3.2 de belangrijkste eigenschappen van klei benoemd worden. Voortbordurend hierop wordt in paragraaf 3.3 het erosieproces beschreven, waar blijkt dat het mogelijk is een hypothese te formuleren voor een formule waarmee de reststerkte kan worden berekend.

Paragraaf 3.4 en 3.5 vormen een zijspoor in dit hoofdstuk, want hier worden twee specifieke aspecten van het erosieproces nader belicht, die nodig zijn om later tot een onderbouwde kwantificering te komen. In paragraaf 3.4 betreft dit de waterbeweging in het erosiegat tijdens brekende golven, en in paragraaf 3.5 gaat het over de drukvoortplanting in kleischeuren die bepalend is voor het uitbreken van stukken klei tijdens de golfaanval.

Tenslotte gaat paragraaf 3.6 over het laatste deel van het erosieproces: de erosie van de zandkern. Er is veel bekend over het eroderen van zand als gevolg van golven, want dit is ten behoeve van het kwantificeren van duinafslag al uitvoerig onderzocht. De kennis uit die discipline is hier gebruikt voor het opstellen van een voorlopige formule waarmee de erosie als functie van de tijd kan worden voorspeld.

3.1 Reststerkte-componenten

De opbouw van Nederlandse dijken is niet overal hetzelfde. Voor de meeste dijken geldt dat de toplaag die weerstand biedt aan de golfbelasting bestaat uit een steenzetting, asphalt en/of gras. In het huidige onderzoek beperken we ons tot dijken die in de golfaanvalzone bekleed zijn met een steenzetting. Het gaat in deze rapportage uitsluitend om erosie van de kleilaag en het zand nadat de steenzetting is bezweken. De globale opbouw van zo'n dijk is gegeven in Figuur 3.1.



Figuur 3.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijkbekleding met toplaag van gezette steen

Ter hoogte van het toetspeil is vaak sprake van een berm in het talud en daarboven wordt de dijk tegen de erosie beschermd door een grasmat op klei (zie Figuur 1.1).

Maar niet alle dijken die bekleed zijn met een steenzetting hebben zo'n opbouw. In oude dijken zijn op de plaats van het geotextiel bijvoorbeeld vlijlagen toegepast. Verder is er niet altijd een kleilaag en is er niet altijd een granulair filter (uitvullaag). Het kan echter ook zijn dat er niet 1 maar 2 granulaire lagen zijn toegepast. Of de kern bestaat niet uit zand maar ook uit klei.

Zo is er een veelheid aan verschillende dijken mogelijk, hoewel ze van buiten er ongeveer hetzelfde uitzien.

Om toch voor al deze verschillende dijken de reststerkte zo goed mogelijk te kwantificeren, wordt de dijk ten aanzien van reststerkte opgedeeld in een aantal componenten. Na de initiële schade worden de componenten een voor een aangesproken en zullen na verloop van tijd door de golven worden weggespoeld, beschadigd of weggeërodeerd. Voorbeelden van deze componenten zijn:

- Reststerkte van de toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van de filterlaag onder een toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van een geotextiel onder golfaanval
- Reststerkte van de kleilaag of kleikern
- Reststerkte van de dijk kern van zand

Deze reststerktecomponenten vormen de bouwstenen waarmee de reststerkte van concrete dijken kan worden bepaald. In het onderzoek van SBW-reststerkte is de aandacht gericht op deze afzonderlijke componenten en de interactie tussen de verschillende componenten (voorzover die aanwezig zou kunnen zijn).

Door gebruik te maken van reststerktecomponenten in de kwantificering van reststerkte is het mogelijk om de reststerkte van een breed scala aan dijken te beoordelen. In het onderzoek wordt de aandacht gericht op de meest voorkomende. Zeldzame combinaties, zoals een steenzetting op asfalt of asfalt op een steenzetting, blijven voorlopig buiten beschouwing.

Nadat een steenzetting door de golfbelasting is bezwaken, start een erosieproces waarbij eerst de toplaag van gezette steen steeds verder door de golven wordt weggespoeld, in combinatie met erosie van het granulaire filter. Vervolgens zal het geotextiel bezwijken en start de erosie van de klei. Zodra de klei-erosie gevorderd is tot op het zand, zal de zandkern van de dijk eroderen. Bij elke stap in het proces duurt het even voordat de betreffende component bezwaken is. Deze tijd wordt de *standduur* van de component genoemd. Het wordt ook wel aangeduid als de reststerkte van de betreffende component.

De standduur van alle componenten tezamen geeft de standduur van de gehele dijk. Door te werken met het begrip standduur, wordt het mogelijk ook de duur tot het optreden van het initiële mechanismen mee te tellen. Ook die draagt bij aan de totale duur die de dijk weerstand kan bieden tegen het water tijdens extreme omstandigheden. Deze filosofie is verder uitgewerkt door 't Hart (2011).

In de huidige rapportage gaat het slechts om de standduur van een kleilaag en de zandkern.

In onderstaande paragrafen wordt vanuit een theoretische beschouwing over de te verwachte processen gewerkt naar een formule die op hoofdlijnen de grootte van de erosie als functie van de tijd kwantificeert. Uiteraard wordt dit een eerste schot voor de boeg, die in hoofdstuk 4 verder verbeterd gaat worden op basis van experimentele gegevens.

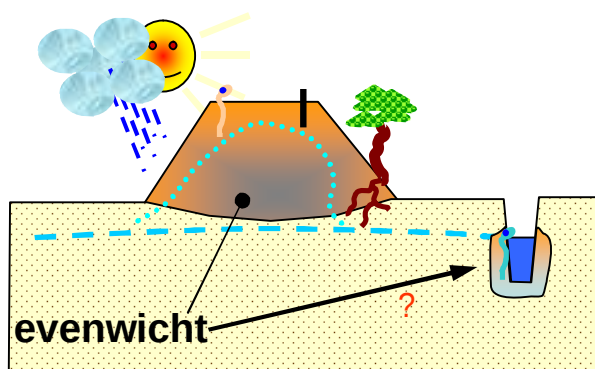
3.2 Karakteristieke eigenschappen van klei op dijken onder gezette steen

Een van de belangrijke componenten van de reststerkte is de reststerkte van de kleilaag of kleikern. In deze paragraaf zijn de belangrijkste eigenschappen van klei benoemd, die relevant zijn voor de reststerkte van klei.

Na het aanbrengen en verdichten van klei (cohesieve grond) treden er diverse veranderingen op in het materiaal. Deze veranderingen zijn voor een belangrijk deel afhankelijk van de plaats van de grond in een constructie. Daarbij speelt de afstand tot het maaiveld (constructie-oppervlak) en de afstand tot de freatische lijn een rol (TAW 1996).

Deze veranderingen hebben effect op onder andere de volumieke massa, doorlatendheid, stijfheid en de sterkte van de klei. De veranderingen van de grond na aanbrengen zijn zowel chemisch, mineralogisch als fysisch-chemisch en hebben effect op de korrelschaal en op de schaal van zogenaamde bodemaggregaten (kleibrokken). Met de bodemaggregaten worden de natuurlijk gevormde brokken grond bedoeld met afmetingen van millimeters tot decimeters, die in grond ontstaan onder invloed van weer en wind.

Door wisselingen van weer en seizoenen en de daarmee gepaard gaande veranderingen van relatieve luchtvochtigheid en grondwaterstanden gaat cohesieve grond (klei) zwellen en krimpen. Er ontstaat daardoor een bodemstructuur, die aanvankelijk wordt bepaald door scheuren en spleten die ontstaan door het kapot-drukken en -trekken van de grond. Verschijnselen als bevriezing en dooi in de bovenste ongeveer 0,3 m onder het maaiveld of steenzetting-oppervlak spelen daarbij een grote rol. In onverzadigde grond komt na verloop van enige tijd na aanleg actief bodemleven in de grond. Vochtigheid, bodemluchtsamenstelling en de temperatuur zijn daar gedurende grote delen van het jaar en van de dag gunstig voor bodemleven. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Schematisch overzicht van omgevingsinvloeden op een grondlichaam (zoals: weer, flora en fauna, grondwater). Aangegeven is waar de externe invloeden zulke geringe veranderingen veroorzaken dat er sprake is van een evenwicht, namelijk op ruime afstand van het dijkoppervlak of onder de freatische lijn. Het watergehalte in de evenwichtszone hangt af van de aard van de grond

In Nederland wordt door al deze activiteit de buitenste ongeveer 1,5 m van een grondlichaam van cohesieve grond op den duur (5 - 20 jaar) aangetast. Dieper dan deze ongeveer 1,5 m t.o.v. het maaiveld is de invloed zeer traag en heerst een bepaald evenwicht in de waterspanning en daarmee van specifiek volume van de grond. De bovenlaag van ongeveer 0,3 m, al dan niet met graszode, bestaat uit een rulle toplaag van ongeveer 0,1 m dikte. Deze laag wordt 'rul' genoemd omdat de grond uit losse brokjes bestaat die veel ruimte hebben

voor beweging. De bodemaggregaten onderling hebben nagenoeg geen samenhang, behalve in graszoden waar (haar-) wortels van de begroeiing de kluitjes bijeen houden. Met name in het groeiseizoen van gras kunnen de in water oplosbare uitscheidingen (extracellulair) van wortels en symbiontische schimmels en bacteria bijdragen aan enige cohesie. Als de grond vochtig of nat is kan een schijnbare cohesie bestaan in deze laag door capillaire werking en, in natte toestand, door onderdruk (invloed van de onverzadigde ondergrond op de poriewaterdruk).

Onder de rulle laag is er een tweede deel van de bovenlaag met dikte van 0,1 – 0,3 m, bestaande uit een weinig dicht gepakte stapeling brokjes grond.

De bovenlaag gaat beneden ongeveer 0.2 – 0.3 m beneden maaiveld over in een laag met een stapeling van aaneengesloten brokken met afmetingen van 0,03 - 0,1 m tot een diepte van ongeveer 1 m onder het maaiveld (1 m –mv). Zo'n representatief profiel ontstaat in een periode van 3 tot 5 jaar op een dijk in Nederland, en dieper na verloop van meer tijd en afhankelijk van de grondwaterstand.

Deze opbouw van de bodemstructuur is in algemene termen ook onder gezette steen (toplaag van gezette steen met dikte van 20-30 cm direct op klei) in Zeeland aangetroffen in kleibekledingen op een zandondergrond (Grondmechanica Delft 1995A). Onder gezette steen is de toplaag echter niet rul, maar bestaat uit hoekige brokjes van 5 tot 30 mm. Plaatselijk is de gezette steen aanwezig op een ondergrond van voorheen grasland en heeft dan een sterk afwijkende en vaak zeer open structuur (Grondmechanica Delft 1995A). In de thans lopende renovatie van steenzettingen in Zeeland worden de oude bekledingen vervangen door veel dikkere nieuwe bekledingen. Bovendien worden de blokken niet meer direct op klei gezet, maar altijd met 5 à 15 cm steenslag en een geotextiel ertussen. Daardoor zal de toplaag van nieuw aangebrachte klei onder dergelijke steenzettingen een wat grovere structuur krijgen.

De genoemde structuur blijft ook bestaan als de grond nat wordt, en gaat pas verloren als de grond verkneeld wordt.

De belangrijkste typen grondopbouw van een kleibekleding in een dijktaalud onder gezette steen kan als volgt worden samengevat:

- Een recent met bulldozer aangelegd en verdicht talud:
De bulldozer zal in het algemeen in staat zijn om tot 0,2 m diepte de grond goed te verdichten, als de grond met een geschikt watergehalte wordt verwerkt. Als de grond in slagen is verdicht, zal er per slag slechts een laag van 20 cm goed verdicht zijn, met daaronder een weinig verdichte laag. Bij de gebruikelijke slagdikte van 0.4 m blijft daarom 0,2 m weinig verdicht, hetgeen resulteert in een pakket dat voor ongeveer de helft verdicht is.
- Een meer dan 3 jaar oud talud bij en beneden het gemiddeld hoogwaterniveau in een getijdengebied:
opbouw van boven naar beneden:
 - Een laag met een doorgraven en soms fijne structuur tot 0,2 m diepte;
 - Een weinig verdichte of matig verdichte laag met een massieve structuur.
- Een meer dan 3 jaar oud talud op meer dan ongeveer 1 m boven gemiddeld hoogwaterniveau in het getijdengebied op een zandkern of zandaanvulling, van boven naar beneden:
 - Een laag met een fijne structuur (kleine bodemaggregaten, smalle scheuren/spleten) tot 0,2 m diepte, soms doorgraven en plaatselijk doorworteld;

- Een laag met een open grove structuur (grote bodemaggregaten, grotere scheuren/spleten) tot 0,5 m diepte;
- Een laag met een dichte grove structuur (grote bodemaggregaten, smalle scheuren/spleten) tot ongeveer 0,1 m boven de zand-ondergrond;
- Een laag met een open structuur op het contact met de zand-ondergrond.
- Kleilaag die te nat is aangebracht is na enige jaren, van boven naar beneden, als volgt opgebouwd:
 - Een laag met een fijne open structuur tot 0,3 m diepte al dan niet onder een zodelaag;
 - Een laag met een zeer grove zeer open structuur met vaak verticale spleten veel wijder dan 2 mm tot 1,5 m diepte of tot de ondergrond van de aangebrachte laag.

Bij bovenstaande beschrijving van de structuur gaat het om de opbouw van de bodemaggregaten en de spleten/scheuren ertussen. De bodemaggregaten zelf zijn stevig en weinig waterdoorlatend. Het geheel van bodemaggregaten en spleten/scheuren heeft echter een doorlatendheid die vergelijkbaar kan zijn met zand.

Opgemerkt wordt dat de mate van ontwikkeling van de structuur afhangt van de grondsoort. In stevige klei is de structuur meest sterk ontwikkeld en goed herkenbaar. In schrale klei kan de structuur weinig tot matig ontwikkeld (en herkenbaar) zijn.

Voor het huidige onderzoek gaat het vooral om de reststerkte rond het toetspeil, dat doorgaans meer dan 1 m boven gemiddeld hoogwater ligt. Meestal zal juist bij het optreden van een waterstand in de buurt van het toetspeil de maximale belasting optreden en is er dus de grootste kans op schade aan de steenzetting. Verder wordt de aandacht vooral gericht op klei die al meer dan drie jaar in de dijk zit. Deze omstandigheden zijn het ongunstigste voor de klei, waardoor deze aanname leidt tot een conservatief resultaat. Als de klei in de tijzone zit, of jonger is dan drie jaar, zal de reststerkte groter zijn.

Voor de recent uitgevoerde reststerkteproeven (Wolters e.a. 2011, zie paragraaf 4.2.4) is klei gebruikt van de Oosterlandpolderdijk. Deze klei is boven hoogwater op het buitentalud van de dijk (onder een vrij dunne steenzetting) gewonnen en heeft een open structuur in de bovenste decimeters. Deze bovenlaag is gescheiden van een laag met een dichtere pakking door een horizontaal gelegen dunne zandlaag of zandige laag op enige decimeters diepte. Dergelijke zandige insluitingen komen zeer veel voor in dijktaluds, maar worden in de theoretische beschouwingen eerst niet meegenomen. Het komt alleen terug in de keuze voor een eenvoudige laagopbouw voor bepaalde berekeningen in paragraaf 3.5, waarin de dikte van de bovenlaag 0,5 m is gekozen.

3.3 Theoretische analyse van het erosieproces

Het erosieproces van een dijk tijdens golfaanval wordt gedomineerd door enerzijds de waterbeweging en anderzijds de eigenschappen van de klei en het zand in de dijk. Na de omschrijving van de belangrijkste eigenschappen van klei in de vorige paragraaf, wordt in deze paragraaf eerst het proces belicht vanuit de waterbeweging en daarna wordt nader ingegaan op de interactie met de klei. Dit leidt uiteindelijk tot een aanzet tot de kwantificering van de erosiesnelheid tijdens golfaanval.

3.3.1 Waargenomen processen

De erosie van een talud door golfaanval, nadat de bekleding over een groot oppervlak is weggespoeld, kan beschouwd worden vanuit het oogpunt van de golfbelasting en vanuit de eigenschappen van de grond in de dijk. In deze paragraaf wordt de problematiek eerst belicht vanuit de waterbeweging.

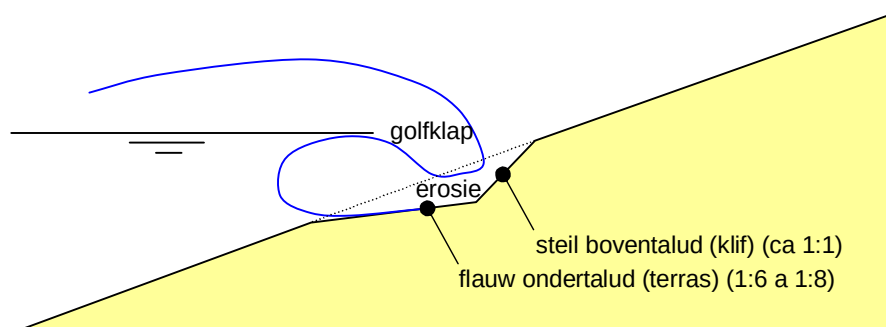
De erosie van de klei door golfaanval zal in eerste instantie vooral gedomineerd worden door de golfklappen op het talud. Deze golfklappen belasten het taludoppervlak voornamelijk iets onder de waterlijn, globaal tussen $SWL-H_s$ en $SWL-H_s/2$. Bij elke grote golfklap ontstaat er tijdelijk een hoge druk op het talud en een hoog turbulente stroming met grote stroomsnelheid. De combinatie hiervan blijkt belangrijk te zijn in het erosieproces. Mogelijk zorgt de hoge druk ervoor dat stukken grond losgewerkt worden, waarna de hoge stroomsnelheden het materiaal afvoeren.

Door herhaalde golfklappen zal net onder de waterlijn een steeds groter gat in het taludoppervlak komen. Uit de waarnemingen blijkt dat dit gat al snel de vorm aanneemt van iets dat in het dwarsprofiel lijkt op een driehoek bestaande uit een flauw ondertalud (het terras) en een steil boventalud (de klif), zoals schematisch geschetst is in Figuur 3.3.

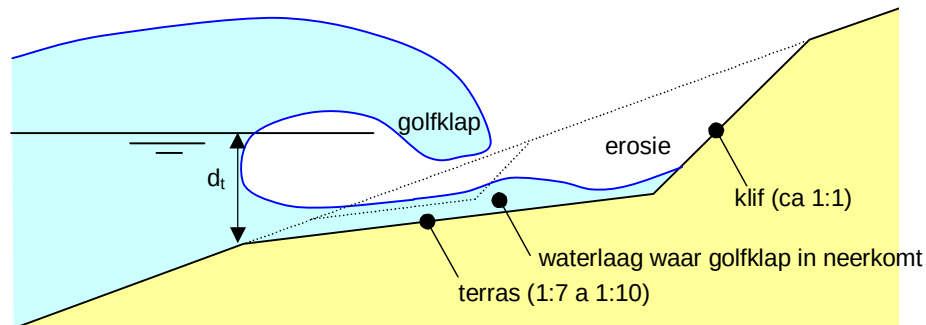
Naarmate de belasting voortduurt, gaat het niveau van het flauwe ondertalud (terras) geleidelijk aan naar beneden, maar de snelheid waarmee dit naar beneden gaat neemt steeds verder af. Deze afnemende snelheid hangt samen met het feit dat de golfklappen vooral vlak onder de waterlijn een grote kracht hebben, maar niet erg diep onder de waterlijn reiken. Als de erosie zo groot geworden is dat het terras niet meer ongeveer droog komt te staan tijdens een golfneerloop, zal de golfklap in een waterlaag terechtkomen (zie Figuur 3.4). Hoe dikker deze waterlaag hoe meer de kracht van de klap zal worden gedempt, waardoor de erosiesnelheid afneemt.

De meest in het oog lopende erosie is die van het steile boventalud, klif genaamd. Dit boventalud erodeert, waardoor het steeds verder terugschrijdt in de dijk. Dit aspect van de erosie leidt tot een veel groter volumeverlies van de dijk dan de erosie van het flauwe terras, en zal uiteindelijk tot dijkdoorbraak leiden.

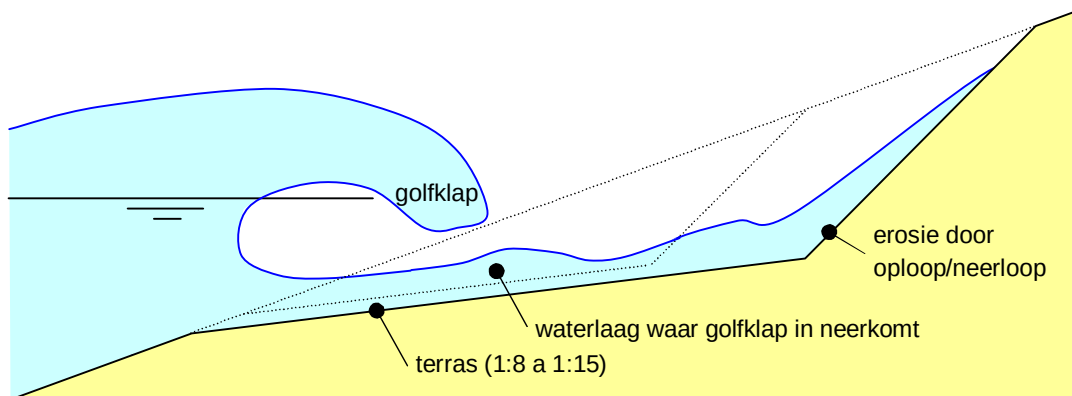
Aanvankelijk zal de erosie voor een belangrijk deel veroorzaakt worden door golfklappen. Naarmate de erosie vordert, zullen de golfklappen steeds meer moeite hebben om de klif te bereiken. Dit is een gevolg van het feit dat de golven al breken als ze boven het begin van het terras komen. Hoe verder de klif naar achteren is gegaan, des te minder zal de golfklap bijdragen aan de erosie.



Figuur 3.3 Schematische vorm van begin van de erosie onder de waterlijn



Figuur 3.4 Schematische vorm van wat verder gevorderde erosie, als de golfklap in een waterlaag neerkomt



Figuur 3.5 Schematische vorm van ver gevorderde erosie, als de golfklap in een waterlaag neerkomt en niet in staat is de klif te bereiken, terwijl erosie van de klif alleen nog door golfop- en neerloop plaatsvindt.

Naast de golfklap is er echter ook nog de waterbeweging die samenhangt met de golfoploop. De golfoploop gaat nog tot ver boven de waterlijn door en is dus wel in staat om de klif te bereiken, ook al is het al ver teruggeschreden (zie Figuur 3.5). De erosiesnelheid als gevolg van de golfoploop is minder dan die van golfklappen. Bovendien zal de erosiesnelheid door golfoploop afnemen naarmate de klif verder is teruggeschreden. Deze afname gaat echter minder snel dan die van de golfklappen.

Als de erosie wat gevorderd is, wordt de klif bijzonder steil. Doordat de erosie plaatsvindt aan de voet van de klif, wordt de helling steeds steiler, totdat er weer een hoeveelheid grond van de bovenzijde van de klif afvalt. Zo wordt de helling steeds iets steiler dan circa 1:1, om dan vervolgens weer ongeveer 1:1 te worden. Vergelijkbare steile hellingen in grond zijn te vinden langs eroderende kusten, zie bijvoorbeeld Figuur 3.6. Zodra de grond naar beneden gestort is, wordt het door de waterbeweging afgevoerd.



Figuur 3.6 Voorbeeld van steil boventalud (klif) van eroderende kust (Polen).

In bovenstaande beschrijving is het erosieproces volledig beschreven vanuit de waterbeweging. Kijken we naar het materiaal waar de dijk uit is opgebouwd, dan zijn er ook verschillende processen te onderscheiden.

De erosie van klei verloopt vrij traag, maar in het geval van een kern van zand, zal op een gegeven moment de klei doorbreken en het zand bloot komen te liggen. Dat zal een aanzienlijke versnelling van het erosieproces teweegbrengen.

In het vervolg van deze paragraaf wordt de erosie van de kleilaag beschouwd.

Ontgronding kan onderscheiden worden naar de aard van het verwijderen van grond en gronddeeltjes. Onderscheiden kunnen worden:

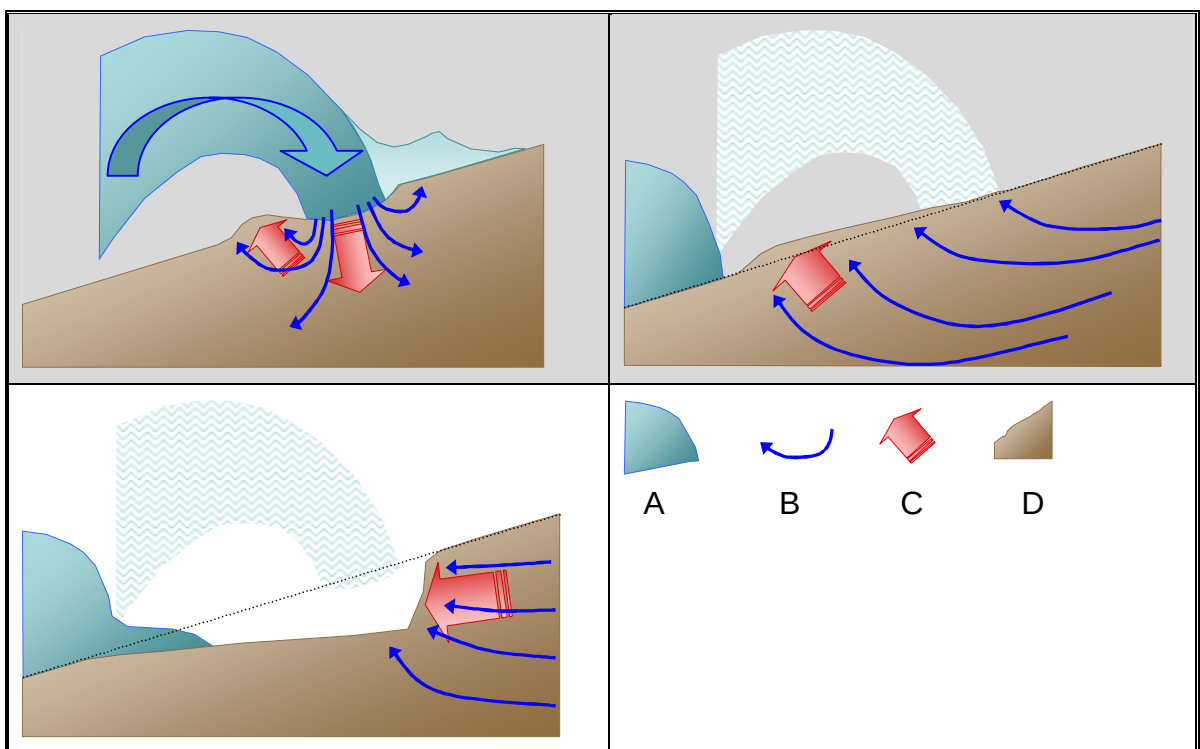
- Slijtende erosie: hierbij verdwijnen kleine gronddeeltjes van een vrij oppervlak en worden individueel of in groepjes in de waterbeweging opgenomen;
- Brokerosie: hierbij worden hele brokken grond, bijvoorbeeld bodemstructuurelementen (bodemaggregaten), van een oppervlak losgemaakt door opwaartse krachten zoals door opwaartse stroming;
- Lokaal stabiliteitsverlies, hierbij wordt een massa grond weggedrukt of stort af onder invloed van heersende waterdrukgradiënten en zwaartekracht.

Waar de harde bekleding ontbreekt of ernstig beschadigd is, wordt de zeer losgepakte oppervlaktelaag van 0,1 m dikte en vervolgens de losgepakte laag van 0,2 – 0,3 m dikte door relatief geringe belasting, stroming of golfwerking verwijderd. Dit leidt aanvankelijk (afhankelijk van de belasting) tot een gat van één tot een paar decimeter diepte. Omdat de laag losse brokjes gemakkelijk door golven of overslag wordt verwijderd, breidt het gat zich snel uit over de belaste zone, maar wordt niet direct veel dieper. De snelheid hiervan is afhankelijk van de aard van de grond en de grootte van de belasting. Deze schade ontstaat in schrale klei eerder dan in stevige kleigrond. Afhankelijk van de grond onder de losse brokjeslaag en de mate van belasting kan de schade dieper graven. Om de schade aan de dijk uit te breiden, tot in de dieper gelegen zone met aaneen gepakte brokken, zijn voor stevige klei golven nodig die hoger zijn dan ongeveer 0,75 m. De snelheid van uitbreiden van de schade aan de dijk is in deze zone veel lager dan voor de brokjeslaag. Dieper in de grond

wordt de bodemstructuur grover en dichter gepakt en kunnen alleen zeer hoge golven ($> 1,5$ à $2,5$ m) de schade doen uitbreiden in stevige kleigrond, hetgeen blijkens waarnemingen aan schade aan klei op dijken slechts langzaam verloopt.

In een homogene laag ontstaat door de werking van golven een zogenaamd erosieterras (flauw onderwatertalud, zie Figuur 3.7), bestaande uit een basis met een geringe helling, en een relatief steile achterwand, de klif.

Zoals eerder in deze paragraaf is uitgelegd, heeft het erosieterras invloed op de grootte van de belasting. Vooral de breedte en diepte ervan zijn belangrijke parameters.



Figuur 3.7 Schematische weergave voor een dijktaald van het effect van golfklappen (linksboven) en het terugtrekken van de golf op een nog niet aangetast talud (rechtsboven) en als er schade is ontstaan (linksonder). Er ontstaat na aanvankelijke beschadiging een steile klif die achteruit schrijdt door de instabiliteit ervan, mede door de druk van het water in het talud die de sterkte vermindert door het effect ervan op de effectieve spanning en die de richting van de belasting een uitwaartse component geeft (Kruse 2000). A = Golf; B = Waterbeweging door de grond; C = Bewegingsrichting van de grond; D = grond en grondoppervlak

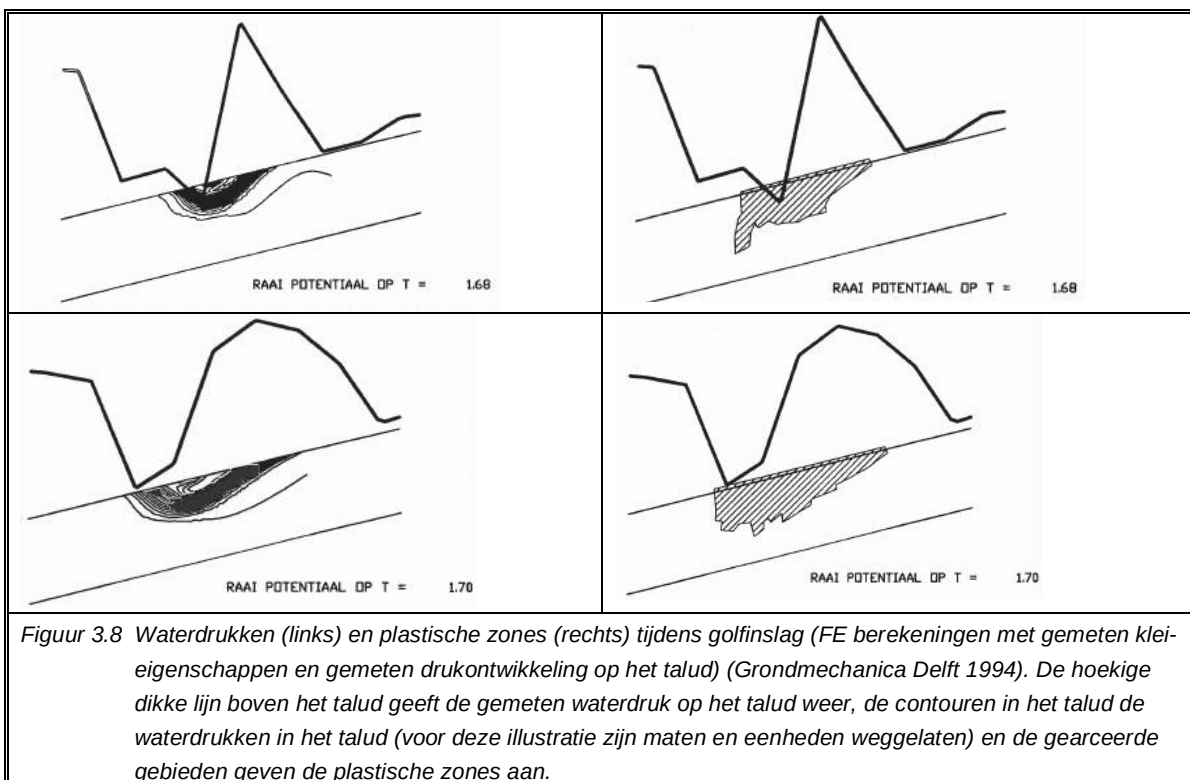
In Grondmechanica Delft (1991) wordt voor ontgronding door golfwerking op een talud het onderscheid gemaakt tussen de slijtende oppervlaktewerking van bewegend water en de gevolgen van drukopbouw in cohesieve grond (klei) (zie ook Grondmechanica Delft, 1994). Het op het talud vallen van de brekende golf, de golfklap, veroorzaakt een puls van waterdruk in het talud en oefent een directe kracht uit op het talud. De waterdruppel verlaagt de effectieve spanning in de grond, waarvan de toplaag tenminste gedurende korte tijd in geïnduseerde toestand verkeert. Bovendien wordt de grond in en rond de inslagzone bij grotere golfklappen plastisch (eventuele deformatie is dan irreversibel) (zie Figuur 3.7).

De bestendigheid van cohesieve grond (klei) tegen ontgronding hangt af van:

- de binding tussen gronddeeltjes, kluitjes en kluiten

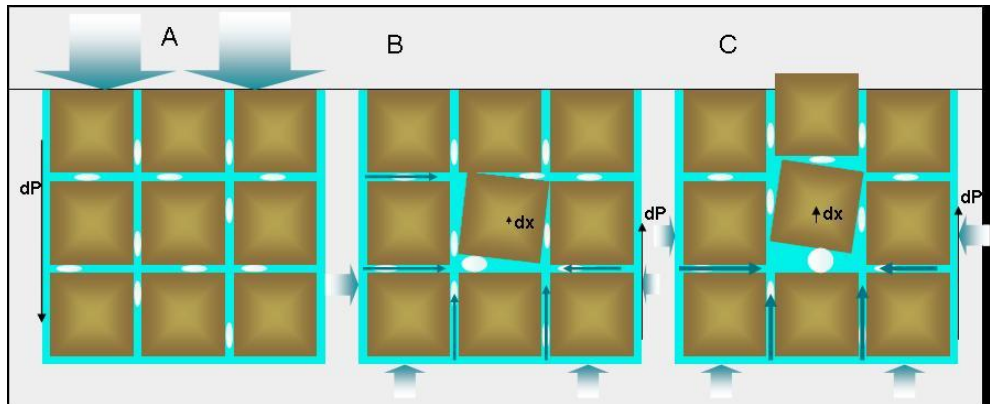
- de bewegingsvrijheid van de brokken, die de mogelijkheid tot slijten en vervormen beïnvloedt.

Brokken kleigrond in een dichte pakking raken los van elkaar door voortdurende geringe beweging of door slijtende erosie door stroming in de ruimte tussen de kluiten. Door de toegenomen bewegingsvrijheid neemt de bestendigheid tegen ontgronden af. Dit proces wordt hier met vermoeiing aangeduid en het wordt in de werktuigbouw en civiele techniek vaak gerelateerd aan arbeid verricht op het materiaal.



De schade door golfwerking op een buitentalud van een dijk wordt veroorzaakt door de brekende golf in de zone direct rond de inslagzone en breidt zich vooral in de richting van de golfbeweging uit. In de golfoploopzone trad in Deltagootproeven met golven op klei met of zonder grasbedekking nagenoeg geen ontgronding op (Grondmechanica Delft en WL 1993, Grondmechanica Delft 1993a, Grondmechanica Delft 1994a).

Golfbelasting oefent krachten op grond in de dijk uit, zowel het gewicht van het vallende water als de waterdrukgradiënten die in de grond ontstaan. De grond kan daarbij plastisch worden (Figuur 3.8). Tijdens het terugtrekken van het water na de golfklap treden uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten in het talud op die groot genoeg zijn om bodemaggregaten omhoog te drukken. De duur van deze opwaartse gradiënten is echter zeer beperkt (enige 10^{den} van seconden) en verplaatsing van deze aggregaten hangt af van de mate waarin water kan toestromen (zie ook Figuur 3.9). In grond met spleten van meerdere millimeters wijde kan er significante verplaatsing optreden en wordt de stapeling van aggregaten in de grond flink losgeschud. In slecht doorlatende grond (spleten dunner dan 0,2 mm) kan er maar weinig verplaatsing optreden door de dichte stapeling en de slechte toevoer van water. In dat laatste geval treedt er maar zeer weinig plastische deformatie van de stapeling bodemaggregaten op, zelfs bij hogere belasting.



Figuur 3.9 Schematische voorstelling van het mechanisme van ontgronding door de waterdrukken die in de grond ontstaan door golfwerking. In de linker figuur staat er waterdruk van de golfbeweging op het talud. In de middelste figuur is de golfdruk op het talud weg en bestaat er nog een netto opwaartse druk in het talud waardoor een blok gaat bewegen en in de rechter figuur is deze vervorming doorgegaan door het toegestroomde water. De verrichte arbeid bij het losmaken is evenredig met dx en dP (de drukgradiënt)

De analyse van gemeten drukverschillen bij golfbelasting wijst erop dat er voldoende vaak zodanige drukgradiënten optreden, dat de resulterende krachten gemakkelijk aggregaten kunnen optillen. Dit kan reeds bij een golfbelasting met significante golfhoogte van 0,75 m (Grondmechanica Delft 1994). Ook de analyse van de metingen van de reststerkteproef in de Deltagoot (Wolters e.a. 2011) geven dat aan, zie Bijlage A. In open poriënnetwerken, zoals in de bovenste 0,3 – 0,4 m van een kleitalud is de potentiële toestroming meestal voldoende gedurende de korte belastingperiode om aggregaten uiteen te drukken. In paragraaf 3.5 en bijlage A wordt hier verder op ingegaan.

3.3.2 Kwantificering van belasting en erosie

De tot nu toe uitgevoerde proeven hebben het inzicht gegeven in het erosieproces, zoals in de voorgaande paragrafen beschreven, en hebben kwantitatieve gegevens opgeleverd. Daarmee is het mogelijk voorlopige formules op te stellen waarmee de erosie als functie van de tijd kan worden voorspeld. Daarvoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

Onderstaand wordt daarentegen vanuit de kennis over de waterbeweging een eerste aanzet gegeven tot een formule voor het kwantificering van de erosie. Uiteraard levert dit nog maar het halve verhaal op, want hierin ontbreekt nog de invloed van de grondeigenschappen. In paragraaf 3.5 wordt nader ingegaan op de invloed van de grond.

FLAUW ONDERTALUD: HET TERRAS

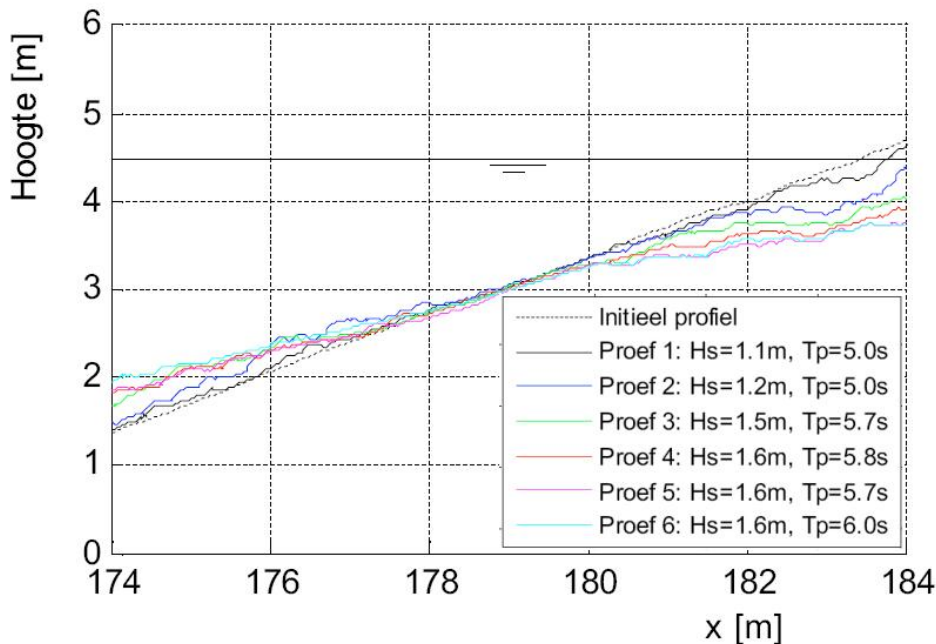
Het eerste proces betreft het ontstaan van het eerste erosiegat en het vervolgens steeds lager worden van het niveau van het flauwe onderwatertalud, het terras genaamd (zie bijvoorbeeld de meetresultaten in Figuur 3.10).

De locatie waar de erosie begint, hangt waarschijnlijk samen met de gemiddelde locatie van het neerkomen van grote golfklappen. Formules hiervoor zijn ontwikkeld in het kader van het onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen (Klein Breteler 2011):

$$\frac{d_{klap}}{H_s} = \tan \alpha \cdot \min \left\{ \frac{0,42}{\sqrt{s_{op}}} - 0,9; 6,5 \right\} \quad (3.1)$$

Met:

- d_{klap} = diepte onder de stilwaterlijn waar golfklap neerkomt (m)
- H_s = significante golfhoogte aan de teen van het talud (m)
- α = taludhelling ($^\circ$)
- S_{op} = $H_s / (1,56 T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van piekperiode (-)
- $\min\{\}$ = minimum van beide waarden



Figuur 3.10 Ontwikkeling van flauw onderwaterterras tijdens proeven met keileem van de Wieringermeerdijk (Wolters en Klein Breteler 2007)

Aannemende dat vanaf die locatie de erosie gaat starten en vervolgens de diepte van het terras steeds lager wordt, zou het snijpunt van het terras met het oorspronkelijke talud het volgende niveau (diepte onder SWL) kunnen hebben (zie Figuur 3.4):

$$E_L = d_{klap} + c_e \cdot H_s \cdot f(t) \quad (3.2)$$

Met:

- d_t = diepte van snijpunt van het terras in het erosieprofiel met het oorspronkelijke talud (zie Figuur 3.4) (m)
- c_e = coëfficiënt, die mogelijk afhankelijk is van taludhelling, golfparameters en eigenschappen van de klei (-)
- $f(t)$ = dempingsfunctie met betrekking tot de erosie van het terras (-)

De dempingsfunctie $f(t)$ is een asymptotische functie die weergeeft dat de erosiesnelheid van het terras steeds langzamer gaat, totdat uiteindelijk een evenwicht wordt bereikt.

De waarde van c_e en de vorm van de dempingsfunctie $f(t)$ kunnen bepaald worden aan de hand van proefresultaten. Deze zijn bepaald in het volgende hoofdstuk.

EROSIE DOOR GOLFKLAPPEN

Al vrij snel na het begin van het erosieproces ontstaat er een terras en een klif (zie Figuur 3.3). Het grootste deel van de erosie vindt vervolgens plaats door het horizontaal terugschrijden van de klif. Dit zal eerst voornamelijk gebeuren door de werking van golfklappen en later voornamelijk door golfploop/golfneerloop.

Over de erosie als gevolg van golfklappen heeft Larson (2004) een publicatie geschreven waarin hij aangeeft dat de massa van de erosie per golf evenredig is met de kracht die de golf uitoefent op het te eroderen oppervlak. Dit idee is hier overgenomen om te komen tot een conceptuele formule waarin de belangrijkste parameters zijn opgenomen. In hoofdstuk 4 wordt het resultaat vergeleken met experimentele resultaten.

De kracht van de golfklap per meter dijk is evenredig met de maximale druk tijdens de golfklap, vermenigvuldigd met de breedte van de golfklap. Formules hiervoor worden ontleend aan het onderzoek van Klein Breteler e.a. (2012). De formules zijn opgesteld voor een breed bereik van de brekerparameter: $1,3 < \xi_{op} < 6$ (plunging breakers, collapsing breakers en surging breakers). Voorlopig wordt de formule gebruikt zonder invloed van een berm en zonder invloed van de modelschaal (afgeregeld op schaal bij $H_s = 1,6$ m), teneinde de formules niet te gecompliceerd te maken. Door Klein Breteler e.a. (2012) is een formule gegeven voor de maximale piekdruk in de golfklap, maar alleen die met overschrijdingsfrequentie van 2%:

$$\frac{p_{\max,2\%}}{\rho g H_s} = 4,5 - 0,1 \xi_{op} \quad (3.3)$$

Met:

$p_{\max,2\%}$	= maximale druk in een golfklap, die door 2% van golven wordt overschreden (Pa)
ρ	= soortelijke massa van water (kg/m^3)
g	= versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
ξ_{op}	= $\tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter op basis van piekperiode en de taludhelling van het oorspronkelijke talud onder de waterlijn in de zone tussen SWL en 1 à 2 maal H_s eronder (-)

Deze formule geldt voor zeldzame grote golfklappen met overschrijdingsfrequentie van slechts 2%. Waarschijnlijk zijn golfklappen die wat vaker voorkomen relevanter voor het erosieproces. Fürbötter heeft in de 80-er jaren de verdeling van de maximale druk in golfklappen onderzocht en concludeerde dat deze goed weergegeven kan worden met een log-normale verdeling (Van Vledder 1990) en onlangs is vastgesteld dat ook een Rayleigh-verdeling vrij goed voldoet (Van Steeg 2012). Dat maakt dat er een factor met waarde kleiner dan 1 in de formule kan worden toegevoegd om de $p_{\max}$ met een grotere overschrijdingsfrequentie te krijgen.

Uit de formule blijkt dat de invloed van de brekerparameter kennelijk maar klein is. Op basis hiervan wordt de formule verder vereenvoudigd tot een evenredigheid van de golfklapgrootte in m waterkolom en de golfhoogte (voor het geval er nog weinig erosie is):

$$\frac{p_{\max}}{\rho g} \triangleq H_s \quad (3.4)$$

waarbij $p_{\max}$ de karakteristieke golfklapgrootte uit de verdeling is, die bepalend is voor de erosie. Dit zou bijvoorbeeld de significante golfklapgrootte kunnen zijn (gemiddelde van het grootste derde deel).

Volgens Klein Breteler e.a. (2012) leidt niet elke golf tot een golfklap. Naarmate de brekerparameter toeneemt neemt het percentage golven met een golfklap flink af. Er geldt:

$$\frac{N_{klap}}{N} = 1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \quad (3.5)$$

waarin,

N_{klap} = aantal golfklappen (-)

N = aantal golven (-)

Het feit dat niet de brekerparameter maar de golfsteilheid in de formule is opgenomen, kan te wijten zijn aan het feit dat een vrij beperkte range van taludhellingen beschouwd is, namelijk alleen 1:3 en 1:4.

Wanneer de formule voor golfklappen wordt gebruikt om de mate van erosie mee te voorspellen, zal ook het afnemen van het percentage golfklappen meegewogen moeten worden.

Het is denkbaar dat naarmate het erosieproces vordert het brekerproces gaat veranderen, omdat de gemiddelde taludhelling in de voor het breken van golven belangrijke zone (tussen de stilwaterlijn en ca 1 à 2 maal H_s daaronder) gaat veranderen. Dit wordt echter voorlopig nog niet meegenomen, omdat de erosie door golfklappen vooral van belang is als er nog niet zoveel erosie is opgetreden.

Voor de breedte van de golfklap (gemeten in het dwarsprofiel) geldt volgens Klein Breteler e.a. (2012):

$$\frac{B_{\text{klap}}}{H_s} = 0,96 - 0,11\xi_{op} \quad (3.6)$$

Met:

B_{klap} = breedte van de golfklap (m)

Deze formule is afgeleid voor de breedte van de zwaarste 33% van de golfklappen.

Het combineren van bovenstaande formules (3.4), (3.5) en (3.6) levert de volgende uitdrukking voor het gemiddelde erosievolume per golfklap (als er nog weinig erosie is) (gemiddeld over de duur van de golfbelasting):

$$\left[V_{e,\text{klap}} \right]_0 \triangleq H_s^2 (0,96 - 0,11\xi_{op}) \left(1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \right) \quad (3.7)$$

waarin,

$\left[V_{e,\text{klap}} \right]_0$ = gemiddeld geërodeerd volume per golfklap per m dijk, als er nog weinig erosie is (m^3/m)

De erosiesnelheid als gevolg van golfklappen, gedefinieerd als het geërodeerde volume per meter dijk en per tijdseenheid, is:

$$\left[\frac{\partial V_{e,\text{klap}}}{\partial t} \right]_0 \triangleq \frac{H_s^2}{T_p} (0,96 - 0,11\xi_{op}) \left(1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \right) \quad (3.8)$$

Naarmate de erosie vordert, zal de kracht van de golfklap op het eroderende oppervlak steeds minder worden. Zeker als er een waterlaag op het oppervlak aanwezig is ten tijde van het neerkomen van de golfklap, zal de klap gedempt worden en de erosie dus minder zijn. Dit kan in de formule in rekening gebracht worden door een term toe te voegen waarin het geërodeerde volume per meter dijk is opgenomen:

$$\frac{\partial V_{e,klap}}{\partial t} \triangleq \frac{H_s^2}{T_p} (0,96 - 0,11\xi_{op}) \left(1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \right) g(V_{e,klap}) \quad (3.9)$$

waarin,
 $g(V_{e,klap})$ = dempingsfunctie met betrekking tot erosie door golfklappen (-)

De toegevoegde dempingsfunctie is een asymptotische functie die weergeeft dat de erosiesnelheid als gevolg van golfklappen steeds langzamer gaat naarmate het erosievolume groter is, totdat uiteindelijk de bijdrage verdwenen is.

De dempingsfunctie $g(V_{e,klap})$ kan bepaald worden aan de hand van proefresultaten, zie hoofdstuk 4. De theoretische basis voor deze formule is helaas zo smal dat het niet de moeite loont om langs theoretische weg de fysica ten aanzien van het groeiende gat in de dijk in meer detail in de formule op te nemen. De verbetering van deze formule zal moeten worden gerealiseerd aan de hand van de experimentele gegevens.

In deze formule komt naast de T_p ook de ξ_{op} en s_{op} voor. De invloed van de golfhoogte wordt duidelijker als de T_p wordt vervangen met:

$$T_p = \sqrt{\frac{2\pi}{g} \frac{H_s}{s_{op}}} \quad (3.10)$$

De formule wordt hiermee:

$$\frac{\partial V_{e,klap}}{\partial t} \triangleq H_s^{1,5} \sqrt{s_{op}} \cdot (0,96 - 0,11\xi_{op}) \left(1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}} \right) g(V_{e,klap}) \quad (3.11)$$

Door het weglaten van de diverse coëfficiënten en ρ en g klopt de formule niet meer qua dimensies, maar dat is geen probleem omdat slechts de relatie met de belangrijkste fysische parameters gezocht wordt.

EROSIE DOOR GOLFOFLOOP EN NEERLOOP

Vanaf een bepaalde mate van erosie is het te verwachten dat de erosie door golfklappen sterk vermindert en overgenomen wordt door een erosie als gevolg van golfoploop/golfneerloop.

In de inventarisatiestudie (Klein Breteler e.a. 2010) is een formule voor de erosie afgeleid op basis van de orbitaalbeweging van golven over een bodem:

$$E_{\perp} = C k_c r_0^2 \rho g \xi_{op} H_s t \quad (3.12)$$

waarin,
 $E_{\perp}$ = erosiediepte (haaks op het talud) (m)
 $\xi_{op} = \tan\alpha / \sqrt{(H_s / (g T_p^2 / (2\pi)))}$ = brekerparameter (-)
 T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
 C = erosiecoëfficiënt;
 r_0 = turbulentie-intensiteit
 k_c = erosiecoëfficiënt

Omdat deze formule vooral geschikt is voor het berekenen van de erosie zolang er een kleine erosiekuil aanwezig is, wordt de formule gebruikt om de initiële erosiesnelheid mee te bepalen. Voor de erosie per tijdseenheid als gevolg van oploop/neerloop bij een kleine erosiekuil geldt:

$$\frac{\partial E_{\perp}}{\partial t} \triangleq \xi_{op} H_s \quad (3.13)$$

Ook in dit geval klopt de formule niet qua dimensies.

Om dit goed te kunnen vergelijken met de erosie door golfklappen, wordt de erosiediepte ($E_{\perp}$) in deze formule omgewerkt naar een erosievolume (V_e). In paragraaf 4.3 is afgeleid dat er een relatie is tussen de erosielengte en het erosievolume en dat dit gemakkelijk gekwantificeerd kan worden als een specifiek erosieprofiel wordt aangenomen. Met het erosieprofiel van Figuur 3.3 t/m Figuur 3.5 is in paragraaf 4.3 de volgende theoretische relatie afgeleid (formule (4.5) en (4.6)):

$$E_{\perp} \approx E_x \tan \alpha \triangleq \sqrt{V_e} \tan \alpha \quad (3.14)$$

De erosiesnelheid als gevolg van de golfoploop en neerloop, gedefinieerd als het geërodeerde volume per meter dijk en per tijdseenheid, wordt verkregen als formule (3.14) wordt gesubstitueerd in formule (3.13):

$$\left[\frac{\partial V_{e,oploop}}{\partial t} \right]_0 \triangleq \frac{(\xi_{op} H_s)^2}{\tan(\alpha)} \quad (3.15)$$

waarin,

$[V_{e,oploop}]_0$ = geërodeerd volume per m dijk als gevolg van golfoploop en neerloop, als er nog weinig erosie is (m^3/m)

Net als bij golfklappen zal de erosiesnelheid afnemen naarmate het geërodeerde volume groter is. Om dit in de formule te verdisconteren, wordt er een dempingsfunctie toegevoegd:

$$\frac{\partial V_{e,oploop}}{\partial t} \triangleq \frac{(\xi_{op} H_s)^2}{\tan(\alpha)} h(V_{e,oploop}) \quad (3.16)$$

waarin,

$h(V_{e,oploop})$ = dempingsfunctie met betrekking tot erosie door golfoploop en neerloop (-)

Deze dempingsfunctie zorgt ervoor dat de erosiesnelheid geleidelijk aan kleiner wordt. Deze dempingsfunctie kan bepaald worden aan de hand van de beschikbare proefresultaten. De formule kan ook geschreven worden als:

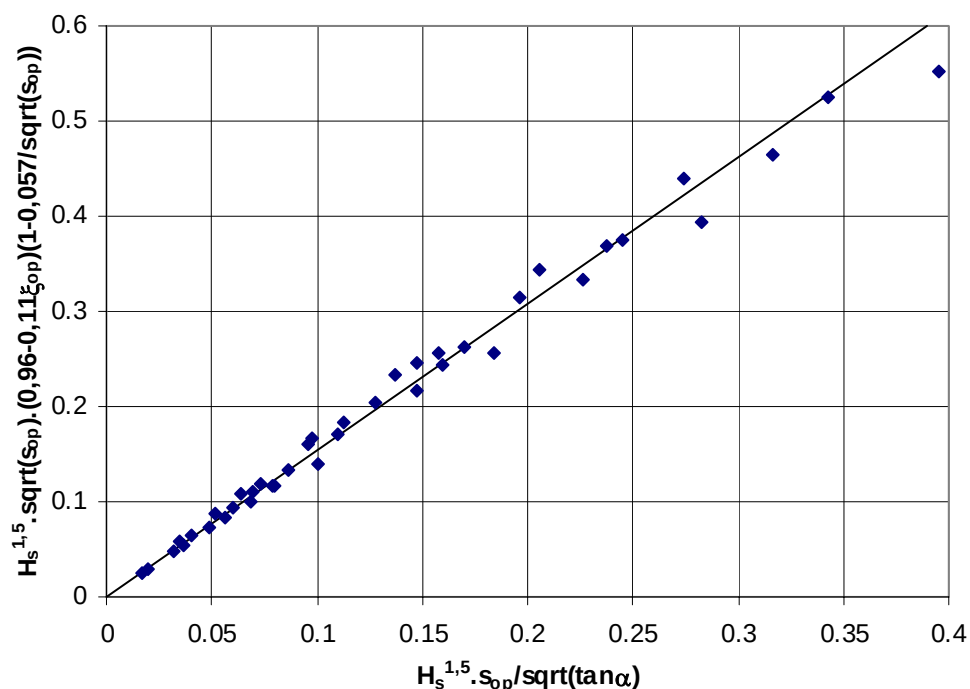
$$\frac{\partial V_{e,oploop}}{\partial t} \triangleq \frac{H_s^2 \tan(\alpha)}{s_{op}} h(V_{e,oploop}) \quad (3.17)$$

De waarde van $\partial V_e / \partial t$ kan beschreven worden met het begrip *erosiesnelheid*, ofwel het erosievolume per tijdseenheid per meter dijk.

De waarde van de brekerparameter is hier aangenomen als een constante gedurende het gehele erosieproces. In feite is dat niet juist, want de erosie heeft invloed op de geometrie van het talud en dus ook op de waarde van ξ_{op} . De taludhelling die maatgevend is voor het brekerproces is de gemiddelde taludhelling onder de waterlijn, in de zone tussen SWL en 1 à 2 maal H_s onder SWL. In deze zone ontstaat het flauwe terras met een helling van 1:6 à 1:10. Naarmate de erosie vordert, wordt de lengte van dit terras groter en zal de brekerparameter steeds kleiner worden. Volgens formule (3.16) zal dan de erosiesnelheid ook afnemen. Bij de analyse van de empirische gegevens kan beoordeeld worden in hoeverre dit op deze wijze meegenomen moet worden in de uiteindelijke formules.

RESULTERENDE EROSIEFORMULE

Verwacht mag worden dat eerst de golfklappen van belang zijn en daarna de golfploop/neerloop. Dit kan weergegeven worden door de afgeleide formules op te tellen. Maar ze kunnen ook afzonderlijk gehanteerd worden, waarbij eerst de formule voor golfklappen gehanteerd moet worden, en daarna die voor oploop/neerloop. De empirische gegevens moeten hier uitsluitend over geven.



Figuur 3.11 Correlatie tussen $H_s^{1,5} \sqrt{s_{op}} (0,96 - 0,11 \xi_{op}) (1 - 0,057 / \sqrt{s_{op}})$ en term (3.18)

De gecompliceerde vorm van Formule (3.11) maakt het moeilijk deze te vergelijken met Formule (3.17). Daarom is getracht de term $H_s^{1,5} \sqrt{s_{op}} (0,96 - 0,11 \xi_{op}) (1 - 0,057 / \sqrt{s_{op}})$ te vereenvoudigen. Langs analytische weg lukt dat echter niet, en daarom is een aantal berekeningen gemaakt binnen de range van waarden zoals ze bij Nederlandse dijken optreden: $1 \leq H_s \leq 2,5$ m, $1/4 \leq \tan \alpha \leq 1/3$ en $0,01 \leq s_{op} \leq 0,05$. Dit heeft geresulteerd in de volgende term, die vrijwel hetzelfde resultaat geeft als bovenstaande gecompliceerde term:

$$\frac{H_s^{1,5} S_{op}}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \quad (3.18)$$

De correlatie is getoond in Figuur 3.11. Let wel dat bij zeer flauwe taluds de golfklap in een dikke waterlaag gaat vallen en de formules niet meer geldig zijn. Dat maakt dat bovenstaande term slechts geldig is voor taluds steiler dan ongeveer 1:5 à 1:4.

Het valt nu direct op dat de afhankelijkheid van de golfhoogte bij golfklappen iets minder is dan bij golfoploop/neerloop, en dat de afhankelijkheid van de golfsteilheid en de taludhelling totaal verschillend is. Bij golfklappen neemt de erosiesnelheid toe met toenemende golfsteilheid en afnemende taludhelling, terwijl dit bij golfoploop/neerloop precies andersom is.

Bij het analyseren van de experimentele gegevens in hoofdstuk 4 moet duidelijk worden of de erosiesnelheid aanvankelijk evenredig is met $H_s^{1,5} S_{op} / \sqrt{\tan \alpha}$ (gedomineerd door golfklappen), en later evenredig wordt met $H_s^2 \tan \alpha / S_{op}$, en wat de rol is van de dempingsfuncties.

3.4 Numerieke analyse van de waterbeweging op de dijk

In de vorige paragraaf is een beeld geschetst van de waterbeweging en het daarmee samenhangende erosieproces op basis van theoretisch inzicht en engineering judgement. In de onderhavige paragraaf wordt gestreefd naar een meer gedetailleerd beeld van de waterbeweging ten behoeve van een beter inzicht in de bepalende aspecten.

Teneinde een meer gedetailleerd inzicht te verkrijgen in de waterbeweging op het eroderende dijkoppervlak, zijn er numerieke berekeningen gemaakt met ComFlow. De berekeningen zijn toegespitst op de erosieprofielen zoals gemeten door Wolters e.a. (2011) (zie ook paragraaf 4.2.4). De waterbeweging is tijdens dat modelonderzoek in de Deltagoot niet gemeten, omdat er een te grote kans is dat de instrumenten beschadigd raken en omdat het profiel steeds aan verandering onderhevig is, en de instrumenten dus steeds op de verkeerde plaats zouden kunnen zitten. Bovendien is het goedkoper om de waterbeweging achteraf te berekenen, dan tijdens het onderzoek te meten. De inschatting was dat de berekeningen een voldoende nauwkeurig resultaat zouden opleveren. Deze inschatting was gebaseerd op een vergelijking tussen rekenresultaten en experimentele resultaten, zoals door Van den Bosch (2010) en Wenneker et al (2010). Door Van den Bosch (2010) is een verificatie uitgevoerd ten aanzien van golfoploop en reflectie van regelmatige golven op diverse taluds en door Wenneker et al (2010) is de berekende druk in golfklappen van onregelmatige golven vergeleken met die volgens grootschalig modelonderzoek. In deze verificaties is geconcludeerd dat ComFlow goede resultaten levert, beter dan zijn voorganger Skylla.

ComFlow is een programma om de stroming van viskeuze vloeistoffen met een vrij wateroppervlak in de buurt van constructies te berekenen. De numerieke methode in ComFlow is gebaseerd op de Navier-Stokes vergelijkingen, waarbij het vrije wateroppervlak wordt verplaatst met behulp van de "Volume-Of-Fluid"-methode. De waterbeweging wordt volledig niet-lineair doorgerekend. Een nadere omschrijving van het rekenmodel is gegeven in bijlage C.

In dit geval is gerekend zonder lucht boven de vloeistof (met vacuüm), net als Van den Bosch (2010) en Wenneker et al (2010). Tijdens het breken van de golven op een talud is er ook een invloed te verwachten van de luchtbellen in het water. Dit aspect is hier niet

gemodelleerd, waardoor de golfklappen in de berekeningen waarschijnlijk te kort duren en te hoge piekdruk hebben. Het algehele brekerproces (afname van golfhoogte bij ondiep water) en golfoploop worden daardoor echter nauwelijks beïnvloed.

De berekeningen zijn uitgevoerd met het geërodeerde profiel als invoer. Ten aanzien van de berekende waterbeweging is uitgegaan van een constante geometrie, die niet verder erodeert. Hiermee is de waterbeweging berekend voor zes geselecteerde profielen, met steeds dezelfde golfcondities met onregelmatige golven. De geselecteerde profielen waren de gemeten profielen na de proeven 14, 15, 16, 17, 19 en 21. De proeven zijn doorgerekend met ca 400 golven.

Het rekendomein was wat kleiner gekozen dan de Deltagoot om rekentijd te besparen. Het punt waar de golven zijn opgewekt was op 60 m van de teen van de dijk gekozen, terwijl het golfschot in de Deltagoot op 161,6 m zat. De golven worden opgewekt door het verloop van het wateroppervlak en het snelheidsverloop over de verticaal op te leggen. Het snelheidsverloop wordt berekend met lineaire golftheorie, waardoor het afwijkt van de werkelijkheid, vooral als de waterdiepte vrij klein is ten opzichte van de grootte van de golven.

Er is getracht de golfcondities hetzelfde in te stellen als gemeten in de Deltagoot, maar helaas is dat niet helemaal gelukt. De golfhoogte in de ComFlow-berekeningen was 14% te laag. Grotere golven in het rekendomein sturen had geen zin, want dat leidde alleen maar tot meer breken van de golven tussen het golfschot en de constructie. Kennelijk kunnen de golven op een beperkte waterdiepte in de Deltagoot net iets groter worden dan volgens ComFlow. Voor de huidige analyse is het niet nodig om de oorzaken hiervan met veel moeite te achterhalen en op te lossen, omdat de conclusies niet wezenlijk beïnvloed worden door deze afwijking in de golfhoogte. De resultaten zullen namelijk niet kwantitatief maar slechts kwalitatief gebruikt worden in het onderzoek.

De te lage golfhoogte werkt ook door in het brekerproces, zoals dat bijvoorbeeld in de berekende reflectiecoëfficiënt tot uiting komt. In de Deltagoot was een reflectie gemeten van ca 20 à 25%, terwijl dit in ComFlow ca. 33% is. Doordat de golven wat lager zijn, is de golfsteilheid ook wat lager. Dit verklaart ongeveer een derde van het geconstateerde verschil. Kennelijk is het brekerproces in deze configuratie zodanig complex dat de nauwkeurigheid van ComFlow wat minder is dan bij verificatiestudies is geconstateerd.

Ondanks deze afwijkingen kan ComFlow kwalitatief gebruikt worden voor het verkrijgen van een goede indruk van de waterbeweging en de hydraulische belasting op de constructie en kunnen trends gekwantificeerd worden.

Zoals in de vorige paragraaf is verwoord, is het de verwachting dat de hydraulische belasting op het eroderende profiel steeds minder wordt naarmate de erosie vordert. Er is een aantal belastingparameters gekozen als uitvoer van de berekeningen om deze afnemende hydraulische belasting mee weer te kunnen geven, namelijk:

- H_s : Verloop van de significante golfhoogte (benadering) boven het flauwe onderwaterterras (m). Boven het onderwaterterras is het de verwachting dat de golven gaan breken door de beperkte waterdiepte, hetgeen invloed heeft op de golfhoogte. Er is hier gekozen voor het werken met een benadering omdat in ComFlow het relatief veel werk is om een nauwkeurige waarde van de significante golfhoogte te verkrijgen ter plaatse van het eroderende profiel. Hier is de golfhoogte gedefinieerd als het verschil tussen het hoogste en laagste niveau van het wateroppervlak in tijdvakken gelijk aan de gemiddelde golfperiode. Het gemiddelde van het hoogste eenderde deel van de golven is hier gepresenteerd als de

benadering van de significante golfhoogte. In feite gaat deze definitie in de golfploopzone over in een weergave van de waterlaagdikte.

- u_{rms} : Verloop van de root-mean-square waarde van watersnelheid op circa 15 cm boven het eroderende oppervlak (m/s)
- $u_{gem. \text{ in top en dal}}$: Verloop van de maximale watersnelheden u , zowel landwaarts als zeewaarts, gemiddeld over alle golven (m/s)
- P_s : significante waarde van de maximale druk per golf op het oppervlak rond de waterlijn (Pa)
- Q_{rms} : Verloop van de root-mean-square waarde van het debiet door de verticaal per meter dijk lengte ($m^3/s/m$)
- verloop van de gemiddelde waterstand (set-up) (m)

De root-mean-square waarde van de snelheid en het debiet is als volgt gedefinieerd:

$$u_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_{N \text{ tijdstippen}} u^2}{N}} \quad (3.19)$$

$$Q_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_{N \text{ tijdstippen}} Q^2}{N}} \quad (3.20)$$

u_{rms} = root-mean-square waarde van u (m/s)

N = aantal tijdstippen waarop de rekenresultaten zijn uitgevoerd (-)

u = watersnelheid op circa 15 cm boven het eroderende oppervlak op een bepaald tijdstip (m/s)

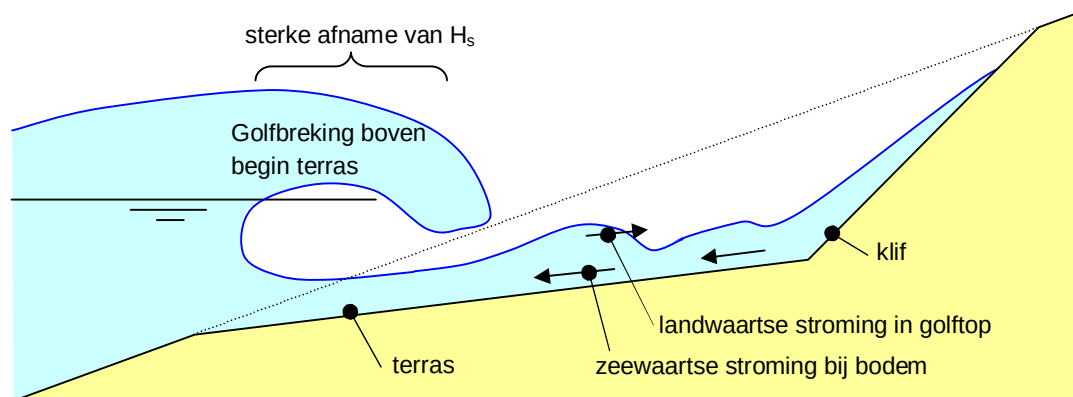
Q = debiet door de verticaal op een bepaald tijdstip per meter dijk ($m^3/s/m$)

In bijlage C is de opzet van de berekeningen beschreven. In Figuur 3.14 t/m Figuur 3.19 zijn de berekende resultaten gegeven, waarbij steeds de berekende lijn dezelfde kleur heeft als het overeenkomstige erosieprofiel in Figuur 3.13. De in Figuur 3.14 gegeven significante golfhoogte is niet exact hetzelfde gedefinieerd als de significante golfhoogte in de goot, waardoor het opgevat kan worden als een benadering (zie bijlage C). Dit heeft geen invloed op de hier gepresenteerde kwalitatieve conclusies.

Uit Figuur 3.14 blijkt dat de golfhoogte vrij snel afneemt zodra de golven boven het terras komen. Al na 5 m is de golfhoogte ruim 30 % gedaald. Aan de voet van de klif neemt de golfhoogte weer iets toe, waarschijnlijk als gevolg van golfploop en golfreflectie. Daar is er echter nauwelijks sprake meer van een 'golfhoogte', maar kan beter gesproken worden van een waterlaagdikte tijdens golfploop (want de minimale laagdikte in een golfperiode zal hier waarschijnlijk nul zijn).

Naarmate de erosie vordert, wordt het terras langer en zet de afname van de golfhoogte verder door.

Deze enorme afname van de golfhoogte rond $X = 175$ à 180 m, namelijk vanaf waar het geërodeerde oppervlak 1,2 à 1,4 m onder de waterlijn zit tot voorbij het punt waar oorspronkelijk de voorrand van de berm zat ($X = 177,95$ m), is ook tijdens de proeven opgevallen en is ook goed te zien op de videobeelden. Daar stortten de golven over en wordt veel golfenergie gedissipeerd. In deze zone neemt de waterdiepte af tot orde de halve significante golfhoogte van voor de dijk.



Figuur 3.12 Schematische weergave van waterbeweging

De grootte van de stroomsnelheid in de brekende golven is gegeven in Figuur 3.15. Voor elke golf is de maximale snelheid op 15 cm boven de bodem in landwaartse richting (positief) en zeewaarts richting (negatief) bepaald en vervolgens is het gemiddelde van deze maxima in de grafiek gezet. In elk profiel is te zien dat de landwaartse snelheid eerst wat afneemt en dan weer snel toeneemt bij de klif. Naarmate de erosie vordert neemt de snelheid steeds verder af en wordt zelfs over vele meters ongeveer nul. Daar is de snelheid bij de bodem in landwaartse richting nul, terwijl er wel een aanzienlijke zeewaartse snelheid aanwezig is. Het landwaartse watertransport vindt hier plaats in de golftoppen, hoog boven het punt waar de snelheden zijn bepaald (zie Figuur 3.12).

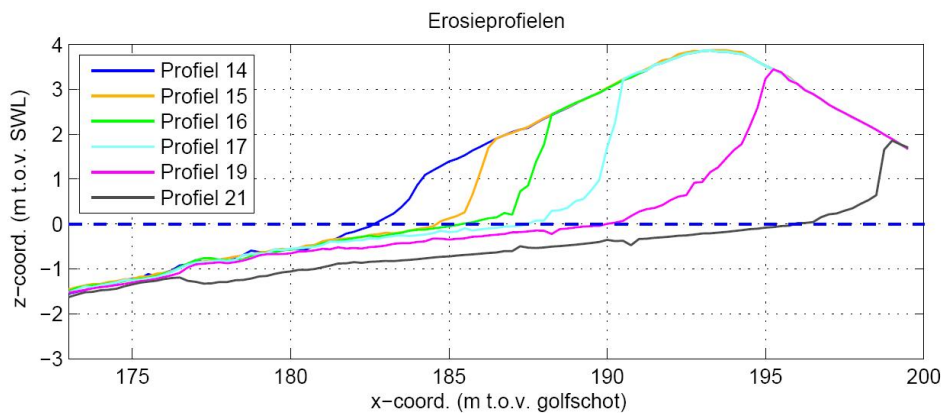
In dit gebied is er sprake van een continu zeewaarts gerichte stroming aan de bodem (undertow), die belangrijk is voor het zandtransport. Al het materiaal dat van de klif komt, kan daardoor vlot naar de teen van de dijk getransporteerd worden.

In Figuur 3.16 is de root-mean-square waarde van de snelheid gegeven (u_{rms}). De u_{rms} is bepaald door de snelheid als functie van de tijd per tijdstap op een bepaalde plaats te kwadrateren, vervolgens het gemiddelde te bepalen over alle tijdstappen en daarna de wortel uit dit gemiddelde te trekken. De transportcapaciteit van het water is in belangrijke mate afhankelijk van deze waarde, samen met de waterdiepte en de sedimentconcentratie. In de figuur valt op dat u_{rms} op elke locatie boven het terras vrijwel constant is over de proeven, met een licht dalende trend als functie van de x , afgezien van wat lokale variatie van ± 10 à 20% . Waarschijnlijk is dit laatste een numeriek effect als gevolg van de beperkte nauwkeurigheid van de bodem.

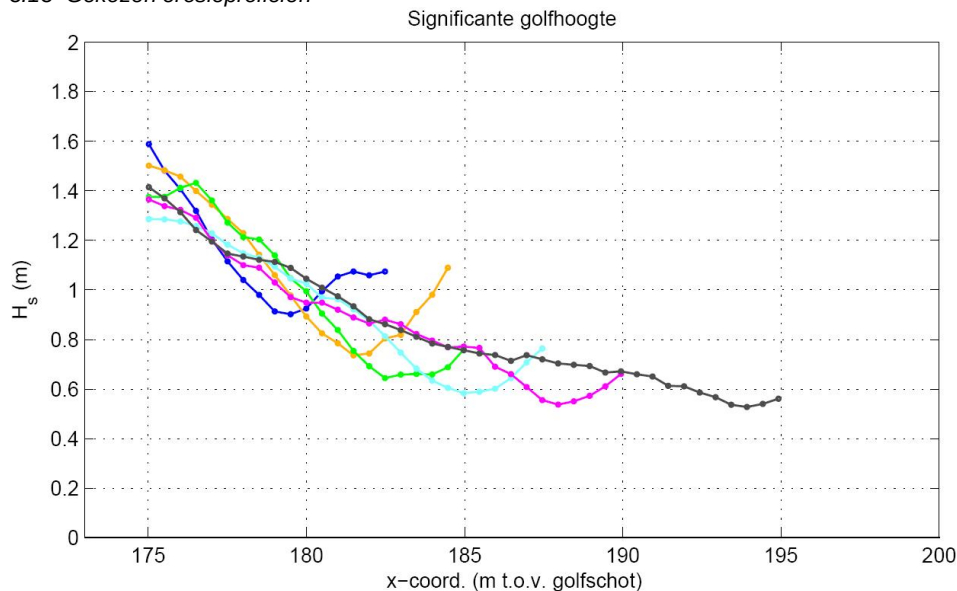
Het feit dat over de volle lengte van het terras de waarde van u_{rms} in dezelfde orde van grootte zit, is een indicatie dat het zand dat geërodeerd is bij de klif niet kan sedimenteren op het terras. Ter plaatse van de klif is er sprake van veel erosie, dat vervolgens afgevoerd wordt langs het terras naar het diepe water voor de dijk, zonder zich af te kunnen zetten op het terras. Dit maakt dat het terras ongeveer in evenwicht is qua sedimentatie en erosie, met een vrijwel constante helling over de hele lengte van het terras. Direct na de erosie bij de klif wordt er een terrashelling gevormd voor de klif die kennelijk later nauwelijks meer verandert.

Als tweede orde effect is er waarschijnlijk over de volle lengte net iets meer erosie dan sedimentatie, waardoor het terras geleidelijk aan omlaag gaat.

Ondertussen worden grote hoeveelheden materiaal vanaf de klif over het terras naar de teen van de dijk getransporteerd.



Figuur 3.13 Gekozen erosieprofielen



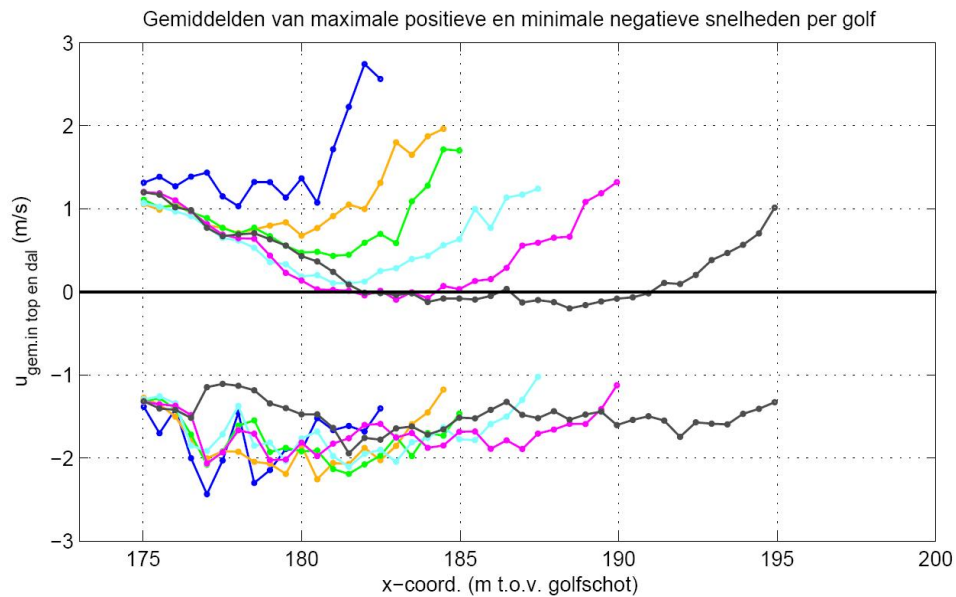
Figuur 3.14 Verloop van de significante golfhoogte (benadering) als functie van de locatie

De druk door golfklappen en golfoploop bij de waterlijn is een maat voor de kracht die het water heeft om erosie aan de voet van de klif te bewerkstelligen. Voor elke golf is de maximale druk rond de waterlijn (in de zone van 2 m zeewaarts tot 3 m landwaarts van het snijpunt van het erosieprofiel en de waterlijn) bepaald en vervolgens is de significante waarde hiervan (gemiddelde van de hoogste 1/3 drukken) gegeven in Figuur 3.17. Hier is gekozen voor de significante waarde omdat deze waarschijnlijk relevanter is voor de erosie dan de waarde met 2% overschrijdingsfrequentie in formule (3.3), die bepaald is voor steenzettingen. Aannemende dat er sprake is van een Rayleigh-verdeling (Van Steegh 2012) is de significante waarde ongeveer 70% van die met 2% overschrijdingsfrequentie.

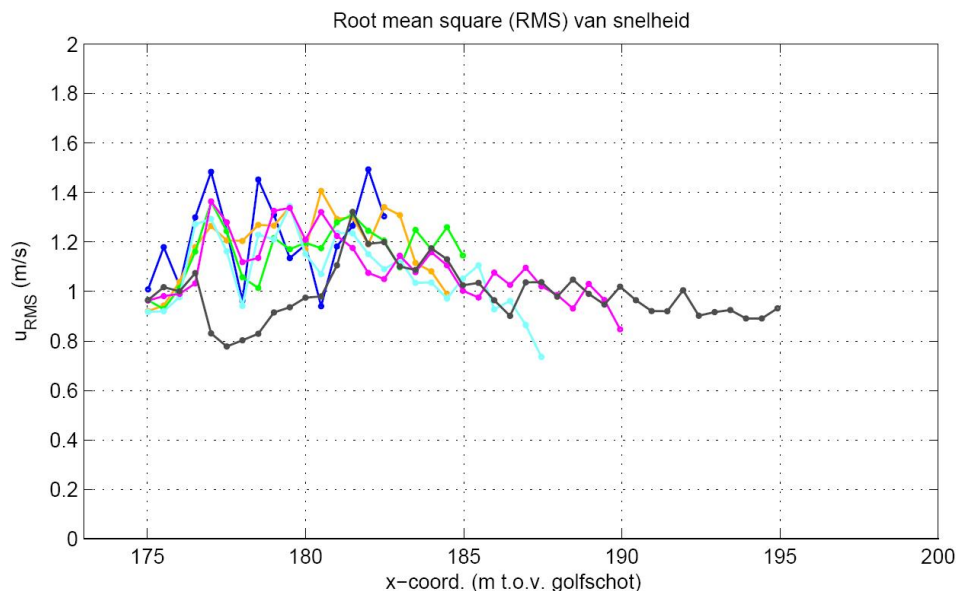
Het blijkt dat deze druk voornamelijk sterk afneemt tijdens de eerste drie doorgerekend proeven, maar wanneer de klif eenmaal meer dan ca. 5 m teruggestreden is, is er bijna geen afname meer. Kennelijk kunnen de golfklappen van de grootste golven, die aan het begin van het terras massaal breken, dan nauwelijks meer bij de klif komen.

Deze analyse is gericht op de belasting van de klif rond de waterlijn en daarom zijn deze resultaten niet goed te vergelijken met formule (3.3). Als de golfcondities in die formule worden ingevoerd, resulteert dat in $p_{\max 2\%} = 67 \text{ kN/m}^2$. Dergelijke grote golfklappen zijn in het algemeen mogelijk op een niet te flauw talud (steiler dan orde 1:5) en treden bovendien diep onder water op, in de zone rond $0,30 \cdot H_s$ à $0,45 \cdot H_s$ onder SWL bij deze golfsteilheid. De huidige analyse van de belasting van de klif betreft een hogere zone, namelijk rond SWL.

Hiermee wordt duidelijk dat de erosie van de klif al vanaf proef 14 (en mogelijk zelfs al eerder) niet meer gedomineerd wordt door de grote golfklappen diep onder de waterlijn, maar meer door de belasting van golfoploop en neerloop. Dit is een aanwijzing dat formule (3.11), die gebaseerd is op formule (3.3), alleen toepasbaar is in het allereerste begin van het erosieproces.



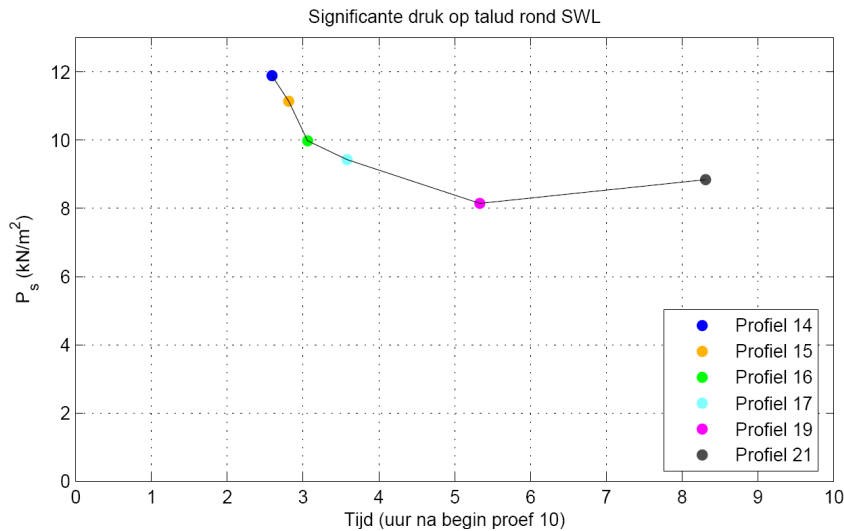
Figuur 3.15 Gemiddelden van maximale positieve en minimale negatieve snelheden per golf



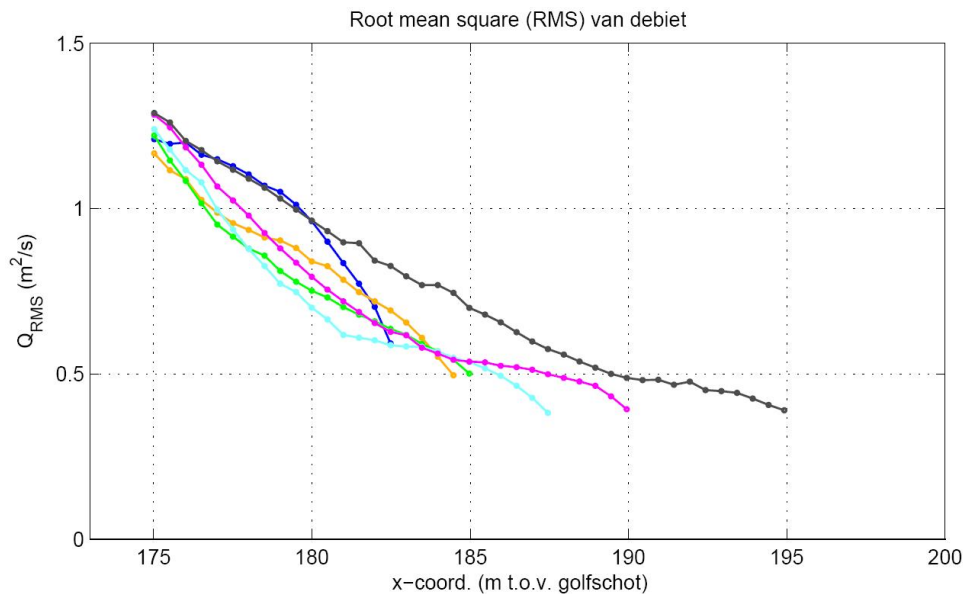
Figuur 3.16 Root mean square (RMS) van snelheid

In Figuur 3.18 is de root-mean-square waarde van het debiet door de verticaal uitgezet als functie van de locatie op het terras. De afname van Q_{rms} als functie van x is zeer vergelijkbaar met die van de significante golfhoogte. Ook hier zien we een grote afname in de brekerzone aan het begin van het terras, die verder doorzet in landwaartse richting als de erosie verder gevorderd is.

Tenslotte is in Figuur 3.19 de gemiddelde waterstand gegeven. Hier zien we een oplopende gemiddelde waterstand naarmate de waterdiepte kleiner wordt. Dit is een vergelijkbaar verschijnsel als de golfopzet (set-up) op een flauw oplopende bodem waar sprake is van golfbreking (strand).

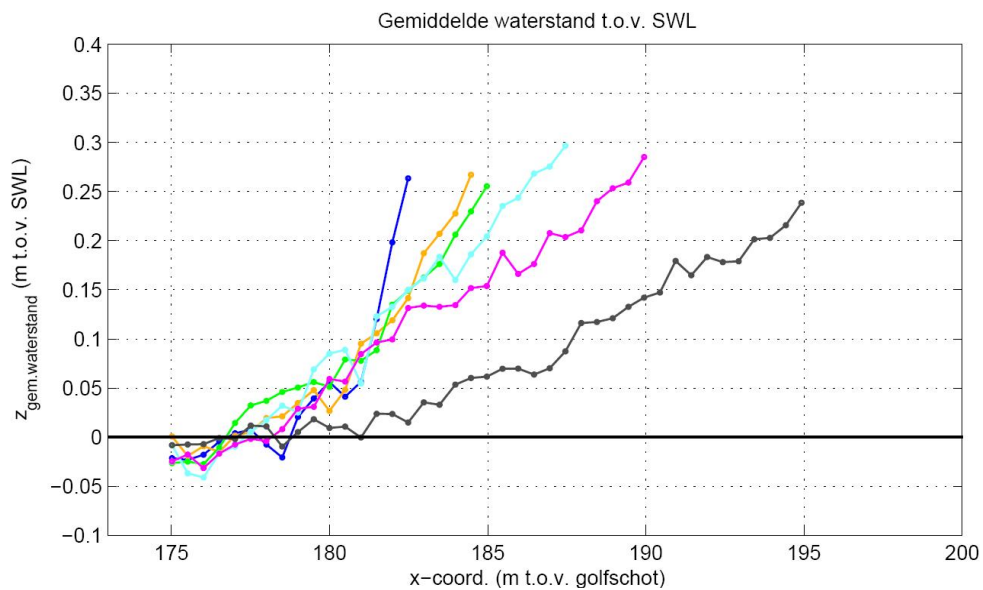


Figuur 3.17 Significante druk op talud rond SWL



Figuur 3.18 Root mean square (RMS) van debiet

De uitgevoerde berekeningen met ComFlow bevestigen het beeld van de hydraulische belasting dat geschetst was in paragraaf 3.3.1 en voegen daar veel detailinformatie aan toe. Naar verwachting is het kwalitatieve beeld dat hieruit naar voren komt voldoende betrouwbaar om te gebruiken als ondersteuning van het in paragraaf 3.3.1 geschetste erosieproces.



Figuur 3.19 Gemiddelde waterstand t.o.v. stilwaterlijn (set-up)

3.5 Numerieke analyse van drukken in de klei

In deze paragraaf gaat het over het effect dat de waterbeweging heeft op het losbreken van kleibrokken uit de kleilaag of kleikern.

3.5.1 Inleiding

Aangenomen wordt dat de erosie van klei in belangrijke mate veroorzaakt wordt doordat golfklappen op het kleitalud doordringen tot in de poriën tussen kleibrokken. De hoge druk tijdens de golfklap wordt doorgegeven via de spleten en scheuren tot dieper in de klei. Zoals schematisch is weergegeven in Figuur 3.7 en Figuur 3.9 kan dit leiden tot bewegingen van afzonderlijke kleibrokken, die na verloop van tijd door vermoeiing losbreken en wegspoelen. Dit is ook beschreven in paragraaf 3.3.1.

Verwacht kan worden dat de drukamplitude als functie van de tijd op het kleitalud groter is dan in de scheuren en spleten. Er is dus naar verwachting sprake van een demping van de drukamplitude. De numerieke berekeningen zijn bedoeld om de mate van demping van de drukamplitude als functie van de tijd te voorspellen. Daarmee worden vervolgens de verticale drukgradiënten berekend, gedefinieerd als het drukverschil (druk in de klei op een bepaalde diepte minus de druk aan het kleioppervlak) gedeeld door het diepteverschil. Naar verwachting is de verticale drukgradiënt belangrijk voor het erosieproces.

Steeds wordt in dit rapport de druk bedoeld ten opzichte van de hydrostatische druk.

In bijlagen A en B is een uitvoerig onderzoek gerapporteerd waarin dit specifieke erosieproces nader onderzocht is. Er is gebruikgemaakt van twee schematisaties:

- ééndimensionale analytische benadering met een éénlaagssysteem
- numerieke berekeningen met Pluto (eindige elementen benadering)

De berekeningen zijn gericht op de situatie zoals onderzocht in de Deltagoot met een kleilaag op een zandkern (Wolters e.a. 2011). In dat onderzoek zijn zowel drukken op het buitentalud (taludoppervlak overeenkomstig de oorspronkelijk aangelegde steenzetting) als drukken in de klei gemeten. Bovendien is gedurende korte tijd een versnellingsmeter in de klei operationeel geweest, waarmee bewegingen van de kleibrok meetbaar waren.

In het huidige onderzoek is eerst een analytische ééndimensionale berekeningswijze toegepast (zie bijlage B) om de invloed van grondparameter op waterdrukgradiënten in de grond na te gaan. Daarvoor zijn ruim 4 karakteristieke golven (25 seconde) uitgezocht uit proef P10 en vervolgens nagerekend. Daarnaast is gebruik gemaakt van Pluto voor de berekening van de waterdrukgradiënten. Dit numerieke model op basis van de eindig-elementen-methode maakt het mogelijk berekeningen uit te voeren voor een meer complexe geometrie met meerdere grondlagen. Met de Pluto-berekeningen is in dit onderzoek de invloed van gelaagdheid in de bodem nagegaan.

De berekeningen zijn beperkt tot een op het oog representatief geachte periode van 4 golven uit de meetreeks. De criteria voor de selectie waren met name de hoogte van de drukbelasting op het talud, ongeveer het gemiddelde van de gehele reeks in de proef, en het drukverloop per golf dat lijkt op dat van het merendeel van de golven. Er is gekozen voor een serie golven ruim na aanvang van de proef om effecten van het verhogen van het waterpeil in de goot op de stationaire component van de poriewaterdruk in de grond te vermijden.

3.5.2 Resultaten

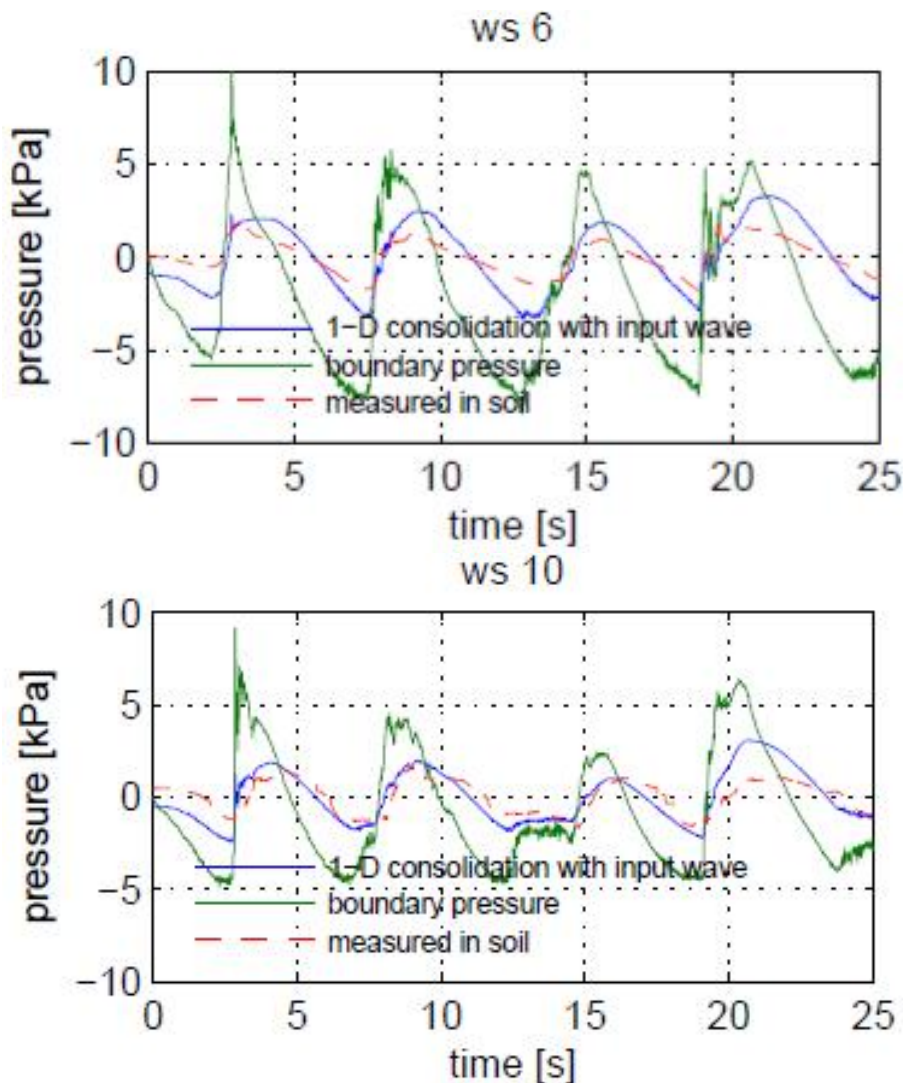
1-D MODEL

De resultaten van berekening met het 1-D model van de poriewaterdruk en de gemeten druk op en in het talud zijn gegeven in Figuur 3.20. In deze figuur is de groene lijn het verloop van de gemeten druk op het kleioppervlak, dat gebruikt is als input voor de berekeningen. De gemeten druk in de klei is weergegeven met een rode gestreepte lijn, terwijl het rekenresultaat de blauwe lijn is. In de figuur valt op dat de amplitude van de berekeningen redelijk overeenstemmen met de metingen. In de helft van de getoonde golven is de berekende amplitude ongeveer gelijk aan de metingen. Bij de overigen is het 1,5 à 2 keer groter.

De fase is in de berekeningen en metingen wel steeds ongeveer gelijk.

In de onderste figuur van Figuur 3.20 is te zien dat tijdens de eerste vier golven de berekende druk in de klei goed overeenkomt met de metingen, maar dat dit niet meer het geval is in de laatste golf. Tijdens die laatste golf is de amplitude van de druk op het talud aanzienlijk groter, terwijl dat kennelijk in de klei niet doordringt. Volgens de berekeningen werkt die vergrote amplitude wel door. Een dergelijke registratie is kenmerkend voor onvolkomenheden in de metingen. Zo kan de drukopnemer onvoldoende in een scheur zitten, of kan de grotere drukamplitude wel aanwezig zijn op het beton, waar de druk op het talud wordt gemeten, maar niet op de klei.

In de bijlagen B.2 zijn nog meer resultaten van de simulatieberekeningen met de 1D analytische benadering vergeleken met de gemeten waarden. Deze zijn uitgevoerd voor een geschematiseerde opbouw met een set parameterwaarden voor klei zoals die in de Deltagootproef gebruikt is.



Figuur 3.20 De gemeten en berekende poriewaterdruk op 0,3 m diepte bij golfaanval op het talud voor 2 opnemers (boundary pressure = gemeten druk op het talud dat gebruikt is als input voor de berekeningen)

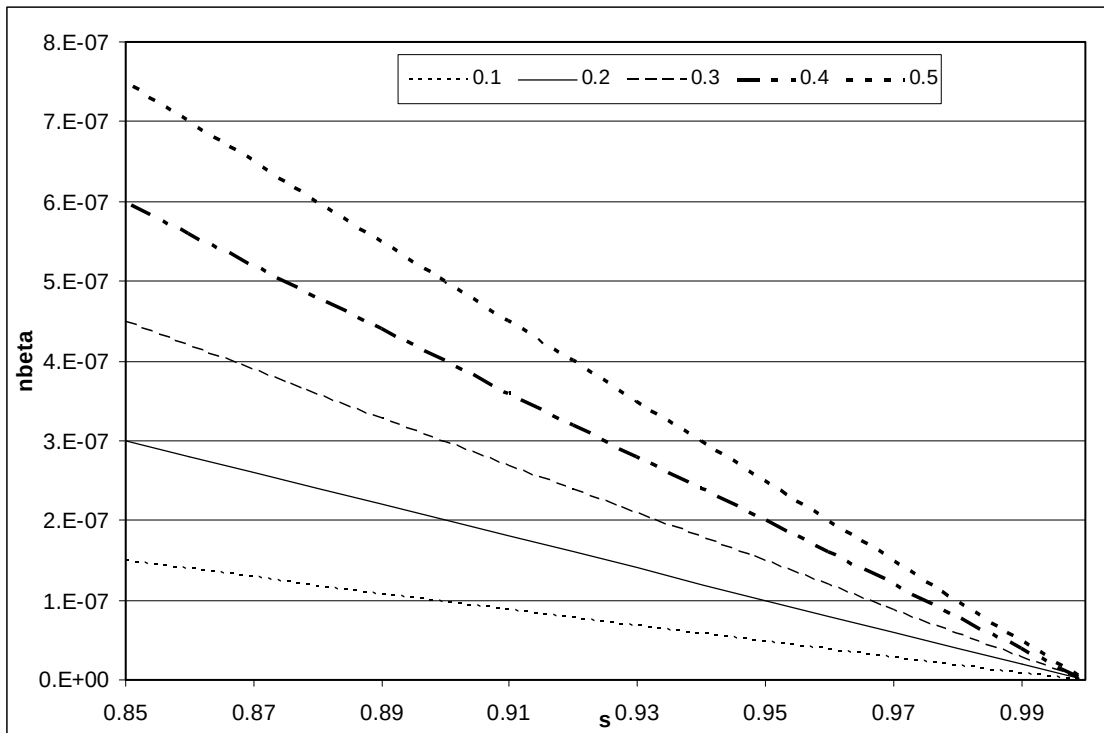
Kennelijk kan de grond met bodemstructuur redelijk weergegeven worden met een enkele relatief open doorlatende laag, omdat met een dergelijke schematisatie de berekende waterdrukgradiënten redelijk overeenkomen met de metingen. De overeenkomst tussen metingen en berekeningen is redelijk goed te noemen, zeker als de complexe omstandigheden in aanmerking worden genomen, met name:

- De geringe afmetingen van het meetlichaam van de drukopnemers ten opzichte van de maat van de variatie in de grond door de bodemstructuur
- de ruimtelijke variatie in waterdrukken van een golf op een talud, terwijl de druk op het talud vlakbij de gootwand is gemeten (op het niet geërodeerde betontalud) en de druk in de grond op een ruim 1.1 m grotere afstand van de gootwand is gemeten.

Nadat vastgesteld is dat de analytische ééndimensionale berekeningen redelijke resultaten opleveren, zijn berekeningen gemaakt voor een laag van 0,5 m dik. Zo'n laagdikte is representatief voor de dikte van de laag met een relatief open bodemstructuur in een kleilaag op een dijk. De parameters in het model zijn stijfheid E , compressibiliteit $n\beta$ en doorlatendheid k . Deze zijn gevarieerd binnen het relevante bereik van klei op Nederlandse dijken.

Het doel is het bepalen van een amplificatiefactor. Doordat deze kleiner is dan 1 is er sprake van demping. De berekeningen worden gericht op de drukamplitude, waarbij de amplificatiefactor gedefinieerd is als de verhouding tussen de drukamplitude op een bepaalde diepte gedeeld door die aan het oppervlak.

Steeds wordt in dit rapport de druk bedoeld ten opzichte van de hydrostatische druk.



Figuur 3.21 Verband tussen porositeit (0.1 – 0.5) en de verzadigingsgraad van water in het poriewater (0.85 – 1.0). dimensie van $n\beta$ ($n\beta$) is $[m^2/N]$.

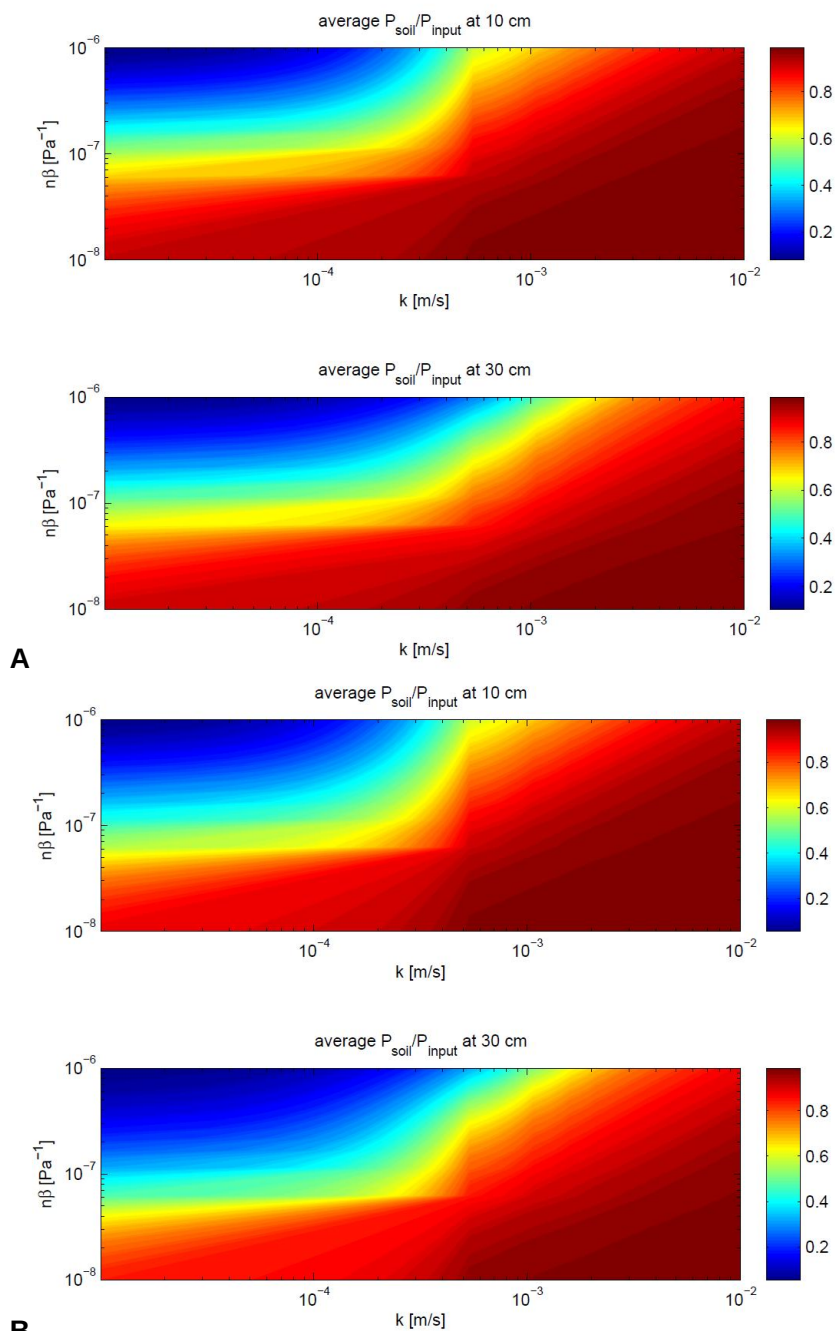
Voor de compressibiliteit van het grondwater geldt (Verruijt, Grondmechanica, 1992):

$$n\beta = n \left(s\beta_w + \frac{1-s}{p} \right) \quad (3.21)$$

In deze uitdrukking staat n voor de porositeit, β voor de compressibiliteit van het grondwater, s voor de verzadigingsgraad, β_w voor de samendrukbaarheid van zuiver water en p voor de absolute druk (is ongeveer atmosferisch in bovenste laag, 1 bar = 100 kN/m²). Figuur 3.21 laat dit verband zien voor een verzadigingsgraad tussen 0,85 en 1, gebruikmakend van de literatuurwaarde voor de samendrukbaarheid van zuiver water van $0,5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{N}$ en porositeiten tussen 0,1 en 0,5.

Voor de variatie van de parameter $n\beta$ is een bereik gekozen van $10^{-8} \text{ [m}^2/\text{N}]$ tot $10^{-6} \text{ [m}^2/\text{N}]$. Dit correspondeert met het bereik van verzadigingsgraden van 0,98 tot net onder 0,85, en omvat ook de range van waarden voor macroporositeit voor grond met een bodemstructuur als onder gezette steen.

De doorlatendheid k is gevarieerd tussen 10^{-5} en 10^{-2} m/s , aansluitend op realistische waarden voor grond met een bodemstructuur. Er is gerekend met twee elastische stijfheden $E = 4 \text{ MPa}$ en $E = 8 \text{ MPa}$.



Figuur 3.22 Amplificatiefactor (waterdrukamplitude in de grond gedeeld door de waterdrukamplitude op de grond) op 0,1 respectievelijk 0,3 m diepte afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlaag en de macroporositeit $\times$ compressibiliteit van het poriewater daarin, bij een bulkstijfheid van de grondlaag van 4 Mpa respectievelijk 8 Mpa met een dikte van 0,5 m.

De resultaten zijn weergegeven in Figuur 3.22 in de vorm van een amplificatiefactor. De weergegeven factor is de verhouding in amplitude van de druk ter plaatse van de waterspanningsmeters in de klei en de amplitude van de opgelegde golfdruk op het talud. De berekeningsresultaten worden getoond voor zowel 0,1 m als 0,3 m diepte, overeenkomend met de diepte van de waterspanningsmeters.

Te zien is dat er geen significante demping meer optreedt beneden een bepaalde compressibiliteit (rode oppervlak: amplificatiefactor ligt dicht bij 1), namelijk ca $3 \cdot 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ voor de berekeningen bij 4 Mpa en iets lager voor de berekeningen bij 8 Mpa. Bij deze zeer lage compressibiliteit is de stijfheid van het water veel hoger dan die van het korrelskelet van de grond. Een belasting bovenop de laag wordt dan nagenoeg volledig gedragen door het water en elke belasting bovenop de grond manifesteert zich dan direct als waterdruk in de grond. Bij een hogere compressibiliteit (meer lucht in het water) draagt de grond gedurende bepaalde tijd een deel van de belasting en de golfbelasting bovenop de grond wordt dan gedragen door het water en het korrelskelet van de grond.

Verder is te zien in Figuur 3.22 dat er voor hogere doorlatendheden ook minder demping optreedt. Er treedt nagenoeg geen demping meer op bij doorlatendheden boven de 10^{-3} m/s . De doorlatendheid is dan zo hoog dat de druk in het grondwater zich vrijwel instantaan vereffend met de opgelegde druk.

De 1D analyse geldt voor een intact kleitalud. Invloeden van schade en vorming van een erosieterras en -klif op de poriewaterdrukgradiënten worden niet beschouwd, evenals de effecten van bezwijk eigenschappen van grond op de vorming en het terugschrijden van de erosieklif. Deze eigenschappen zullen voor een belangrijk deel samenhang vertonen met de hierboven genoemde eigenschappen. De effecten ervan kunnen in Pluto-berekeningen met een aangepaste geometrie worden beschouwd, hetgeen hier verder niet aan de orde is. De analyse hier is van toepassing op het ontstaan van schade en voor het dieper worden van schade anders dan door het terugtreden van een erosieklif.

PLUTO

Het bodemprofiel in klei op een dijk heeft een gelaagde opbouw. Met het eindige elementenpakket Pluto zijn berekeningen uitgevoerd aan een gelaagd opgebouwde bodem om inzicht in de invloed van de gelaagdheid te verkrijgen.

De opbouw van de kleilaag van het talud is geschematiseerd als bestaande uit een aantal lagen met grensvlakken evenwijdig aan het taludoppervlak. De lagen hebben elk een bepaalde bulkstijfheid, bulkdoorlatendheid, macroporositeit en luchtgehalte van het water in de macroporiën. Met "bulk" wordt hier de eigenschap aangegeven geldend voor een volume grond met afmetingen zodanig dat de parameterwaarde van de eigenschap homogeen is over de laag. Met macroporositeit wordt de porositeit tussen structuurelementen van de bodemstructuur en graafgangen van macrofauna (o.a. wormgangen) aangegeven.

Er zijn met Pluto 4 berekeningen uitgevoerd (zie bijlage A). De parametersets voor de berekeningsscenario's en de lagen daarin zijn samengesteld uit meetresultaten voor verschillende monsters en terreinmetingen (doorlatendheid) en betreffen verschillende soorten metingen op verschillende typen en volumes van monsters. Bij het samenstellen van de parametersets wordt, zoals in de natuur, een samenhang tussen de variatie van de genoemde parameters in elk van de lagen verondersteld. Bovendien wordt verondersteld dat deze samenhangen met de bodemstructuur van de grond, zoals blijkt uit eerdere onderzoeken. In het algemeen is grond met een bodemstructuur met een hogere macroporositeit minder stijf en heeft een hogere bulkdoorlatendheid.

De resultaten van de berekeningen (zie bijlage B) geven aan dat de gelaagdheid van de bodem een rol speelt bij het optreden van demping en het ontstaan van opwaartse poriewaterdrukgradiënten.

De parameterwaarden voor de bovenste 0,35 m voor 2 scenario's (scenario's 3 en 4 in Bijlage A) zijn gelijk aan de waarden waarvoor een realistische damping werd berekend met de 1D-benadering met een laag van 0,5 m dikte. Voor de grond tussen 0,35 m en 0,5 m zijn stijfheid- en doorlatendheidswaarden gekozen van een veel minder poreuze en minder compressibele grond. De aanmerkelijk sterkere damping die in dat geval wordt berekend met Pluto kan daarom toegeschreven worden aan de geringere doorlatendheid en de hogere stijfheid van de grond tussen 0,35 m en 0,5 m diepte. Een verschil in (macro-) porositeit in de bovenste 0,15 m (scenario's 1 en 2 in Bijlage A) blijkt een zeer geringe invloed op de resultaten van de berekeningen te hebben (vergelijk bijlagen B.5 en B.6).

Verder is gebleken dat een verzadigingsgraad van 90% (scenario's 3 en 4 in Bijlage A) tot een betere overeenstemming tussen metingen en berekeningen leidt dan 97%. Een waarde van 90% wordt verwacht op basis van de metingen aan klei met een bodemstructuur uit de onverzadigde zone.

In deze berekeningen zijn zandlenzen niet expliciet gemodelleerd, terwijl met name meer continue zandlagen naar verwachting voor de doorlatendheid een relevante invloed hebben. Aanbevolen wordt in een vervolgstudie dit op te nemen in de berekeningen met Pluto.

WATERDRUKGRADIËNTEN

De resultaten van de verschillende berekeningen met de 1-D benadering en met Pluto zijn in Bijlage B weergegeven in vergelijking met de gemeten waarden. Op basis van de berekende en de gemeten waarden van waterdrukken op en in de klei zijn de verticale waterdrukgradiënten (kPa/m) bepaald. Vervolgens is voor elke berekening nagegaan welk deel van de tijd een bepaalde waterdrukgradiënt werd overschreden. Deze laatste waarde geeft een indruk van de totale duur waarin een bepaalde kracht op de grond is uitgeoefend als gevolg van de gradiënt. Dit is voor scenario 4 voor de locatie van waterspanningsmeter 2 weergegeven in Figuur 3.23 voor de 4 geanalyseerde golven.

De waarde in de figuur is als volgt gedefinieerd:

$$gradient = \frac{p_k - p_o}{z_k - z_o} \quad (3.22)$$

Met:

- p_k = druk in de klei op een afstand z_k van het klei-oppervlak (Pa)
- p_o = druk op het klei-oppervlak (Pa)
- z_k = afstand tot het klei-oppervlak (m)
- z_o = 0 (klei-oppervlak) (m)

De waterdrukgradiënt kan vergeleken worden met het eigengewicht van de klei. Het eigengewicht wordt door de waterdrukgradiënt precies gecompenseerd als:

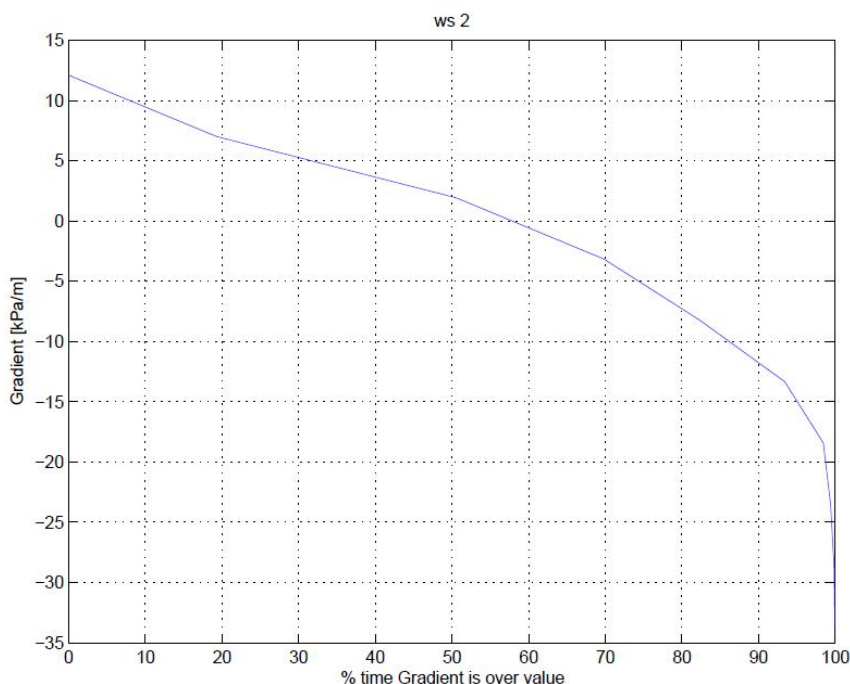
$$gradient = \frac{\partial p}{\partial z} = \rho \Delta g \quad (3.23)$$

Met:

- $\partial p / \partial z$ = waterdrukgradiënt (Pa/m)
- Δ = $(\rho_k - \rho) / \rho$ relatieve soortelijke massa van de klei (-)
- ρ_k = soortelijke massa van de klei (kg/m³)
- ρ = soortelijke massa van water (kg/m³)
- g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

Met $\Delta = 0,5$ (kluiten in grond met bodemstructuur in de bovenste 0,3 m) is er dus een evenwicht tussen de waterdrukgradiënt en het eigengewicht als $\partial p / \partial z = 5 \text{ kPa/m}$. In de figuur is te zien dat deze waarde gedurende ongeveer 30% van de tijd wordt overschreden tijdens golfaanval (zie ook paragraaf 2.3 in bijlage A en de referenties daarin).

De metingen en berekeningen van de overschrijding van drukgradiënten, zoals weergegeven in de bijlage B, geven aan dat er een aanzienlijk deel van de tijd een opwaartse gradiënt kan bestaan in een kleibekleding bij golven van $H_s = 1,6 \text{ m}$. De berekeningsresultaten laten zien dat de mate en duur van deze opwaartse gradiënt aanmerkelijk varieert afhankelijk van de aangenomen parameterwaarden voor porositeit, stijfheid en doorlatendheid van de bodem en de opbouw van de bodem. Dit wijst op een aanzienlijke invloed van deze parameters op de erosiesnelheid.



Figuur 3.23 Overschrijdingscurve voor de verticale drukgradiënt voor scenario 4 (locatie: waterspanningsmeter 2). De curve geeft het percentage van de tijd dat een bepaalde gradiënt wordt overschreden, waarbij een positieve waarde een opwaartse gradiënt vertegenwoordigt.

De hiergenoemde waarden voor porositeit, doorlatendheid en stijfheid kunnen in perspectief van taluds van klei op dijken geplaatst worden. Grond met een open bodemstructuur, zoals de bovenste ongeveer 0,3 m van kleigrond op een dijk, heeft een hoge macroporositeit, namelijk in de orde van 20 – 40 %. De doorlatendheid van deze grond is ongeveer 10^{-4} m/s (globaal tussen $6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ à $6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$). Uit de metingen en berekeningen is gebleken dat dergelijke klei een grote damping geeft, waardoor vrij grote naar buiten gerichte waterdrukgradiënten optreden. Golfwerking is daardoor effectief in het loswerken van kleibrokken.

Grond dieper in een talud, namelijk dieper dan ongeveer 0,5 – 0,8 m heeft weliswaar meestal een duidelijke bodemstructuur in de onverzadigde zone, maar de macroporositeit ervan bedraagt voor geschikte en goed aangebrachte klei slechts enkele procenten. De voor de berekeningen aangenomen golfbelasting is voor zulke grond veel minder effectief voor ontgroning, zoals blijkt uit de resultaten van de berekeningen (zie Figuur 3.22). Op 0,5 – 0,8 m diepte kan wel grond met een hogere macroporositeit voorkomen als de grond na

aanbrengen sterk is gekrompen of anderszins grote poriën heeft (te nat aangebracht of niet voldoende verdicht).

Het is aannemelijk dat zandinsluitingen hetzelfde effect hebben als macroporositeit en lokaal tot hoge naar buiten gerichte gradiënten kunnen leiden.

Klei op grotere diepte, beneden ongeveer 1,5 m, die goed verdicht is bij aanbrengen, heeft een zeer geringe porositeit gecombineerd met een zeer lage doorlatendheid. De porositeit en doorlatendheid zijn zelfs kleiner dan hier in de berekeningen is meegenomen. Daarnaast is er sprake van een zeer hoge verzadigingsgraad. In dergelijke grond treedt weinig demping op en is golfwerking weinig effectief, zoals ook is waargenomen voor de werking van zeer hoge golven (H_s ca. 3 m) op kale stevige klei (zie Deltares 2010b: Waarnemingen van effecten van golfaanval op kale klei op dijken bij Vlissingen, 1992, nadat de harde bekleding en klei met bodemstructuur is weggeslagen tijdens een hevige storm).

De resultaten van de berekeningen geven aan dat de erosiesnelheid van natuurlijke klei op een dijktafval bij golfaanval afhankelijk is van de macroporositeit, bulkdoorlatendheid en bulkstijfheid. Deze eigenschappen hangen slechts deels samen met de eigenschappen van de klei zoals die uit classificatieproeven komen, zoals korrelgrootteverdeling, Atterbergse grenzen. De bodemstructuur, die relatie heeft met deze classificatieproeven, blijkt veel bepalender te zijn voor de macroporositeit, bulkdoorlatendheid en bulkstijfheid.

De samenstelling van de grond zoals aangegeven door de klassificeer-eigenschappen heeft, naast invloed op bodemstructuur, invloed op de degradatie van de bodemstructuur bij bewegingen van bodemaggregaten tijdens golfbelasting. De brokken grond in een zandige grond slijten veel sneller en gemakkelijker dan die van stevige kleigrond. Een zandige grond zal bij overigens gelijke belasting mede daardoor eerder en meer ontgronden dan stevige klei. In het verleden is nooit een eenduidige relatie tussen de klassificeer-eigenschappen van grond en de erosiesnelheid bij belasting vastgesteld. Het ontbreken van een voldoende eenduidige relatie tussen klassificeer-eigenschappen van grond en mate van ontgroning bij belasting is, naar het zich laat aanzien, het gevolg van verschillen in bodemstructuur.

Een globale karakterisering van klei op dijken volstaat daarmee voor de beoordeling van mogelijke ontgroning bij golfaanval. Belangrijk daarbij is:

- de ligging ervan op de dijk ten opzichte van hoogwater
- een indicatie van de mate van “zandigheid” of “kleigheid” (Atterbergse grenswaarden)
- aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw
- mate van structuurvorming.

Aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen in de klei van de wijze en de kwaliteit van het aanbrengen (verdichting en watergehalte bij aanbrengen) en het voorkomen van bijmenging van zand en dergelijke.

3.5.3 Conclusies

Poriewaterdrukgradiënten zijn een belangrijke belasting in grond bij golfbelasting. Met 1D analytische berekeningen kunnen de waterdrukgradiënten door golfbelasting rekentechnisch efficiënt en redelijk nauwkeurig vastgesteld worden, zoals de overeenkomst van de berekeningsresultaten met de metingen aangeeft.

Uit het onderzoek komt naar voren dat de bulkdoorlatendheid van de grond, de bulkstijfheid en de macroporositeit bepalende parameters zijn voor de belasting van kleibrokken. Deze parameters bepalen de mate waarin uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten optreden bij golfaanval. De gradiënten zijn waarschijnlijk de belangrijkste belasting die kunnen leiden tot het uitdrukken van grondbrokken en tot vermoeiing (interne slijtage) van de grond. Waarschijnlijk zijn daardoor deze parameters ook belangrijk voor de erosiesnelheid. Uit de resultaten van eindige elementen berekeningen (met het programma Pluto) volgt dat de gelaagdheid invloed heeft op de poriewaterdrukgradiënten.

De bulkdoorlatendheid van de grond, de bulkstijfheid en de macroporositeit worden voornamelijk bepaald door de bodemstructuur van de klei. Deze is afhankelijk van de samenstelling van de grond, de diepte beneden maaiveld, de ligging van het freatisch vlak, de wijze van aanbrengen van de klei en de tijd (ouderdom gerekend vanaf de aanleg). De eigenschappen van de klei uit classificatieproeven, zoals korrelgrootteverdeling en Atterbergse grenzen, hebben samenhang met de ontwikkeling van de bodemstructuur. De mate waarin beweging in de kleibekleding door de golfbelasting de samenhang van de kleilaag zal aantasten, hangt samen met deze classificatieeigenschappen. Ze hebben een relatie met de mate van vermoeiing van de onderlinge verbindingen tussen de kleibrokken en de slijtage aan het kleioppervlak als gevolg van de golfbelasting.

Hoewel de genoemde eigenschappen van de klei elk belangrijk zijn voor de mate waarin waterdrukgradiënten de kleibrokken belasten, wijst onderzoek aan kleibekledingen in Nederland erop dat deze eigenschappen in de klei van Nederlandse dijken in bepaalde combinaties voorkomen. Het blijkt dat de bodemstructuur voor Nederlandse dijken in hoge mate vergelijkbaar is voor de verschillende typen bekledingen, behoudens zeer zandige klei en klei met kleine of grotere zandinsluitingen.

Een globale karakterisering van klei op dijken met een indicatie van de mate van “zandigheid” en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling. Zulke aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen in de klei van de wijze en kwaliteit van aanbrengen (verdichting en watergehalte bij aanbrengen) en bijmenging van zand en dergelijke. Er komen aanwijzingen uit het onderzoek dat zandinsluitingen in de klei een belangrijk negatief effect voor de erosiesnelheid hebben.

De resultaten van grootschalig modelonderzoek, die behandeld zijn in hoofdstuk 4, kunnen nader uitsluitsel geven over bovenstaande conclusies.

3.6 Numerieke berekeningen van erosie van de zandkern met Durosta

3.6.1 Durosta

Durosta is een numeriek model waarmee duinafslag door golfaanval als functie van de tijd kan worden berekend, waarbij tijdens de storm de golfcondities en waterstand variabel kunnen zijn. Het rekenmodel gebruikt o.a. de significante golfhoogte, golfperiode en korrelgrootte van het zand als invoer, samen met de geometrie van het duin tot met de vooroever. Vervolgens berekent het programma de erosie en sedimentatie in het duinprofiel, waarbij rond de waterlijn en daarboven het profiel erodeert, terwijl diep onder water er sedimentatie optreedt.

DUROSTA heeft een stationaire beschouwing van de hydrodynamica. De morfologische ontwikkeling worden uitsluitend tijdsafhankelijk gesimuleerd. Het heeft een parametrisch model om de verticale verdeling van de golfgedreven stroming en sedimentconcentraties te bepalen. Het sedimenttransport wordt berekend als het product van tijdsgemiddelde sedimentconcentraties en stroomsnelheden. Er wordt aangenomen dat het bodemtransport en het golfgedreven suspensietransport verwaarloosbaar zijn (uitsluitend zeewaartse transporten).

Stroomsnelheden en sedimentconcentraties worden aangedreven door golven. De golftransformatie wordt in DUROSTA berekend met het ENDEC model (Battjes en Janssen, 1978). De energiedissipatie van de golven, berekend met ENDEC, dient als invoer van een rollermodel (Roelvink en Stive, 1989). Uit de dissipatie van rollerenergie wordt de intensiteit van turbulentie berekend. De hoeveelheid turbulentie en de manier van breken van de golven worden vervolgens gebruikt om de referentie-sedimentconcentratie bij de bodem te berekenen. De aanvoer van zand van de duinen wordt gerealiseerd door het transport in de laatste natte rekencel te extrapoleren over de droge duin middels een sedimenttransport-vormfunctie die ondermeer afhangt van de golfloop (Van Baaren, 2007, Steetzel, 1994).

DUROSTA heeft samenvattend de volgende kenmerken:

- proces gebaseerd model
- Quasi 2DV domein
- morfologische tijdschaal
- Stationair, korte golven (Battjes & Janssen, 1978), maar wel aangepast aan bodemveranderingen
- Berekent de verticale structuur van de stroming
- Berekent de verticale structuur van het sediment transport profiel dat verkregen is door vermenigvuldiging van concentratie - en retourstroom profiel
- Bodemveranderingen op basis van transportgradienten
- Sedimenttransport vormfunctie over het droge zand gebaseerd op korte golfloop

3.6.2 Opzet van de berekeningen

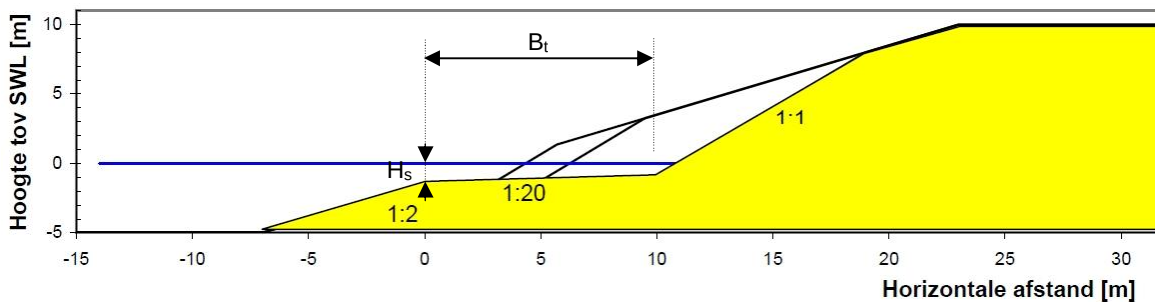
Hoewel dit numerieke model hier niet oorspronkelijk voor bedoeld is, kan hiermee ook de erosie van een dijklichaam berekend worden, aannemende dat de erosie gedomineerd wordt door erosie in het zand. Dit laatste geeft meteen de beperking aan van het model voor de toepassing bij het berekenen van de reststerkte van dijken. Het is pas bruikbaar als de erosie door de klei heen is en de zandkern van de dijk wordt aangetast. Naarmate een groter deel van het eroderende profiel uit zand bestaat des te betrouwbaarder zal het resultaat zijn. Dit geldt ook voor de gatgrootte in de richting evenwijdig aan de dijkas.

Durosta is in het huidige onderzoek gebruikt voor het tweede deel van het erosieproces: als de klei plaatselijk volledig doorgeërodeerd is en het zand bloot ligt.

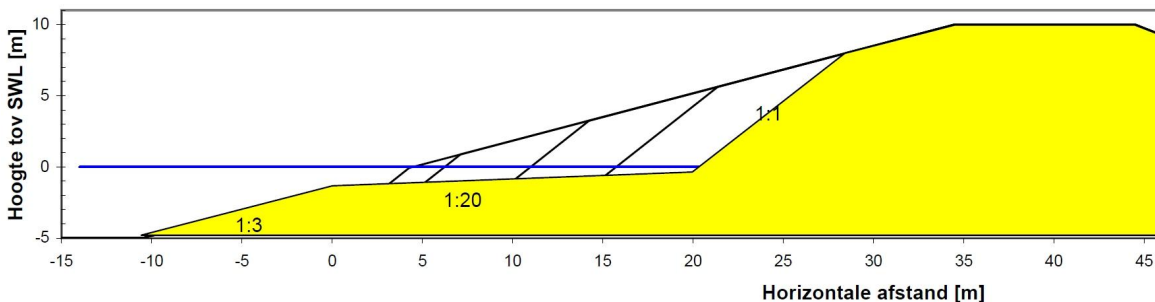
Het rekenmodel rekent in principe een tweedimensionale situatie door, zonder rekening te houden met zandtransport langs de teen van de dijk naar naastgelegen dijkvakken. Omdat in werkelijkheid zand voor de teen zal wegspoelen naar dijkvakken zonder gat in de bekleding, is er in de berekeningen kunstmatig voor gezorgd dat het gesedimenteerde zand bij de teen verdwijnt. Tijdens de proeven in de Deltagoot is hetzelfde gedaan. Daar is een aantal malen het zand bij de teen en op het ondertalud weggegraven. Daardoor is er een conservatief resultaat verkregen.

Gezien het te verwachten erosieproces, zoals beschreven in paragraaf 3.3.1, is het te verwachten dat de erosiesnelheid afneemt naarmate de erosie verder de dijk in vreet. Hier wordt de erosiesnelheid gedefinieerd als het volume dat erodeert per tijdseenheid en per meter dijk lengte: $\partial V_e / \partial t$. De mate waarin de erosie gevorderd is, wordt weergegeven met de erosielengte E_x , zijnde de afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het diepst gelegen punt in het geërodeerde profiel (horizontale afstand waarover het oorspronkelijke profiel verplaatst moet worden om te raken aan het erosieprofiel).

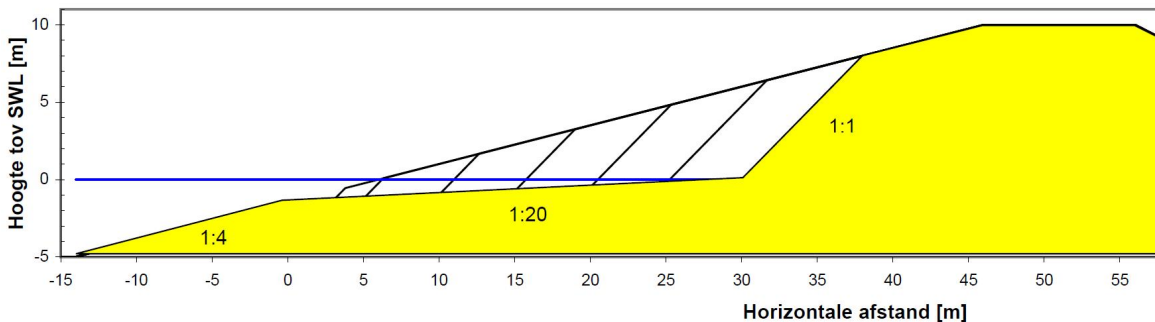
Met Durosta is gezocht naar de relatie tussen $\partial V_e / \partial t$ en E_x bij verschillende waarden van de golfcondities en de oorspronkelijke taludhelling.



Figuur 3.24 Profiel bij talud van 1:2 met diverse waarden van E_x en definitie terrasbreedte B_t



Figuur 3.25 Profiel bij talud van 1:3 met diverse waarden van E_x .



Figuur 3.26 Profiel bij talud van 1:4 met diverse waarden van E_x .

Alle berekeningen zijn uitgevoerd met een geschematiseerd profiel, dat zo gekozen is dat de erosie voornamelijk plaatsvindt ter plaatse van de klif en niet of nauwelijks op het flauwe onderwaterterras, en er daar ook weinig sedimentatie optreedt.

Het is gebleken dat dit bereikt kan worden door een terras in het profiel aan te nemen, met de voorrand op H_s onder de waterlijn en een helling α_t van ongeveer 1:20 (bij $H_s = 1,5$ m). Het oorspronkelijk dijktaalud onder het terras is in deze schematisatie ook van zand, maar door de gekozen geometrie erodeerde dit talud niet of nauwelijks. Hierdoor geeft dit een goede

benadering van de werkelijkheid, waar op het talud onder het terras ook geen erosie optreedt vanwege de daar dan nog aanwezige klei en/of steenzetting.

De gebruikte profielen zijn weergegeven in Figuur 3.24 tot en met Figuur 3.26. Te zien is dat er diverse terrasbreedtes zijn toegepast en drie verschillende oorspronkelijke taludhellingen. Bij benadering geldt: $E_x = B_t(1 - \tan\alpha_t/\tan\alpha)$.

De helling van de klif is gekozen op 1:1.

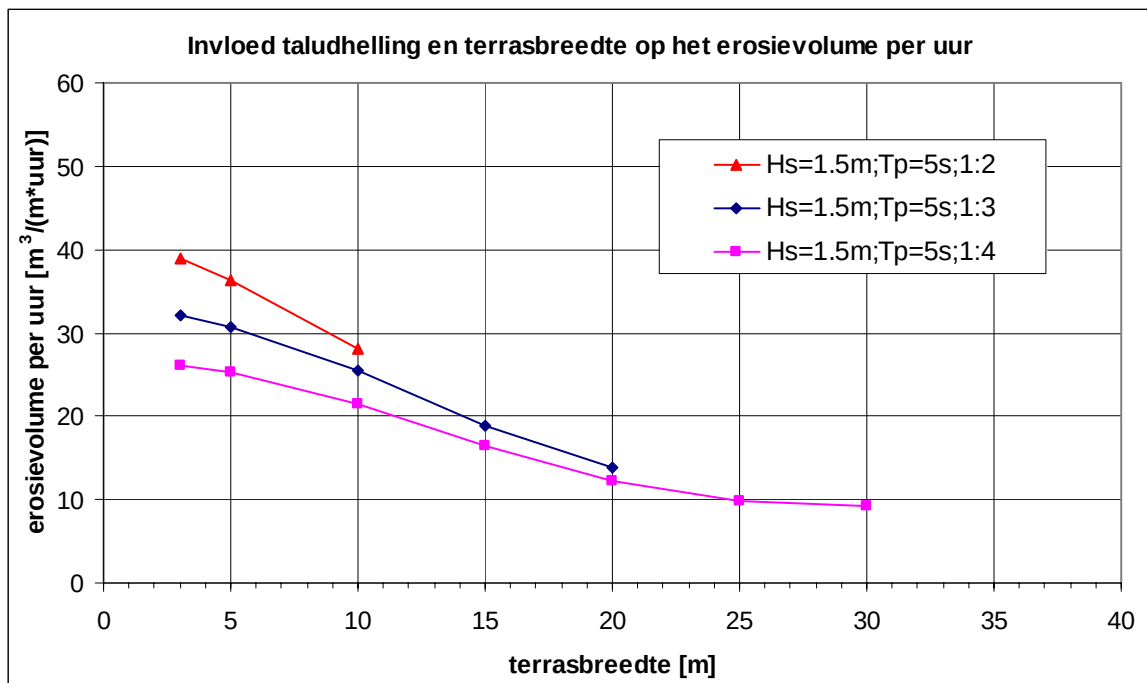
Merk op dat de dijk steeds zo hoog gekozen is, dat het erosieprofiel in het buitentalud zit.

In eerste instantie zijn diverse berekeningen uitgevoerd met $H_s = 1,5$ m en een golfperiode T_p van respectievelijk 4, 5, 6 en 7 s. Hierdoor varieert de golfsteilheid van 0,06 tot 0,020. Alle berekeningen zijn uitgevoerd met zand met $D_{50} = 0,2$ mm, hetgeen ongeveer overeenkomt met de gemiddelde D_{50} van zand in Nederlandse dijken.

Door de duur van elke berekening gelijk aan 1 uur te kiezen en vervolgens te berekenen hoeveel erosie er is opgetreden, is hiermee de erosiesnelheid uitgedrukt in $\text{m}^3/\text{uur}/\text{m}$ bepaald.

3.6.3 Invloed van de golfperiode en taludhelling

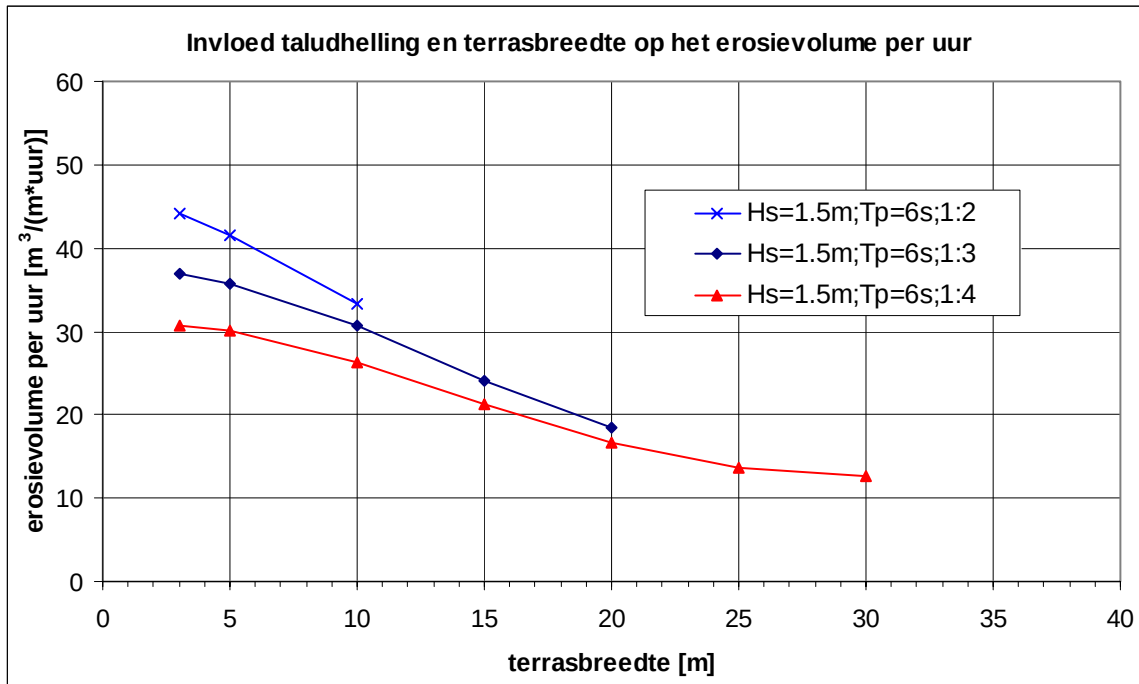
In Figuur 3.27 en Figuur 3.28 zijn de resultaten te zien van 3 verschillende taludhellingen in combinatie met een golfconditie van $H_s = 1,5$ m en $T_p = 5$ s en respectievelijk een golfconditie van $H_s = 1,5$ m en $T_p = 6$ s.



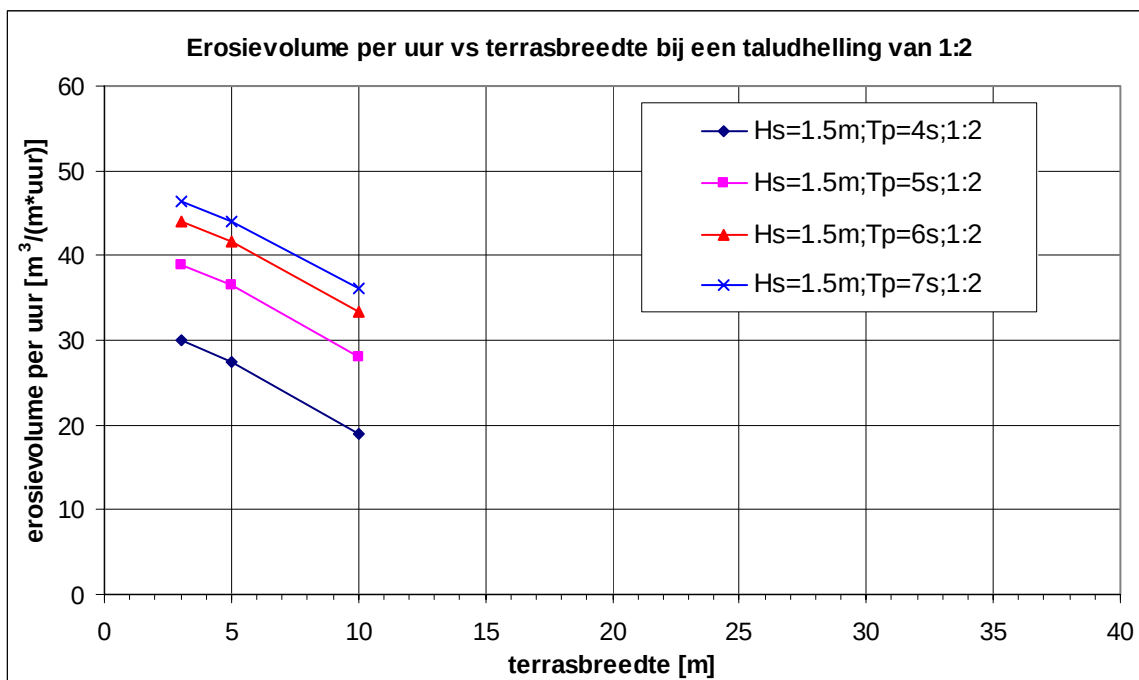
Figuur 3.27: Invloed taludhelling en terrasbreedte op het erosievolume per uur ($H_s = 1,5$ m en $T_p = 5$ s)

De erosiesnelheid bij de 3 taludhellingen neemt af naarmate de terrasbreedte groter wordt, zoals werd verwacht. De invloed van de taludhelling wordt bij toenemende terrasbreedte echter steeds kleiner. Dit geldt bij beide golfcondities.

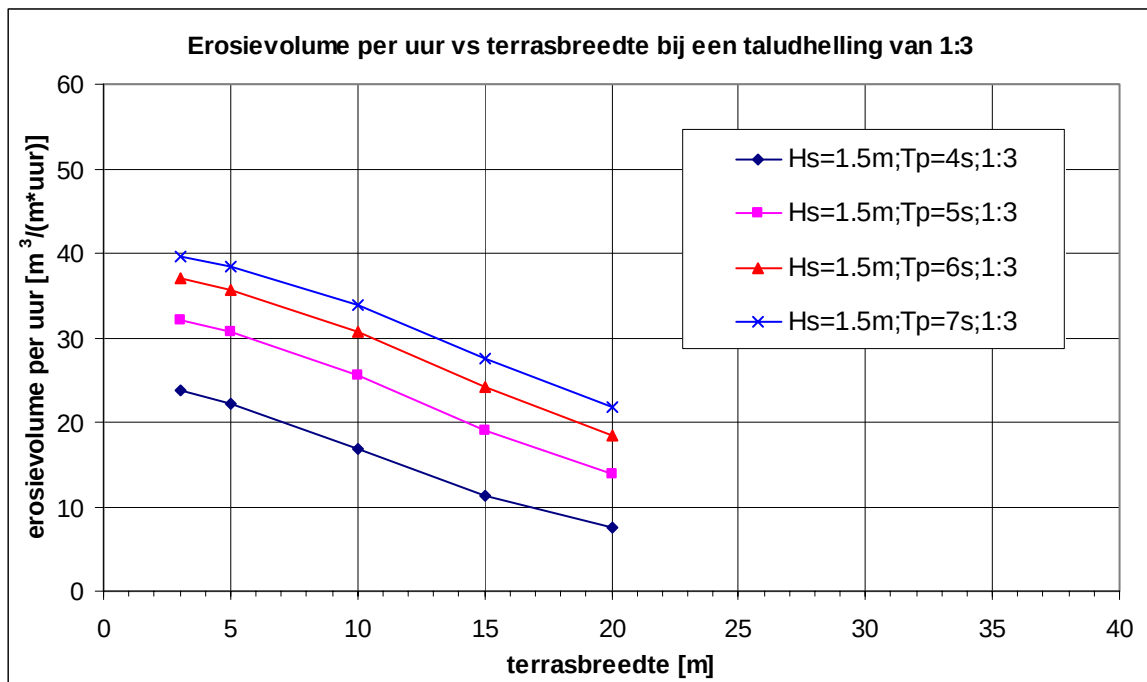
Wanneer we per taludhelling de grootte van het erosievolume per uur voor de verschillende golfperiodes vergelijken, zie Figuur 3.29 tot en met Figuur 3.31, dan valt op dat de absolute toename in erosiehoeveelheid van korte naar lange periodes afneemt naarmate de periode toeneemt. De langste periodes geven wel de grootste erosiesnelheid. De lijnen in de figuren liggen parallel en dat betekent dat de golfperiode bij alle terrasbreedtes dezelfde invloed heeft.



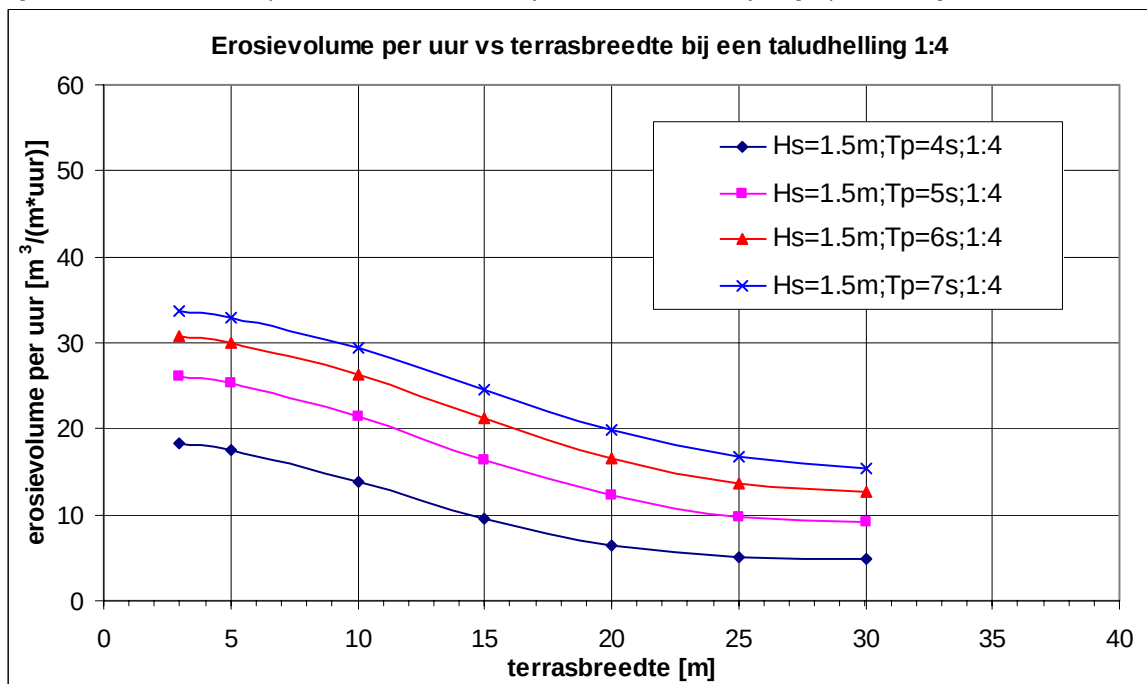
Figuur 3.28: Invloed taludhelling en terrasbreedte op het erosievolume per uur ($H_s = 1,5$ m en $T_p = 6$ s)



Figuur 3.29: Erosievolume per uur vs terrasbreedte bij een 1:2 talud waarbij de golfperiode is gevarieerd



Figuur 3.30: Erosievolume per uur vs terrasbreedte bij een 1:3 talud waarbij de golfperiode is gevarieerd



Figuur 3.31: Erosievolume per uur vs terrasbreedte bij een 1:4 talud waarbij de golfperiode is gevarieerd

De lijnen in Figuur 3.31 hebben de vorm van een S-curve. De helling van de lijnen is het grootst bij een terrasbreedte van 10 m tot 15 m. Hier is de terrasbreedte het meest effectief in het verkleinen van de erosiesnelheid. Bij terrasbreedtes van 25 m en meer blijft het erosievolume per uur min of meer constant.

Hierbij dient wel aangetekend te worden dat de erosie zich in deze laatste stap van 25 m naar 30 m zich met name afspeelt door een verdere verlaging van het terras. Zoals ook in Figuur 3.27 is te zien is de waterdiepte bij een terrasbreedte van 30 m nihil aan het einde van het

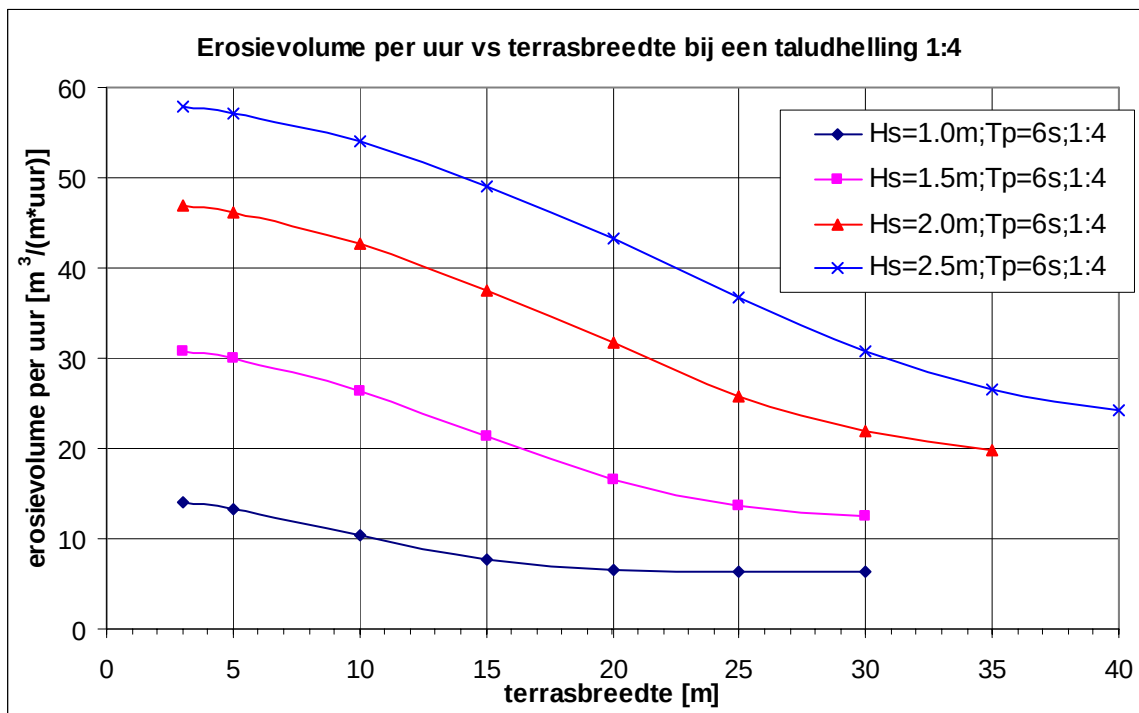
terras. Het profiel is hier dus niet helemaal goed gekozen, waardoor ook het rekenresultaat wat minder betrouwbaar is.

Door de verlaging van het terras ontstaat er een flauwer terrastalud. Als gevolg van dit proces zullen de golven minder breken en aan het einde van het terras nog voldoende krachtig zijn om het boventalud verder te eroderen.

3.6.4 Invloed van de golfhoogte

Om het effect van de golfhoogte mee te nemen zijn voor een taludhelling van 1:4 en een vaste golfperiode $T_p = 6$ s, drie andere waarden voor de golfhoogten doorgerekend.

Hierbij moest wel de taludhelling van het terras aangepast worden. Het doel was steeds om geen erosie of sedimentatie op het terras te krijgen. Bij golven van $H_s = 1,5$ m was dit goed te realiseren bij een terrashelling van 1:20. In dat geval was de erosie en sedimentatie in evenwicht. Voor lagere golven was een flauwere helling noodzakelijk en voor hogere golven een steilere helling.



Figuur 3.32: Erosievolume per uur vs terrasbreedte bij een 1:4 talud waarbij de golfhoogte is gevarieerd ($T_p = 6$ s en $\tan \alpha = 0,25$)

Tabel 3.1 geeft een overzicht van de gebruikte terrashellingen.

Tabel 3.1: Terrashellingen in DUROSTA

$H_s = 1,0$ m	terrashellingen = 1:22
$H_s = 1,5$ m	terrashellingen = 1:20
$H_s = 2,0$ m	terrashellingen = 1:18
$H_s = 2,5$ m	terrashellingen = 1:16

In Figuur 3.32 zijn de resultaten weergegeven. Waar we bij een golfhoogte van 1,5 m zagen dat de erosiesnelheid min om meer constant werd bij een terrasbreedte van 25 m en meer, zien we nu dat deze afstand kleiner is bij kleinere golfhoogten en groter bij grotere golfhoogte.

3.6.5 Analyse van de resultaten

In de analyse wordt geprobeerd een dimensieloze formule te creëren die zo goed mogelijk aansluit op de berekende resultaten uit de vorige paragraaf. Gegeven de parameters die gevarieerd zijn bij de berekeningen en de te verwachten fysische relaties, wordt gebruikgemaakt van de volgende dimensieloze parameters:

- Dimensieloze erosiesnelheid: $\frac{\partial V / \partial t}{H_s^2 / T_p}$
- Dimensieloze terrasbreedte: $\frac{B_t}{H_s}$
- Golfsteilheid: $s_{op} = \frac{H_s}{\frac{g}{2\pi} T_p^2}$
- Taludhelling: $\tan \alpha$

B_t is in dit geval de terrasbreedte welke gedefinieerd is als de horizontale breedte van het terras (zie Figuur 3.24).

Door enkele functievoorschriften te proberen, is gebleken dat de relatie tussen de dimensieloze erosiesnelheid en de dimensieloze terrasbreedte het best benaderd kan worden met een formule die de vorm heeft van:

$$\frac{\partial V / \partial t}{H_s^2 / T_p} = c_1 + c_2 \cdot e^{-c_3 (B_t / H_s)^2} \quad (3.24)$$

Met:

c_1 , c_2 en c_3 = parameters die afhankelijk kunnen zijn van s_{op} en $\tan \alpha$.

In deze formule is c_1 de waarde van de dimensieloze erosiesnelheid als $B_t / H_s = \infty$ en $c_1 + c_2$ heeft de waarde van de dimensieloze erosiesnelheid voor $B_t / H_s = 0$.

Vervolgens is de relatie tussen c_1 , c_2 en c_3 enerzijds en s_{op} en $\tan \alpha$ anderzijds bepaald. Dit is gedaan door Figuur 3.27 tot en met Figuur 3.32 opnieuw te tekenen, maar dan met de dimensieloze erosiesnelheid op de verticale as en de dimensieloze terrasbreedte op de horizontale as. In deze figuren is formule (3.24) gefit met de optimale waarde van c_1 , c_2 en c_3 . Tenslotte is de relatie bepaald tussen de zo bepaalde waarden van c_1 , c_2 en c_3 enerzijds en s_{op} en $\tan \alpha$ anderzijds. Dit heeft geleid tot het volgende:

$$c_1 = \frac{0,26}{s_{op}^{1,3}} \quad (3.25)$$

$$c_2 = (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (235 - 2600 \cdot s_{op}) \quad (3.26)$$

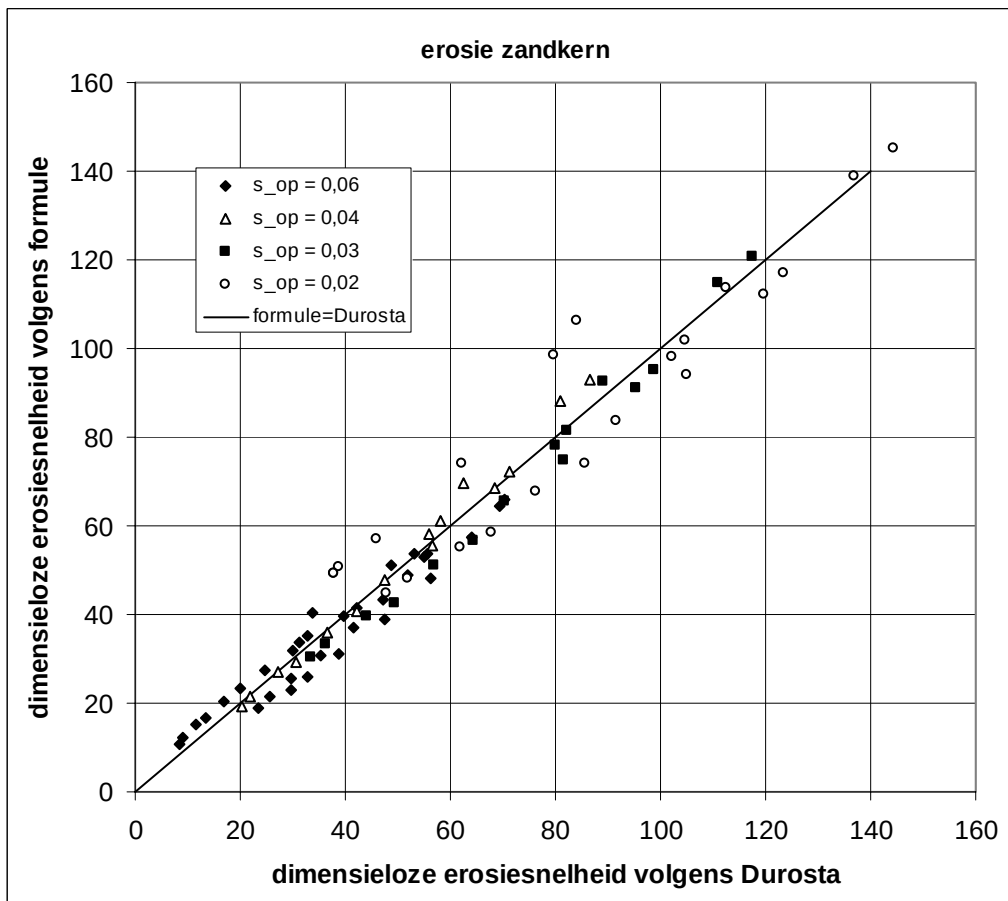
$$c_3 = 0,0091 \quad (3.27)$$

Invullen van formule (3.26) en (3.27) in formule (3.24) geeft uiteindelijk:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,26}{s_{op}^{1,3}} + (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (235 - 2600 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \quad (3.28)$$

Uiteraard is deze formule slechts geldig in het doorgerekende bereik (zie paragraaf 3.6.3 en 3.6.4). Waarschijnlijk is een kleine extrapolatie buiten dit bereik nog wel toelaatbaar, waardoor het toepassingsgebied uitkomt op $0,7 < H_s < 3,0$ m en $0,22 < \tan \alpha \leq 0,5$ en $0,015 < s_{op} < 0,06$ en $0,18 < D_{50} < 0,22$ mm.

In Figuur 3.33 zijn de met Durosta berekende dimensieloze erosiesnelheden ($\partial V_e / \partial t / (H_s^2 / T_p)$) vergeleken met die volgens deze formule. Het blijkt dat de formule de trends uit de berekeningen met Durosta goed weergeeft.



Figuur 3.33: Met DUROSTA berekende dimensieloze erosiesnelheid ($\partial V_e / \partial t / (H_s^2 / T_p)$) versus de berekende waarden met formule (3.28)

Voor een talud zonder berm geldt:

$$E_x = B_t \left(1 - \frac{\tan \alpha_t}{\tan \alpha} \right) \quad (3.29)$$

Formule (3.28) moet nog verder verbeterd worden door het te vergelijken met empirische gegevens (zie hoofdstuk 4).

4 Erosie van klei en zandkern in grootschalig modelonderzoek

4.1 Inleiding

Met de conclusies en de resultaten uit het vorige hoofdstuk is in dit hoofdstuk onderzocht in hoeverre die aansluiten op de beschikbare experimentele gegevens. Door de voorlopige formules met de resultaten van de Deltagootproeven te vergelijken, is het mogelijk de formules aanzienlijk te verbeteren.

Voorzover het gaat om de erosie van klei wordt zoveel mogelijk gebruikgemaakt van onderzoeksresultaten waarbij klei in ongeroerde staat in de Deltagoot is geplaatst. In de loop van de tijd is de techniek om dit voor elkaar te krijgen steeds verder verbeterd. De beste methode is in 2006 en 2010 toegepast (Wolters e.a. 2007 en 2011), toen een stalen bak zonder bodem in de klei/keileem van een dijk is gedrukt. Vervolgens is de klei/keileem rondom de bak verwijderd en kon een bodemplaat er ondergeschoven worden. Daarmee is een blok ongeroerde klei/keileem verkregen van enkele kubieke meters. Deze blokken zijn vervolgens voorzichtig in de Deltagoot geplaatst en met vijzels tegen elkaar gedrukt, zodat er vrijwel geen spleten tussen de blokken overbleven.

Als de klei vergraven wordt en in lagen wordt aangebracht in de modelopstelling en laag voor laag wordt verdicht, wordt een grotere erosiebestendigheid verkregen. De klei heeft dan niet de bodemstructuur zoals deze in de loop der jaren in dijken ontstaat boven GHW. De klei is dan meer vergelijkbaar met de klei die op dijken wordt aangetroffen onder GHW.

Kleinschalig onderzoek met echte klei is in dit onderzoek niet betrokken, omdat de resultaten niet te vertalen zijn naar prototypeschaal.

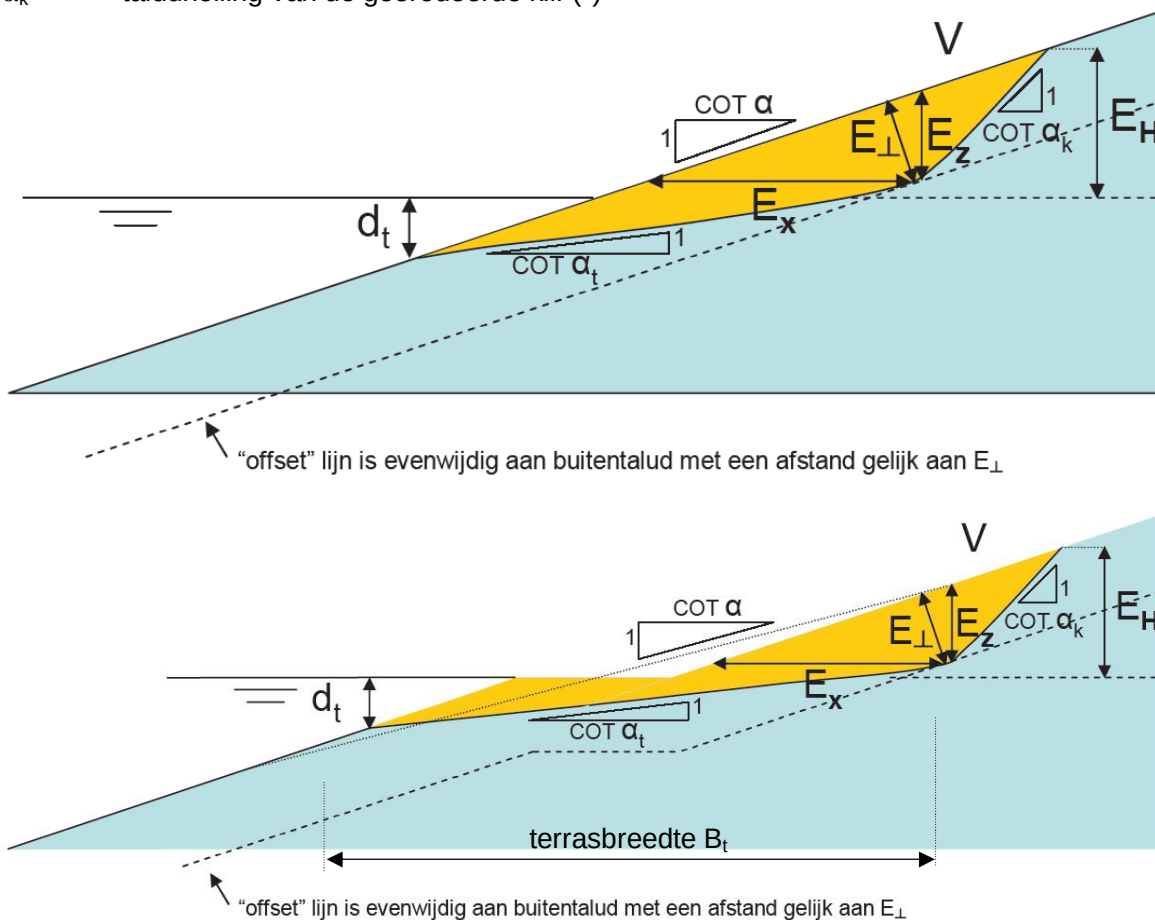
In onderstaande paragraaf worden vier onderzoeken kort beschreven en worden de proefresultaten samengevat. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de parameters om de mate van erosie weer te geven (zie ook Figuur 4.1).

In een geschematiseerde erosieprofiel zoals Figuur 4.1 is de grootte van de verschillende parameters direct duidelijk. Als er echter een berm in het talud zit en het erosieprofiel een gecompliceerde vorm heeft zoals tijdens de metingen, is het noodzakelijk een eenduidige methode te hebben om de parameters te bepalen.

Een gemakkelijke manier om deze parameters te bepalen, is door de verschillende taluddelen van het oorspronkelijke talud (talud onder de berm, de berm en het talud boven de berm) zo ver te verschuiven totdat ze raken aan het erosieprofiel, in een richting haaks op het betreffende taluddeel. Vervolgens kunnen de volgende parameters bepaald worden, gemeten vanuit het raakpunt van het taluddeel dat het verste verschoven moet worden:

- E_x = Erosielengte, namelijk de grootste horizontale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel (m)
- $E_{\perp}$ = Erosiediepte loodrecht t.o.v. de originele taludhelling (grootste afstand tussen originele profiel en geërodeerd profiel, gemeten haaks op het originele profiel) (m)
- E_z = Erosiehoogte, namelijk de grootste verticale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel (m)
- d_t = Diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van het geërodeerde flauwe onderwaterterras (m)

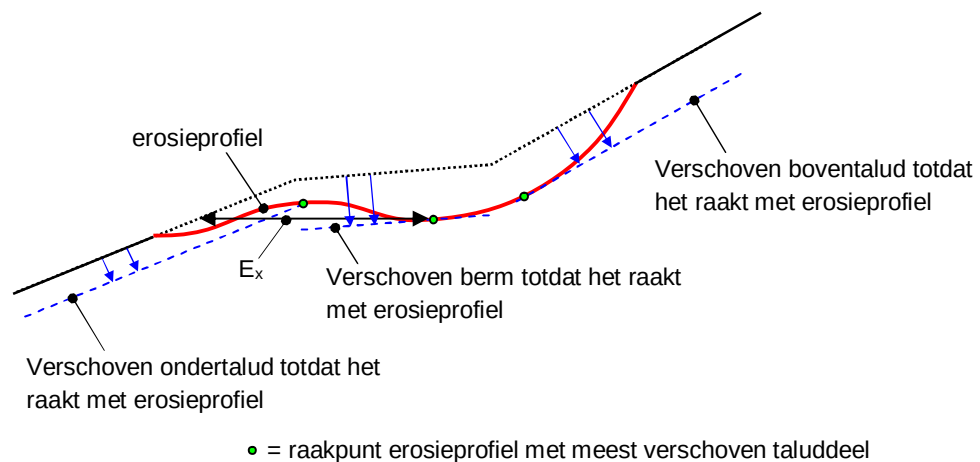
- E_H = Hoogte ten opzichte van SWL van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van de geërodeerde klif (m)
- B_t = terrasbreedte, waarbij het terras en de klif elk geschematiseerd zijn tot een rechte lijn (m)
- V_e = Erosievolume per meter dijk (m^3/m)
- α = taludhelling van het originele dijkprofiel ($^\circ$)
- α_t = taludhelling van het geërodeerde flauwe terras ($^\circ$)
- α_k = taludhelling van de geërodeerde klif ($^\circ$)



Figuur 4.1: Definities erosieprofiel met en zonder berm

Een voorbeeld hiervan is uitgewerkt in Figuur 4.2. Er is steeds sprake van een lijnstuk (deel van het talud) dat verschoven wordt. Dat lijnstuk kan ergens tussen de uiteinden raken aan het geërodeerde profiel, of het uiteinde kan samenvallen met het geërodeerde profiel. Het laatste is in dit voorbeeld het geval voor het ondertalud.

In de analyse van de resultaten wordt de gecompliceerde vorm van het oorspronkelijke talud met berm gekarakteriseerd door een equivalent talud. Er is namelijk geconstateerd dat al na zeer korte tijd de voorrand van de berm erodeert, waarna de berm nauwelijks meer te zien is. Dat heeft geleid tot de aanname dat het oorspronkelijke profiel met berm gekarakteriseerd kan worden door een equivalent talud vanaf een punt op het talud op H_s onder de waterlijn, tot een punt op het boventalud op H_s boven de waterlijn.



Figuur 4.2: Voorbeeld bepaling E_x bij gecompliceerd erosieprofiel en talud

Alle erosievolumes zijn opnieuw bepaald aan de hand van de gemeten erosieprofielen. De volumes zijn voor iedere proef op eenzelfde wijze bepaald. Als de erosie gemeten is met meerdere naast elkaar gelegen raaien, is steeds het gemiddelde genomen en niet het maximum. Het is namelijk gebleken dat in de loop van de proeven de erosie in de ene raai soms iets harder gaat dan in de anderen, maar dat even later de verschillen weer kleiner worden. Kennelijk heeft een lokaal grotere erosie invloed op de lokale belasting in het betreffende gat, waardoor de erosie daar vertraagd. Het erosieproces wordt kennelijk meer bepaald door het gemiddelde dan door een maximum.

Naarmate het erosieproces vordert, wordt er steeds meer geërodeerd materiaal op de teen en het ondertalud afgezet. Dit kan ertoe leiden dat het breken van de golven steeds verder zeewaarts verschuift.

In werkelijkheid is er waarschijnlijk een plaatselijke schade in het talud, met slecht plaatselijk erosie van de kleilaag en de dijk kern. Het is dan te verwachten dat het eroderende materiaal niet alleen sedimenteert bij de teen in het dwarsprofiel waar het gat in de bekleding is ontstaan, maar zal het door langsstroming langs de dijk ook naar elders vervoerd worden. Daarom zal in de werkelijkheid minder materiaal direct zeewaarts van de erosie worden afgezet, en wordt het breken van de golven minder beïnvloed.

Naar verwachting is dit proces verwaarloosbaar zolang er slechts erosie van de kleilaag optreedt. Het volume aan geërodeerd materiaal is dan nog relatief klein. Zodra echter ook de dijk kern gaat eroderen, is het volume zo groot dat maatregelen genomen moeten worden. In het modelonderzoek is het dan gebruikelijk het gesedimenteerde materiaal tussentijds weg te graven. Dit is alleen gedaan voor het onderzoek van Wolters e.a. (2011), omdat er tijdens de andere onderzoeken geen gesedimenteerde berm van betekenis aan de teen ontstond.

4.2 Overzicht van beschikbare resultaten van modelonderzoek

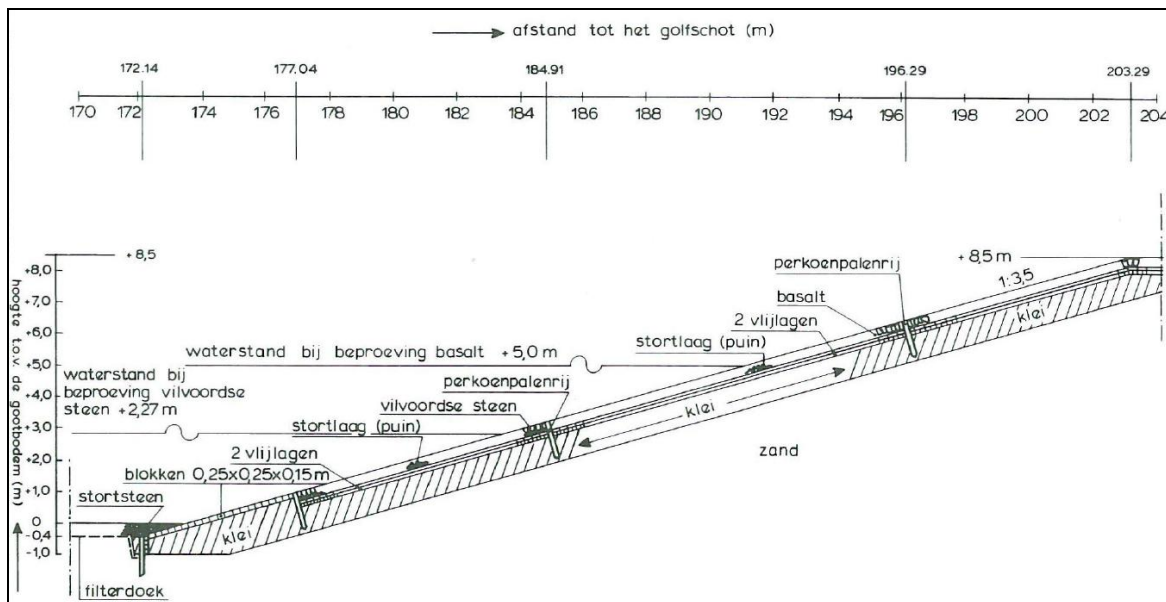
4.2.1 Deltagootproeven met geroerde kleilaag belast met lange golven

De proeven op de twee soorten klei was onderdeel van een hele reeks proeven op allerlei soorten taludverdedigingen met een recht talud van 1:3,5 (Burger 1985). De modelopstelling is gegeven in Figuur 4.3.

Voordat aan deze erosieproeven werd begonnen, zijn eerst de kleilagen hersteld zodat er een vlak onbeschermd kaal kleitalud ontstond. Deze klei is vervolgens beproefd met

ongebruikelijke golfrandvoorwaarden, namelijk een regelmatig golfhoogte van 1,05 m en een periode van 12 seconden. Golfklappen werden hierdoor vermeden.

De erosieprofielen zijn bepaald op basis van 1 raai. De erosie is steeds opgetreden onder de waterlijn. De proef is opgesplitst in drie delen en na elk deel is het erosieprofiel opgemeten. Na het tweede deel is er nog vrij weinig verschil in erosiediepte tussen de twee kleisoorten. De erosie is nog slechts een paar centimeter diep (grootste diepte is bij beide 4 cm) en daarom wordt de klei op verschillende plaatsen met een aantal latten ingedrukt. Deze inkepingen bevinden zich boven de reeds ontstane erosieplekjes. Gedurende het derde deel van de proef breidt het gat zich in de schrale klei snel uit, maar opmerkelijk genoeg is de schade niet direct ter plaatse van de inkepingen. Aan het eind van de derde proef is de maximale erosiediepte in de schrale klei 38 cm en in de vette klei 7 cm. De gemeten erosie in termen van volume is gegeven in Tabel 4.1.



Figuur 4.3 Doorsnede testsectie schrale en vette klei (Alle lagen boven de klei zijn verwijderd bij aanvang van de test)

Nr.	cot α	H	T	Σ Duur	Σ Erosievolume V_e vette klei	Σ Erosievolume V_e schrale klei
	[-]	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[m ³ /m]
P1	3,5	1.05	12	1	0,01	0,07
P2	3,5	1.05	12	2,66	0,04	0,14
P3	3,5	1.05	12	4,66	0,19	0,94

Tabel 4.1: Resultaten van de proeven (Burger 1985)

4.2.2 Deltagootproeven met kleilaag van twee typen klei

In het kader van onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen is een dijk opgebouwd met taludhelling van 1:4 (zonder berm) met een kleilaag van 80 cm (Wouters 1993), zie Figuur 4.4 en Figuur 4.5. De ene helft van de goot was opgebouwd uit klei van Perkpolder en de andere helft van Kruiningen. De Perkpolderklei behoort tot de matig erosiebestendige categorie (zandgehalte $\approx 32\%$). De klei van de locatie Kruiningen is grotendeels van de

erosiebestendige categorie (zandgehalte $\approx 18\%$), met uitzondering van de toplaag van 0,1 tot 0,2 m.

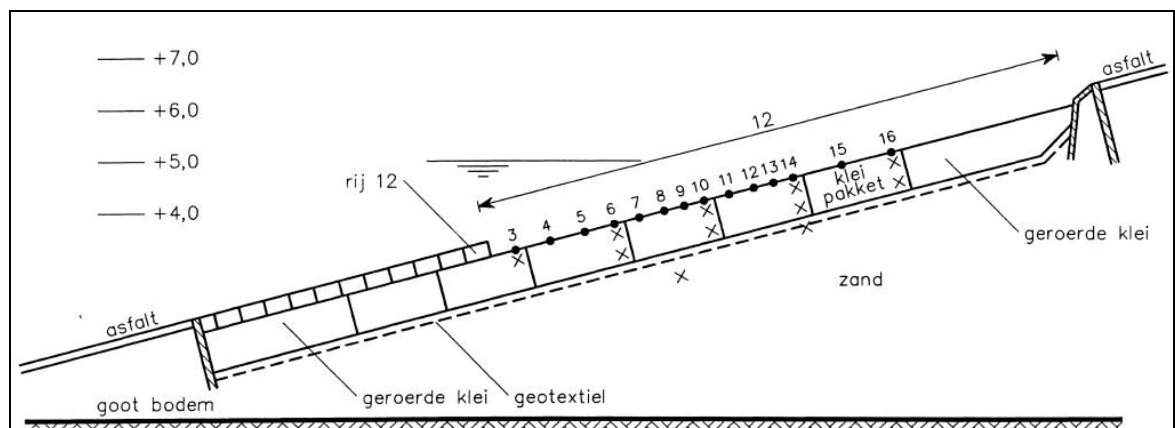
Er is getracht om de klei zo netjes mogelijk in ongeroerde staat in de Deltagoot krijgen. Daartoe heeft men blokken klei op de dijk vrijgegraven, een stalen onderplaat eronder geschoven, en vervolgens met houten schotten de zijanten ingepakt. Helaas was de klei vrij droog en bleek deze methode niet zo succesvol. Daardoor was er veel klei van de randen afgebrokkeld en was het deels gescheurd geraakt. Doordat de ongeroerde kleiblokken beschadigingen hadden opgelopen zijn uiteindelijk de randen van de blokken verwijderd zodat de kleiblokken uiteindelijk afmetingen van $1,9 \times 2,2 \times 0,8 \text{ m}^3$ hadden.

Er zijn twee proevenseries uitgevoerd, namelijk eerst een serie proeven met relatief hoge waterstand, waarbij de erosie in de bovenste helft van de modelopstelling ontstond, en daarna met een lage waterstand op het nog onbeschadigde stuk klei. Bij de laatste test van de laagwatersituatie is de waterstand met 0,3 m verlaagd om de erosie te versnellen.

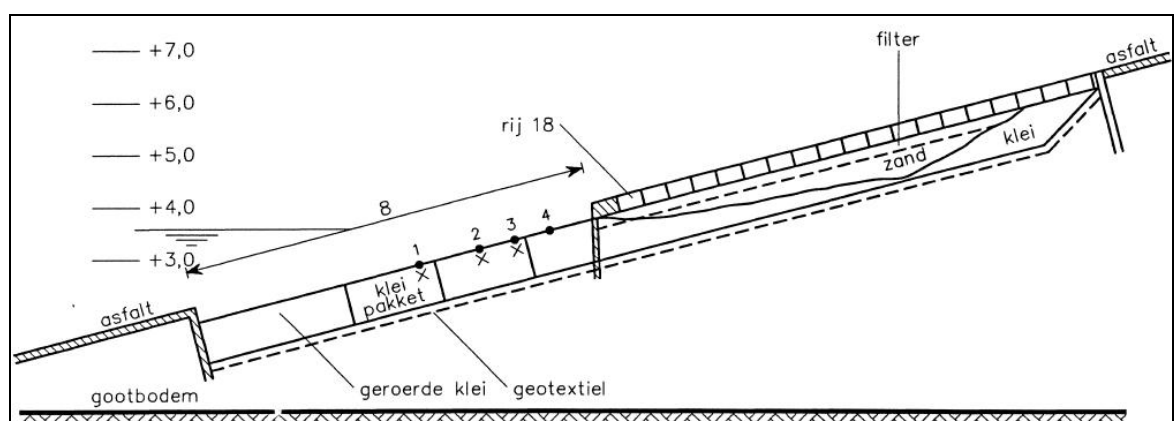
In de loop van de proeven kwam de erosie bij de overgangsconstructies, waardoor het optreden erosievolume mogelijk beïnvloed is.

De resultaten van de proeven zijn gegeven in Tabel 4.2 tot/met Tabel 4.5. De gemeten erosieprofielen zijn gegeven in bijlage F (Figuur F.4 t/m F.8).

Gezien de problemen bij het inbouwen en de noodgrepen tijdens het onderzoek, moet men alert zijn bij de interpretatie van de resultaten.



Figuur 4.4 Doorsnede testsectie met klei van Perkpolder en Kruiningen tijdens proeven met hoge waterstand



Figuur 4.5 Doorsnede testsectie met klei van Perkpolder en Kruiningen tijdens proeven met lage waterstand

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie- volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
K21-22	1,45	4,90	0,44	0,27	0.039	0,75	0,18	0,19	0,85	-0,26
K23	1,49	5,00	1,17	0,92	0.038	1,26	0,32	0,33	0,90	0,23
K24-25	1,47	5,10	2,00	1,87	0.036	1,93	0,47	0,48	0,91	0,51

Tabel 4.2: Resultaten met klei van Perkpolder, proeven met hoge waterstand

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie- volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
K21-22	1,45	4,90	0,44	0,41	0.039	0,92	0,23	0,23	1,07	-0,36
K23	1,49	5,00	1,17	1,15	0.038	1,77	0,44	0,45	0,74	0,51
K24-25	1,47	5,10	2,00	3,33	0.036	3,45	0,84	0,86	1,09	0,72

Tabel 4.3: Resultaten met klei van Kuiningen, proeven met hoge waterstand

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie- volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
L01-02	0,96	4,30	0,81	0,28	0.033	0,96	0,24	0,24	0,93	-0,35
L03	0,96	4,30	1,81	0,70	0.033	1,52	0,38	0,40	1,05	-0,24
L04	1,00	4,20	3,57	1,45	0.036	1,75	0,45	0,46	1,07	0,21
L05-06	1,00	4,20	10,12	2,19	0.036	2,61	0,66	0,68	1,20	0,21
L07	1,00	4,20	13,55	2,33	0.036	3,09	0,72	0,74	1,22	0,21
L08	1,00	4,20	14,90	2,45	0.036	3,28	0,84	0,87	1,23	0,20

Tabel 4.4: Resultaten met klei van Perkpolder, proeven met lage waterstand

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie- volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
L01-02	0,96	4,30	0,81	0,45	0.033	0,91	0,23	0,24	1,02	-0,27
L03	0,96	4,30	1,81	0,91	0.033	1,51	0,37	0,38	1,07	0,35
L04	1,00	4,20	3,57	1,50	0.036	2,62	0,67	0,69	1,12	0,18

Tabel 4.5: Resultaten met klei van Kuiningen, proeven met lage waterstand

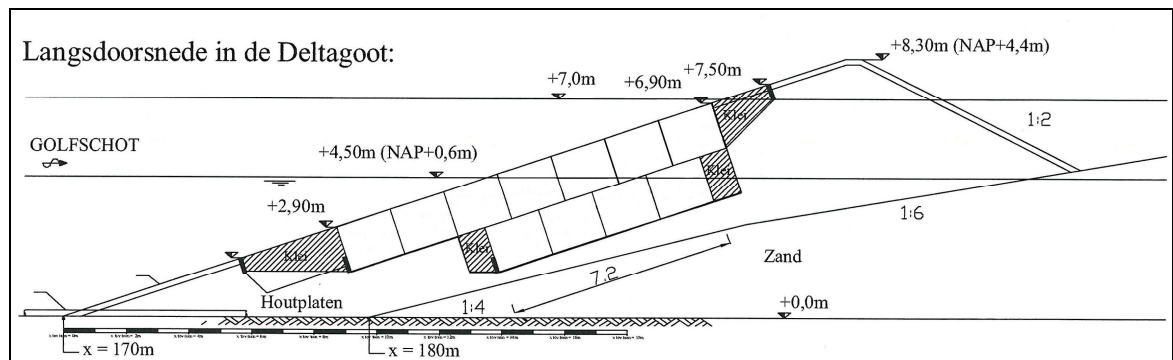
4.2.3 Deltagootproeven met keileemlaag

Langs de IJsselmeerzijde van de Wieringermeerpolder ligt een dijk met een kern van keileem en een bekleding van natuursteenblokken. In het kader van een geavanceerde toetsing is gekeken naar de reststerkte van keileem omdat keileem mogelijk een grote reststerkte heeft. Hiervoor zijn Deltagootproeven uitgevoerd met een dijk zonder berm met talud van 1:3 (Wolters e.a. 2007).

Voor het onderzoek is keileem gewonnen uit een niet-waterkerend stukje van de Wieringermeerdijk. Met een hydraulische kraan zijn stalen bakken zonder bodem in de keileem gedrukt. Daarna is de keileem rondom weg gegraven en is een stalen onderplaat eronder geschoven. De keileemblokken (van 1,8x1,3x1,5 m³) zijn vervolgens vervoerd naar

de Deltagoot en in 'ongeroderde' staat aangebracht in de modelopstelling. Het zandgehalte was 56% in de keileem.

Figuur 4.6 geeft de doorsnede van de testsectie weer. Aan de onderzijde en bovenzijde van de testsectie is klei aangebracht in geroerde staat (gearceerd in de figuur).



Figuur 4.6 Doorsnede testsectie met keileem

De resultaten van de proeven zijn gegeven in Tabel 4.6. De gemeten erosieprofielen zijn gegeven in bijlage F (Figuur F.1 t/m F.3).

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie-volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m ³ /m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
P1	1,12	4,97	0,50	0,23	0.029	0,72	0,22	0,23	0,37	0,24
P2	1,17	5,01	1,31	1,09	0.030	1,54	0,49	0,52	0,76	0,53
P3	1,51	5,73	2,31	2,73	0.029	1,90	0,60	0,63	1,04	1,14
P4	1,56	5,77	3,55	4,59	0.030	2,83	0,90	0,95	1,12	1,59
P5	1,58	5,72	5,23	9,43	0.031	4,70	1,50	1,58	1,24	2,14
P6	1,57	5,98	5,98	12,53	0.028	5,03	1,60	1,69	1,23	2,60

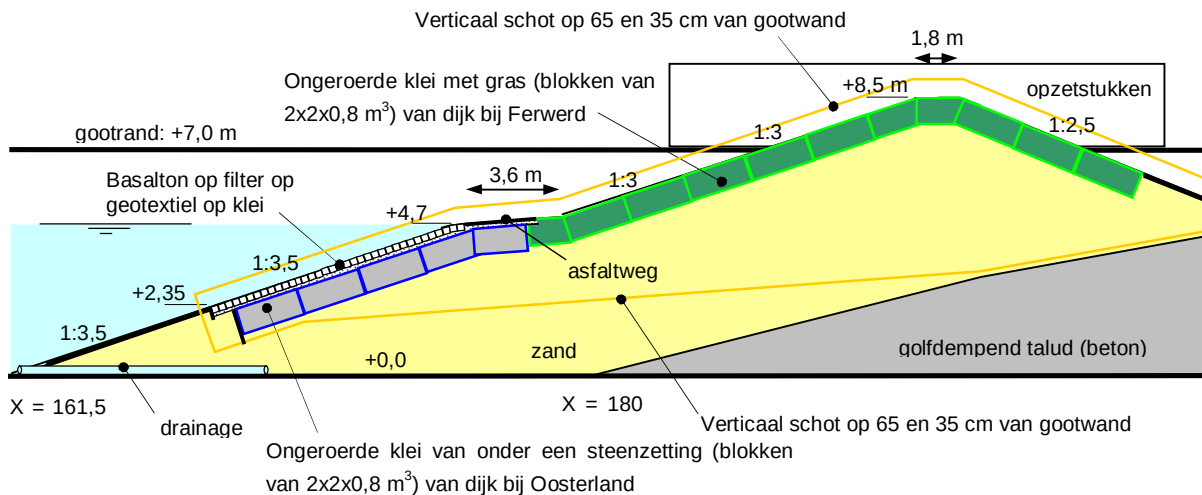
Tabel 4.6: Resultaten van de proeven met keileem

4.2.4 Deltagootproeven met volledige dijk met kleilaag en zandkern

Het doel van het onderzoek was het meten van de tijdsduur tussen het ontstaan van schade aan de steenzetting door golven en het doorbreken van de dijk. Daartoe is een dijk in de Deltagoot van Deltares gebouwd, met een steenbekleding en kleilaag tot halverwege de buitenzijde van de dijk en gras op klei daarboven (Wolters e.a. 2011). Op de 3,6 m brede berm is asfalt op hydraulische fosforslakken toegepast. Het talud onder de waterlijn had een helling van 1:3,5, de berm was 1:20 en boven de berm was de helling 1:3,0. De kruin van de dijk was 3,8 m hoog ten opzichte van de waterlijn en het binnentalud had een helling van 1:2,5.

De laagdikte van de klei was 80 à 85 cm, met een zandgehalte van ca 11%. Het zand in de kern van de dijk had een korrelgrootte $D_{50} = 0,21$ mm.

In Figuur 4.7 is de doorsnede van de testsectie weergegeven.



Figuur 4.7 Doorsnede test sectie

Nr.	H _s	T _p	ΣDuur	Σ Erosie- volume V _e	S _{op}	E _x	E _⊥	E _z	d _t	E _H
	[m]	[s]	[uren]	[m³/m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
P10	1,63	5,25	0,36	0,27	0,038	0,69	0,19	0,20	0,87	-0,27
P11	1,62	5,76	0,52	0,36	0,031	0,85	0,24	0,25	1,00	-0,26
P12	1,59	5,40	1,02	1,13	0,035	1,78	0,47	0,47	1,24	-0,19
P13	1,58	5,57	1,83	2,18	0,033	2,25	0,53	0,53	1,32	0,17
P14	1,57	5,96	2,59	3,95	0,028	3,84	0,58	0,58	1,40	1,06
P15	1,61	5,64	2,81	7,00	0,032	3,87	1,22	1,29	1,31	1,79
P16	1,52	5,53	3,06	10,56	0,032	5,42	1,71	1,81	1,31	2,43
P17	1,56	6,00	3,58	16,74	0,028	6,75	2,13	2,25	1,37	3,18
P18	1,58	5,41	4,14	22,76	0,035	7,67	2,42	2,55	1,42	3,86
P19	1,57	5,49	5,33	32,50	0,033	9,64	3,02	3,13	1,44	3,86
P20	1,56	5,91	6,87	41,60	0,029	11,97	3,81	3,77	1,51	3,86
P21	1,57	5,51	8,31	53,30	0,033	15,72	5,00		1,54	3,86
P22	1,58	5,09	8,70	55,90	0,039	15,77	5,16		1,59	3,86

Tabel 4.7: Resultaten proeven Oosterland met berm (gemiddeld talud 1:3,9)

Voor het onderzoek is klei met gras gebruikt uit een bestaande dijk in Ferwert en klei vanonder een steenzetting (Oosterlandpolderdijk). De klei van beide locaties is op dezelfde wijze gewonnen als de keileem van de Wieringermeerdijk.

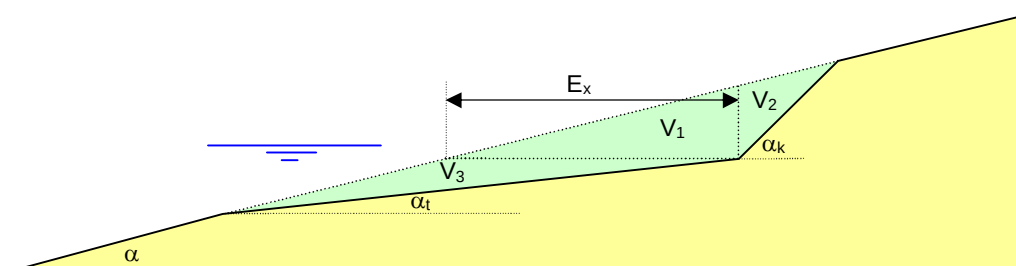
Tijdens de proeven is stap voor stap de golfhoogte verhoogd totdat schade aan de steenzetting ontstond. Vervolgens is met deze golfhoogte een aantal proeven uitgevoerd waarbij steeds na een bepaalde tijd golven het erosieprofiel is opgemeten in 4 raaien. Na proef 18 en na proef 21 was zoveel materiaal op de teen en het ondertalud gesedimenteerd, dat besloten is het weg te graven. Bij de andere proeven was de laagdikte steeds minder dan 1 m.

In het huidige onderzoek wordt uitsluitend gekeken naar de proeven vanaf dat de klei onder de steenzetting bloot lag. Dit was het geval vanaf proef 10. De resultaten van de proeven zijn gegeven in Tabel 4.7. De proeven zijn voortgezet totdat de dijk bijna bezweken was. De gemeten erosieprofielen zijn gegeven in bijlage F (Figuur F.9 t/m F.13).

In de analyse van de proeven is gewerkt met een taludhelling van 1:3,9, zijnde het gemiddelde tussen H_s onder de waterlijn en H_s boven de waterlijn. In het vervolg wordt naar deze proeven gerefereerd met de naam 'Oosterland' (herkomst kleiterrassen), omdat de klei onder de waterlijn het meest relevant is voor de erosiesnelheid.

4.3 Verband tussen erosielengte en erosievolume

Het erosieprofiel blijkt steeds een specifieke vorm aan te nemen, met een flauw onderwaterterras en een steile klif vanaf omstreeks de waterlijn naar boven. Door dit te schematiseren tot twee rechte lijnen, kan het verband tussen de erosielengte E_x en het erosievolume V_e berekend worden. In deze paragraaf is dit nader uitgewerkt.



Figuur 4.8 Maten van het erosieprofiel

De geschematiseerde vorm van het erosieprofiel is weergegeven in Figuur 4.8. De volumina V_1 , V_2 en V_3 kunnen berekend worden met de volgende formules:

$$V_1 = \frac{E_x^2}{2 \cot \alpha} \quad (4.1)$$

$$V_2 = \frac{E_x^2}{\cot \alpha} \cdot \left(\frac{\cot \alpha_k}{2 \cdot (\cot \alpha - \cot \alpha_k)} \right) \quad (4.2)$$

$$V_3 = \frac{E_x^2}{\cot \alpha} \cdot \left(\frac{\cot \alpha}{2 \cdot (\cot \alpha_t - \cot \alpha)} \right) \quad (4.3)$$

Het totale volume wordt daarmee:

$$V_e = \frac{E_x^2}{\cot \alpha} \cdot \left[\frac{1}{2} + \left(\frac{\cot \alpha_k}{2 \cdot (\cot \alpha - \cot \alpha_k)} \right) + \left(\frac{\cot \alpha}{2 \cdot (\cot \alpha_t - \cot \alpha)} \right) \right] \quad (4.4)$$

Nemen we bijvoorbeeld $\cot \alpha = 3$, $\cot \alpha_t = 9$ en $\cot \alpha_k = 1$ dan volgt bij een $E_x = 3$ m dat $V_1 = 1,5 \text{ m}^2$, $V_2 = 0,75 \text{ m}^2$ en $V_3 = 0,75 \text{ m}^2$. Wanneer we de term tussen de accolades beschouwen dan is deze in het voorbeeld gelijk aan 1. Voor andere mogelijke combinaties van taludhellingen varieert deze term meestal tussen de 1,0 en de 1,5.

Wanneer we formule (4.4) vereenvoudigen door de term tussen accolades te vervangen door de parameter P dan volgt:

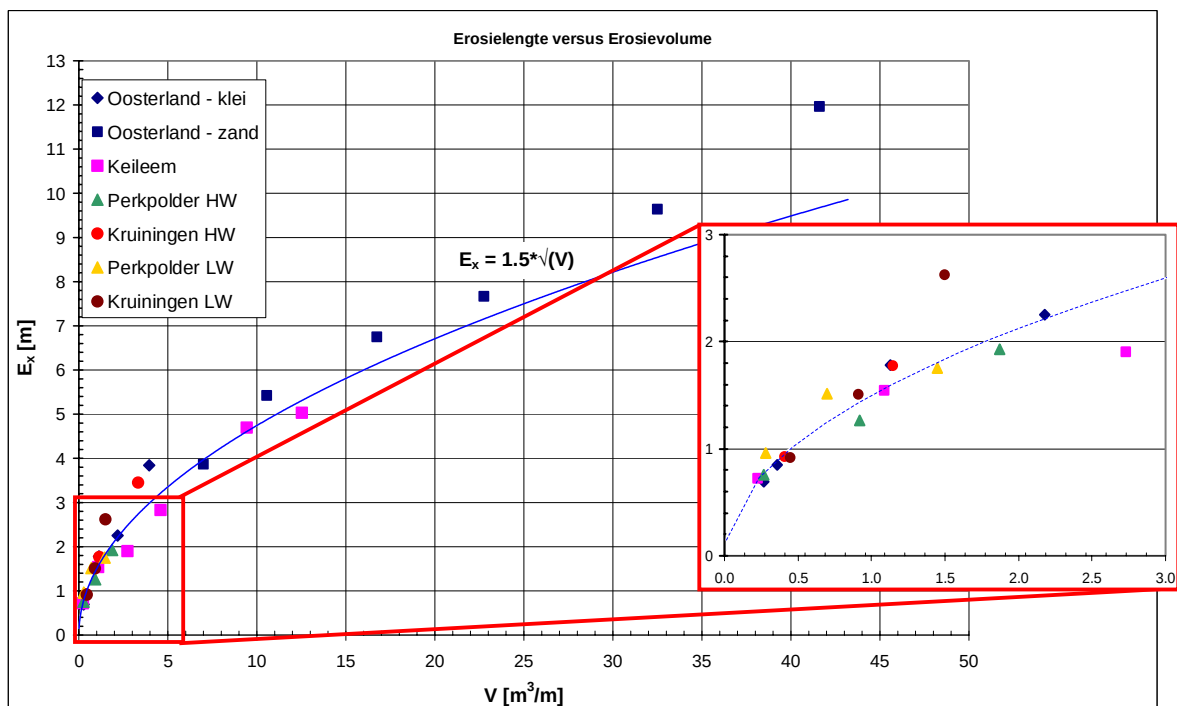
$$E_x = P \cdot \sqrt{\frac{V_e}{\tan \alpha}} \quad (4.5)$$

P varieert hierbij dan meestal tussen 1 en 0,82 voor realistische waarden van de oorspronkelijke taludhelling (gegeven de schematisatie van Figuur 4.8).

$$\text{Verder geldt dat } E_{\perp} = E_x \sin \alpha \approx E_x \cdot \tan \alpha \quad (4.6)$$

De formules (4.4) tot en met (4.6) zijn zuiver analytisch afgeleid op basis van het theoretische erosieprofiel van Figuur 4.8. In het vervolg van deze paragraaf wordt dit vergeleken met de metingen.

In werkelijkheid zal de relatie tussen de erosielengte en het erosievolume wat afwijken van formule (4.4), omdat het werkelijke erosieprofiel niet precies overeenkomt met Figuur 4.8. In Figuur 4.9 is de gemeten erosielengte uitgezet tegen het gemeten erosievolume. De stippellijn in de figuur is getekend met formule (4.5) met $P/\sqrt{\tan \alpha} = 1,5$.



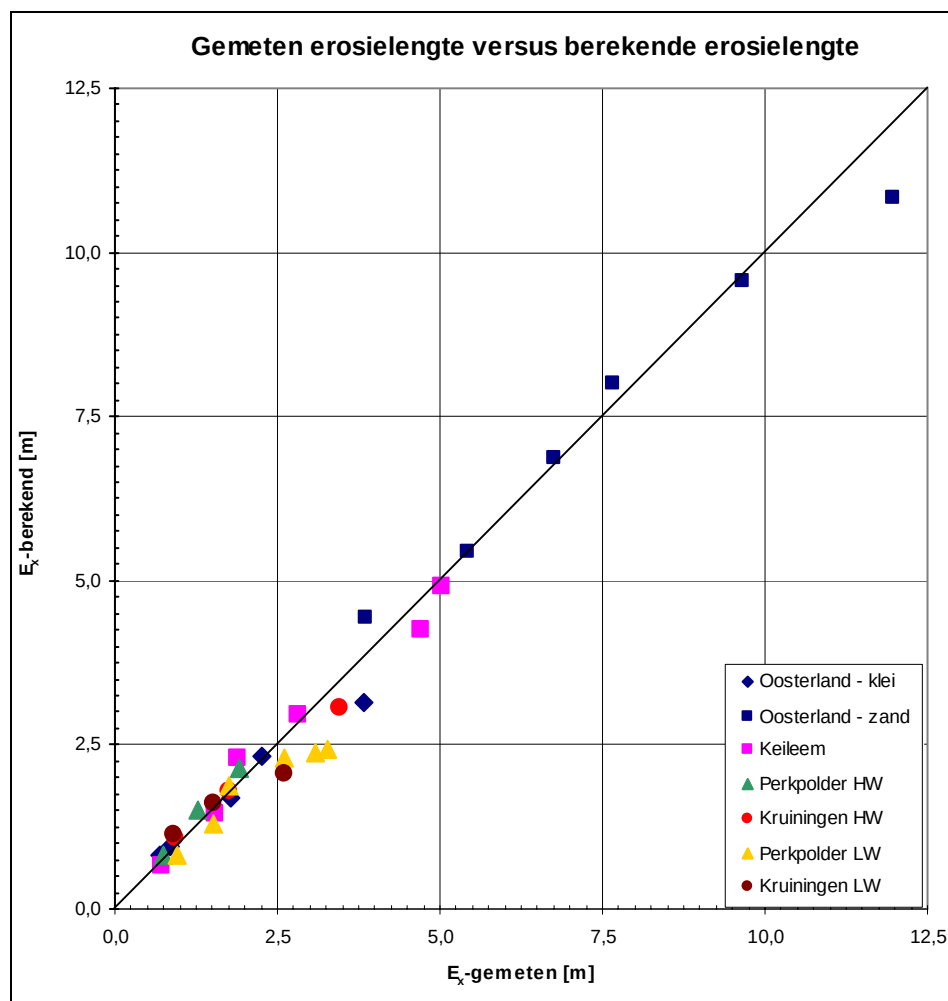
Figuur 4.9 Erosielengte E_x versus Erosievolume V_e in de tijd

Proef	P-waarde
Oosterland – klei	0,80
Oosterland – zand	0,85
Keileem	0,80
Perkpolder	0,78
Kruiningen	0,84

Tabel 4.8 Waarde van P per Deltagootonderzoek, berekend met formule (4.5)

Voor alle proeven die beschreven zijn in de vorige paragraaf is de waarde van P bepaald uit de gemeten waarde van E_x en V_e . Dit heeft geleid tot de waarden van P zoals vermeld in Tabel 4.8. De afwijking van deze waarden ten opzichte van de theoretische waarde (tussen 0,82 en 1,0) is een gevolg van het feit dat het werkelijke erosieprofiel afwijkt van het geschematiseerde profiel.

Uit de tabel blijkt dat de optimale waarde dicht tegen het minimum zit zoals theoretisch bepaald met het geschematiseerde erosieprofiel. De orde van grootte klopt echter prima, waaruit blijkt dat het geschematiseerde erosieprofiel redelijk tot goed is.



Figuur 4.10 De met formule (4.5) en P uit Tabel 4.8 berekende E_x versus de gemeten E_x

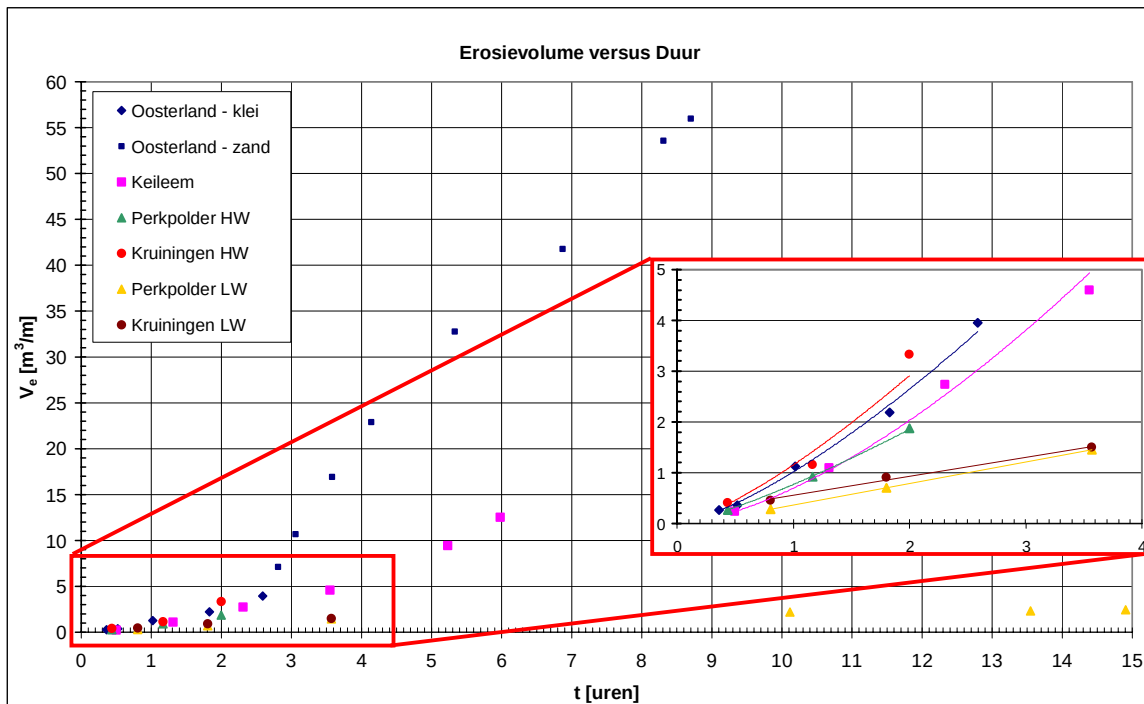
In Figuur 4.10 is de met formule (4.5) en de waarde van P uit Tabel 4.8 berekende E_x versus de gemeten E_x weergegeven. Hieruit blijkt dat de spreiding per proevenserie beperkt is.

De grootste afwijkingen komen voor als gevolg van een te klein erosievolume als gevolg van de invloed van de overgangsconstructie, waardoor de vorm van het erosieprofiel beïnvloed is. Dit is bijvoorbeeld het geval bij de laatste drie proeven van Perkpolder. Ook bij de proeven P20 – P22 van Wolters e.a. (2011) klopt het niet helemaal (in Figuur 4.10 is hiervan alleen P20 getekend), omdat het erosieprofiel op dat moment al bij het achtertalud is aangekomen. Formule (4.5) is daarmee minder nauwkeurig als het erosieprofiel voorbij de kruin is gekomen, hetgeen logisch is gezien de basis van de formule (Figuur 4.8).

4.4 Analyse van de trends in de metingen

In paragraaf 3.3.2 is langs theoretische weg afgeleid dat er aanvankelijk een lineair verband bestaat tussen het erosievolume V_e en de belastingduur t , immers $\partial V_e / \partial t$ in formule (3.11) is niet afhankelijk van t . Zodra de erosie goed en wel op gang komt, wordt de erosiesnelheid afhankelijk van de grootte van de reeds opgetreden erosie middels de dempingsterm $g(V_{e,klap})$. Via die dempingsterm zou er wel een indirecte invloed van de tijd gaan ontstaan. In Figuur 4.11 zijn de ruwe metingen van de erosie als functie van de tijd weergegeven, waarbij geen onderscheid gemaakt is tussen verschillende golfcondities en taludhellingen. Het valt op dat de spreiding in de metingen vrij groot is en bovendien lijkt $\partial V_e / \partial t$ (de helling van de trendlijn) iets toe te nemen met toenemende belastingduur t , terwijl we juist een afname zouden verwachten.

Verder is ook de versnelling van de erosie bij de Oosterlandproeven zichtbaar vanaf $t \approx 2,7$ uur. Deze versnelling treedt op als de erosie door de klei heen gaat en in het zand terecht komt.



Figuur 4.11 Erosievolume versus de duur van de test

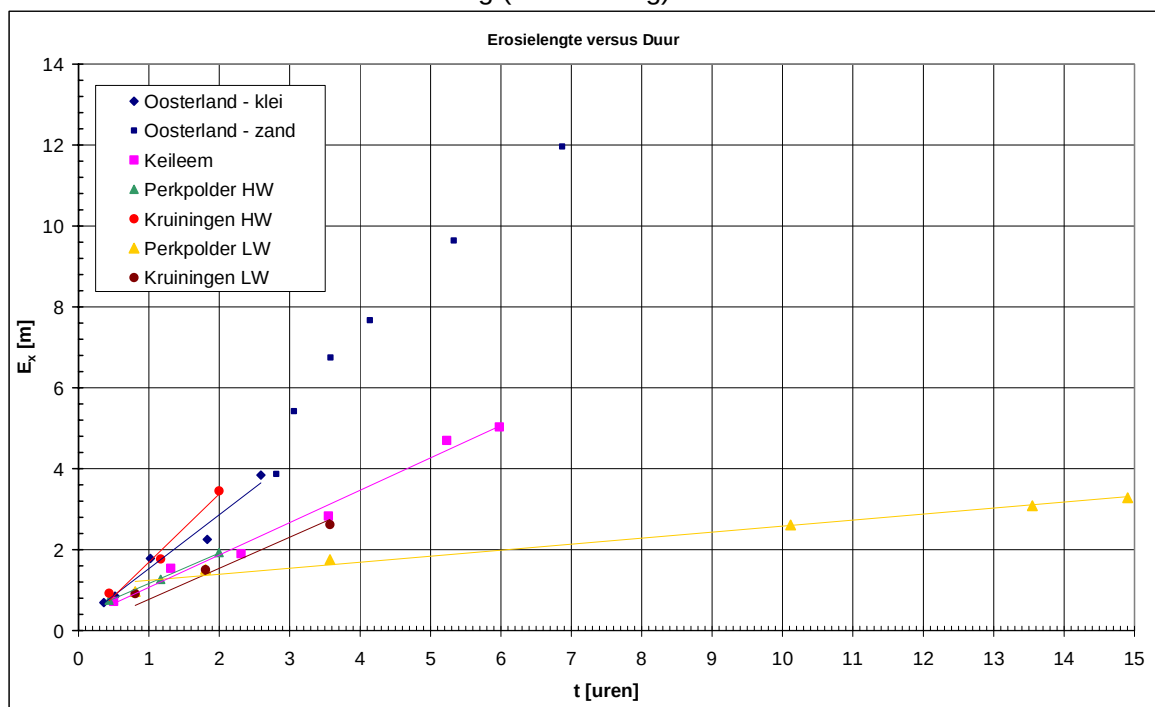
De erosie bij de laag-water-proeven van Perkpolder en Kruiningen ($H_s \sim 1m$) vertoont voor de eerste 3 meetpunten een lineair verband, maar het erosievolume wordt vervolgens nauwelijks groter in de laatste 3 proeven van Perkpolder. Bij deze laatste drie proeven werd de erosie beïnvloed door de damwand die aan de bovenzijde aanwezig was. Zonder deze damwand zou de erosie mogelijk groter zijn geworden. Wellicht zou de lineaire trend dan ook zichtbaar zijn.

Het verband tussen de gemeten erosielenkte E_x en de belastingduur t is gegeven in Figuur 4.12. Gezien formule (4.5) verwachten we hier een afname van $\partial E_x / \partial t$ (de helling van de trendlijn) met toenemende belastingduur t (want V_e heeft naar verwachting een lineaire of iets afnemende relatie met t en E_x is evenredig met $\sqrt{V_e}$). De metingen ondersteunen deze verwachting echter niet.

Als bij de Oosterlandproeven de erosie door de kleilaag heen gaat en bij het zand terecht komt ($t \approx 2,7$ uur), ontstaat er eerst een grote versnelling, maar daarna een lichte vertraging in de ontwikkeling van de erosielengte in de tijd.

De helling van de trendlijn van de laag-water-proeven op de Perkpolder-klei is vrij beperkt. Al eerder zagen we dat het erosievolume nauwelijks meer toenam als gevolg van een damwand aan de bovenzijde van het erosieprofiel. De erosielengte neemt nog wel toe, maar zou waarschijnlijk eerder de helling van de laag-water-proeven op de Kruiningen klei moeten volgen. De eerste twee meetwaarden van Perkpolder en Kruiningen liggen namelijk op elkaar. De derde meetopname van Perkpolder is al beïnvloed door het bereiken van de damwand aan de bovenzijde.

Om de geconstateerde trends nader te kunnen analyseren, is het noodzakelijk onderscheid te maken tussen de erosie van de kleilaag (keileemlaag) en de erosie van de zandkern.



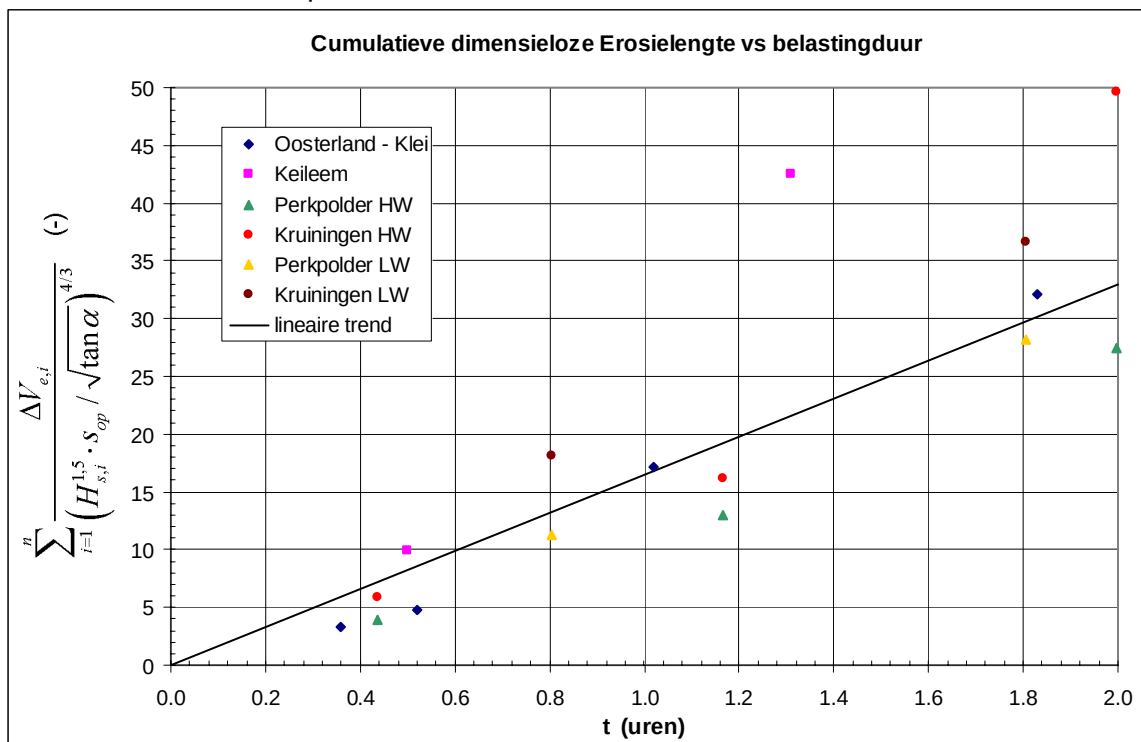
Figuur 4.12 Erosielengte versus de duur van de test

4.4.1 Erosie van kleilaag of keileemlaag

Het eerste deel van de erosie zou volgens paragraaf 3.3.2 gedomineerd worden door de golfklappen, waarbij de erosiesnelheid evenredig zou zijn met $H_s^{1.5} s_{op} / \sqrt{\tan \alpha}$. Later zou de erosiesnelheid meer gedomineerd worden door golfoploop/neerloop en zou het evenredig met $H_s^2 \tan \alpha / s_{op}$ zijn.

Om te zien of dit klopt zijn de meetresultaten tijdens het begin van de erosie uitgezet tegen de tijd, waarbij het erosievolume eerst dimensieloos is gemaakt met $H_s^{1.5} s_{op} / \sqrt{\tan \alpha}$ (golfklappen) en vervolgens met $H_s^2 \tan \alpha / s_{op}$ (golfoploop/neerloop). Het resultaat is te zien in Figuur 4.13 en Figuur 4.14, waarbij alleen de meetpunten tot en met een belastingduur van 2 uur zijn getekend.

In deze figuren is rekening gehouden met het feit dat in de proevenseries de golfhoogte en golfsteilheid niet altijd constant waren. Daarom is voor elke afzonderlijke proef de dimensieloze waarde van het erosievolume bepaald, en opgeteld bij het dimensieloze erosievolume van de voorgaande proeven uit de betreffende serie. Dit is weergegeven door $\sum \Delta V_{e,i}$ op de verticale as te zetten, met $\Delta V_{e,i}$ = erosievolume in proef i (m^3/m). Op de verticale as staat derhalve het cumulatieve dimensieloze erosievolume per proef. Als in alle proeven van een serie de golfcondities identiek zijn, dan geldt $\sum \Delta V_{e,i} = V_e$, met V_e = totale erosievolume tot en met proef i.



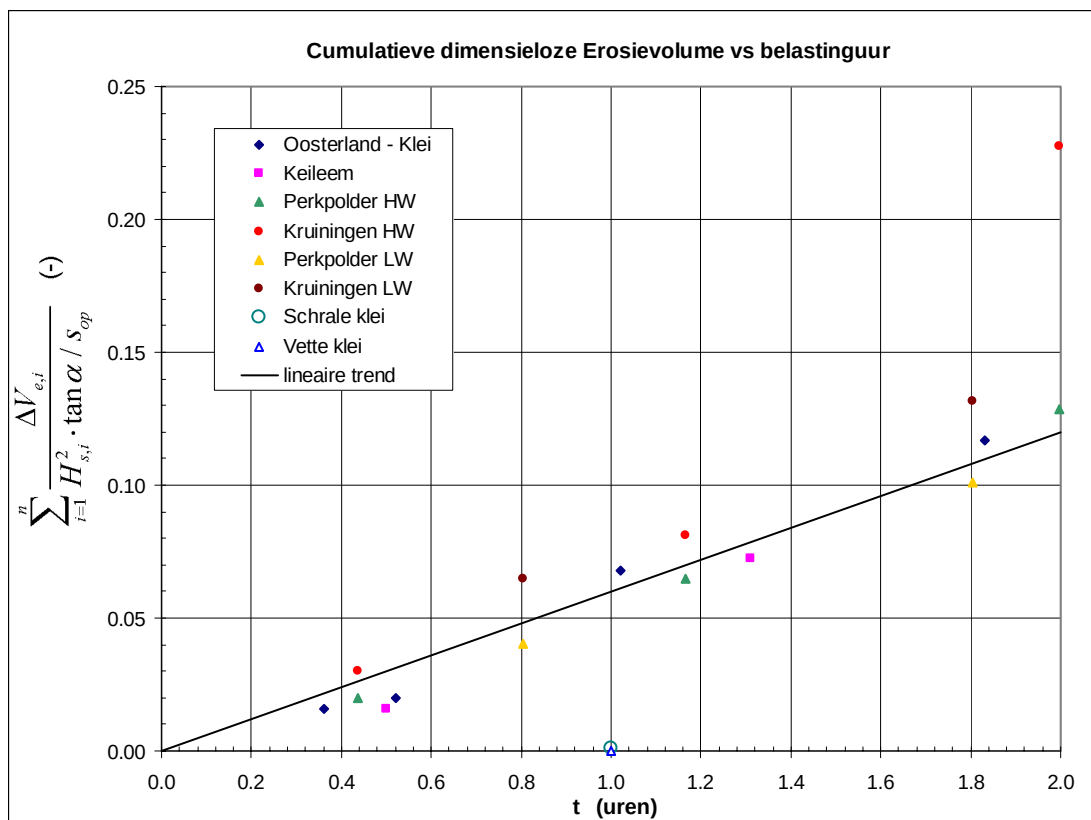
Figuur 4.13 Gemeten erosievolume, dimensieloos gemaakt met $H_s^{1.5} s_{op} / \sqrt{\tan \alpha}$, als functie van de belastingduur.

In Figuur 4.13 en Figuur 4.14 is te zien dat het dimensieloze erosievolume ongeveer lineair toeneemt met de tijd. Verder valt op dat de spreiding in Figuur 4.14 minder groot is, terwijl juist verwacht werd dat het proces gedurende het begin van de erosie door de golfklappen zou worden gedomineerd en dus Figuur 4.13 beter zou moeten zijn.

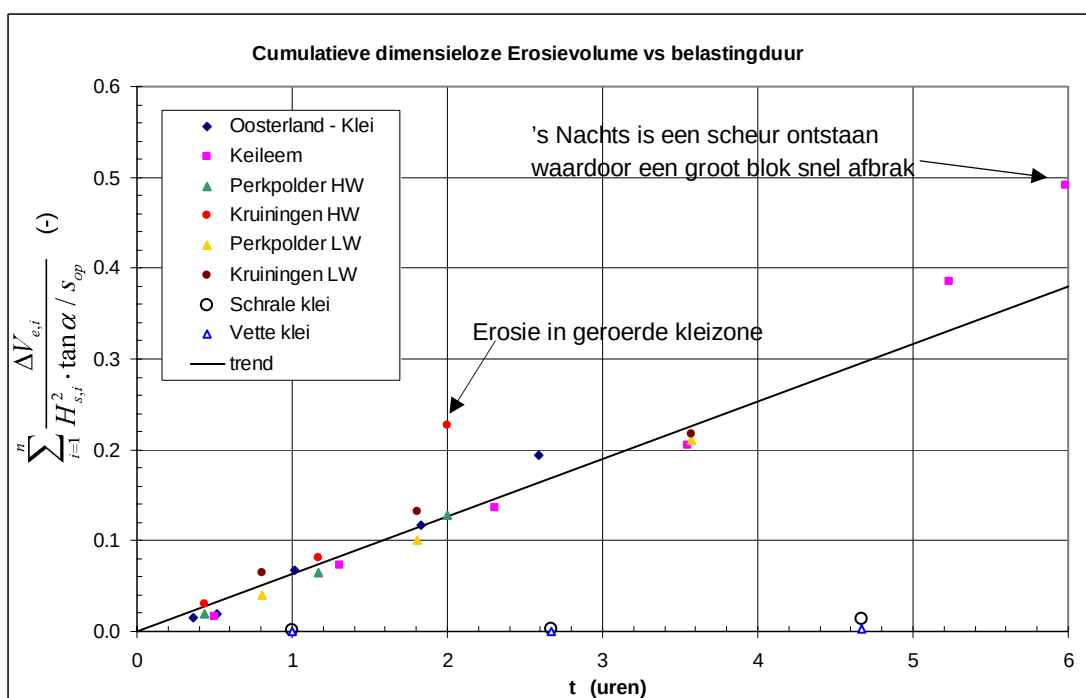
Kennelijk is de overgang van een golfklap gedomineerde erosie naar een golfploop/neerloop gedomineerde erosie al heel snel na het begin van de belasting. Het heeft daarom geen zin om twee formules te hanteren. Eenvoudigheidshalve kan geconcludeerd worden dat het overgrote deel van het erosieproces gedomineerd wordt door golfploop/neerloop, waardoor het erosievolume dimensieloos gemaakt moet worden met $H_s^2 \tan \alpha / s_{op}$ (zoals in Figuur 4.14).

De metingen met schrale klei en vette klei (Burger 1985), zie paragraaf 4.2.1, vallen buiten de trend. Deze proeven zijn uitgevoerd met goed verdichte geroerde klei en met lange golven, waarbij geen golfklappen optraden. Kennelijk zijn de golfklappen wel van belang om het erosieproces op gang te brengen, vooral als de klei geen structuur kent en daardoor beter erosiebestendig is.

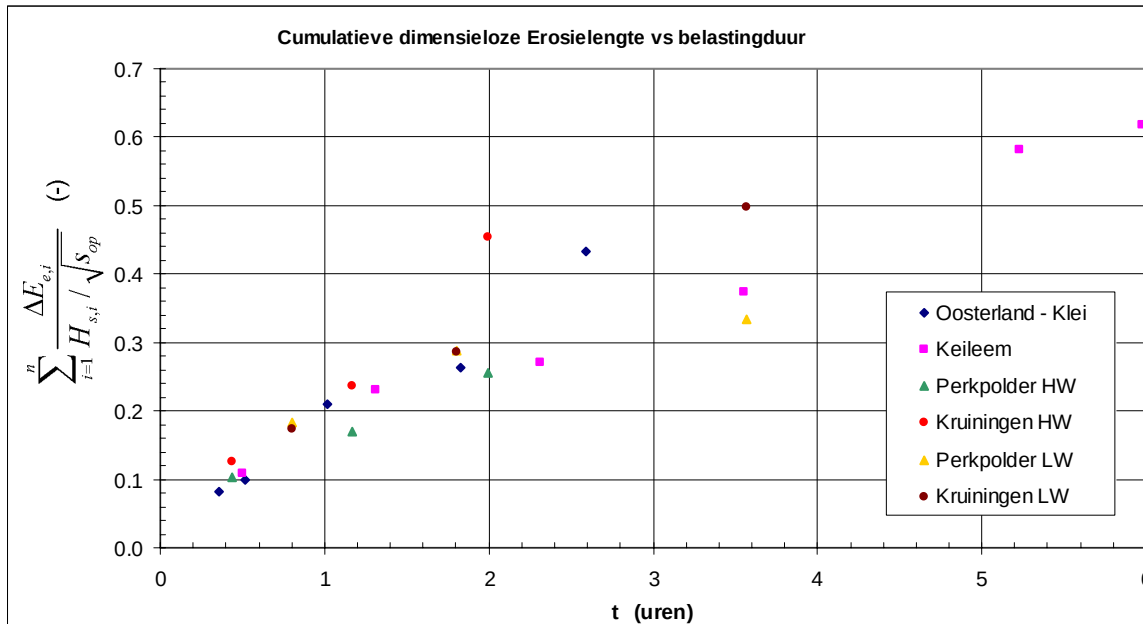
In Figuur 4.15 zijn alle beschikbare meetpunten met betrekking tot de erosie van klei en keileem uitgezet tegen de belastingduur.



Figuur 4.14 Gemeten erosievolume, dimensieloos gemaakt met $H_s^2 \tan \alpha / s_{op}$, als functie van de belastingduur.



Figuur 4.15 Gemeten dimensieloze erosievolume in kleilaag of keileemlaag als functie van de belastingduur (voor $t < 2$ uur is de figuur gelijk aan Figuur 4.14).



Figuur 4.16 Gemeten dimensieloze erosielengte in kleilaag of keileemlaag als functie van de belastingduur

Slechts twee punten, namelijk die van Kruiningen HW en Keileem, liggen wat verder van de lijn af (zie pijltje in de figuur). Bij de Kruiningenproef is dit waarschijnlijk veroorzaakt doordat de erosie in de geroerde kleizone terechtgekomen was, wat voor een versnelling van de erosie zorgde. Bij de keileemproef kwam dit waarschijnlijk doordat er 's nachts, in de tijd tussen de twee testen, een scheur was ontstaan, waardoor er direct in de eerste minuut van de 6^e test een groot brok afbrak.

Bij een gedetailleerde inspectie van de Figuur 4.15 valt op dat de trend in de meetpunten aan het eind van de proefserie soms iets lijkt te stijgen ten opzichte van de lineaire trend. In drie van de zes meetseries is dit te zien, terwijl in twee van de zes series de trend wel lineair blijft (Kruiningen HW en Perkpolder LW) en in een serie (Kruiningen LW) de trend aan het eind iets daalt ten opzichte van de lineaire trend. Hoewel de meerderheid van de proevenseries een lichte stijging ten opzichte van de lineaire trend laat zien, wordt er toch van afgezien om dit in de formules tot uiting te laten komen. De afwijking die hierdoor ontstaat is maar klein en bovendien zou het de formules onevenredig gecompliceerd maken terwijl het kleine aantal proevenseries, waarop dit is gebaseerd, dit niet rechtvaardigt.

De spreiding van de meetpunten is in Figuur 4.16, waarin de dimensieloze erosielengte is weergegeven, groter dan in Figuur 4.15. Op basis daarvan wordt geconcludeerd dat het beter is een formule af te leiden op basis van het erosievolume.

INVLOED KLEI-EIGENSCHAPPEN

Het is opmerkelijk dat er nauwelijks verschillen worden gevonden tussen de dimensieloze erosievolumes van de verschillende kleisoorten, inclusief de keileem en zelfs niet als er een asfaltlaag bovenop de klei ligt. De verwachting was dat bijvoorbeeld keileem sneller zou eroderen en dat de aanwezigheid van een asfaltlaag het erosieproces tijdelijk zou blokkeren. Figuur 4.15 laat het tegendeel zien. De geringe invloed van het asfalt is gemakkelijk te verklaren: het kostte de golven maar heel weinig tijd om dit als één geheel op te tillen en af te voeren naar de teen van het talud, omdat het asfalt niet vastzat aan de gootwand. In werkelijkheid zal het de golven waarschijnlijk meer tijd kosten.

De theoretische analyse van de drukgradiënten in de scheuren en poriën tussen de brokken klei (zie paragraaf 3.5) toonden een belangrijke invloed van zandinsluitingen en de volgende aspecten van de klei:

- macroporositeit
- bulkdoorlatendheid
- bulkstijfheid

Deze eigenschappen hangen samen met de bodemstructuur, die een relatie heeft met:

- korrelgrootteverdeling en Atterbergse grenzen
- bekleding van de dijk
- diepte beneden het taludoppervlak
- ligging van het freatisch vlak
- wijze van aanbrengen van de klei
- tijd

Er is echter ook geconstateerd dat, behoudens zeer zandige klei en klei met zandinsluitingen, groot en klein, de opbouw van de bodemstructuur voor Nederlandse dijken in hoge mate vergelijkbaar is voor de verschillende typen bekleding. Een globale karakterisering van klei op dijken met een indicatie van de mate van “zandigheid” en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling.

Hier wordt met “zandigheid” meer bedoeld dan het bulkzandgehalte van een laag. Het voorkomen van zandlenzen en zandinsluitingen in de klei is een minstens zo belangrijke factor. Dit zand kan op allerlei manieren in de klei aanwezig zijn, zowel door de wijze van afzetten van kleilagen in de natuur als door mengen tijdens vergraven en verwerken. Bij klei als gebruikt voor de Oosterlandpolderdijk zitten de zandlensjes vanwege de afzetting (schorren en kwelders) van nature al ingesloten in de klei in laagjes van 2 tot maximaal 15 mm dikte en een breedte van orde 1 dm. Naarmate de gewonnen klei van verder van de laagwaterlijn is gewonnen, zitten er minder zandinsluitingen in. In keileem zitten meer of minder zandinsluitingen door het opnemen van zand uit de ondergrond aan de basis van stromende landijs en door de weinig specifieke wijze van ontgraven.

Wat betreft deze “zandigheid” geldt dat de klei uit Oosterland wat meer zandinsluitingen had dan de klei van Perkpolder en Kruiningen. De keileem van de Wieringermeerdijk had betrekkelijk weinig zandlenzen. De onderlinge afstand was groter en onregelmatiger, maar ze waren wel soms behoorlijk dikker dan bij Oosterland.

Ondanks dat er wat verschillen waren in de “zandigheid” is er kennelijk toch weinig verschil in erosiesnelheid. Daarom wordt voorlopig gesteld dat de eigenschappen van de klei een verwaarloosbare invloed hebben op de erosiesnelheid, mits het klei van Nederlandse dijken is, boven gemiddeld hoogwater met een normale “zandigheid”. De grens tussen normale “zandigheid” en grote “zandigheid” kan binnen het kader van dit onderzoek nog niet bepaald worden.

BEPERKINGEN VAN DE GELDIGHEID VAN DE GEVONDEN TREND

We zijn tot nog toe uitgegaan van brekende golven, waarbij we een golfsteilheid van 3 à 4% hadden. Wanneer we echter golven beschouwen met een golfsteilheid van slechts 0,5% dan zien we een ander gedrag van de erosie.

Twee proeven zijn uitgevoerd met lange golven, de ene met schrale geroerde klei en de andere met geroerde vette klei. Bij beide kleisoorten was er geen sprake van

structuurvorming. De golfhoogte was 1,05 m en de periode 12 seconden. De gemeten erosiesnelheid was tijdens deze proeven zeer gering: mede door de grote golflengte liggen de gevonden waarden dicht tegen de horizontale as aan, zoals te zien is in Figuur 4.15. Tijdens deze proeven waren er nauwelijks brekende golven met golfklappen op het talud. Gecombineerd met de grotere erosiebestendigheid door het ontbreken van structuurvorming, bleek hierdoor de erosie niet op gang te komen. Kennelijk zijn golfklappen belangrijk voor de start van het erosieproces.

Daarom is de trend in Figuur 4.15 slechts geldig voor brekende golven. Voorlopig wordt hiervoor als criterium $s_{op} > 0,02$ gehanteerd. Deze grens is vooral gekozen omdat alle proeven zijn uitgevoerd met $0,03 < s_{op} < 0,04$ en het daarom onzeker is of de formules ook geldig zijn als $s_{op} < 0,02$, ondanks dat we wel informatie hebben over de grootte van de golfklappen (zie formule (3.5)).

Een andere beperking voor de hier gevonden trend is dat we slechts gekeken hebben naar de erosie van een kleilaag en niet van een volledige kleidijk. In paragraaf 3.6.5 is gevonden dat bij een grote waarde van E_x de erosiesnelheid gaat afnemen. Omdat de proeven met de Wieringermeerdiijk zijn uitgevoerd met een kleilaagdikte van 3 m, wordt dat voorlopig als maximum aangehouden voor de geldigheid van de gevonden trends.

Tenslotte is de formule slechts geldig voor klei van Nederlandse dijken, boven gemiddeld hoogwater, met normale "zandigheid".

RESULTERENDE EROSIEFORMULE VOOR DE KLEILAAG

De volgende formule voor de erosie van een kleilaag (of keileem) door brekende golven kan worden afgeleid uit Figuur 4.15:

$$V_e = 0,063 \frac{H_s^2 \tan \alpha}{s_{op}} t \quad (4.7)$$

mits $1 < H_s < 2$ m, $s_{op} > 0,02$, kleilaagdikte < 3 m en klei van Nederlandse dijken, boven gemiddeld hoogwater, met normale "zandigheid".

Met:

- V_e = erosievolume per meter dijk (m^3/m)
- H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)
- s_{op} = $H_s / (1,56 T_p^2)$ = golfsteilheid gebaseerd op significante golfhoogte en piekperiode bij de teen van de dijk en de equivalente diep water golflengte (-)
- T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- α = taludhelling, gemiddeld tussen H_s onder SWL en H_s boven SWL ($^\circ$)
- t = belastingduur (uur)

Ten opzichte van formule (3.11) en (3.16) valt het op dat er kennelijk toch geen demping van de golfbelasting optreedt zolang het erosieprofiel nog in de klei zit ($g(V_e) = h(V_e) = 1$). Kennelijk is de waarde van E_x dan nog zodanig klein, dat de golven nog nauwelijks aan kracht inboeten door het breken in een waterlaag (zoals bedoeld in Figuur 3.4). Een dergelijke afname van de erosiesnelheid is in paragraaf 3.6 op basis van Durosta-berekeningen vastgesteld vanaf $E_x \approx 5$ à 15 m. Bij een dergelijke erosielengte zal meestal de kleilaag al doorgebroken zijn.

4.4.2 Diepte van het flauwe onderwaterterras

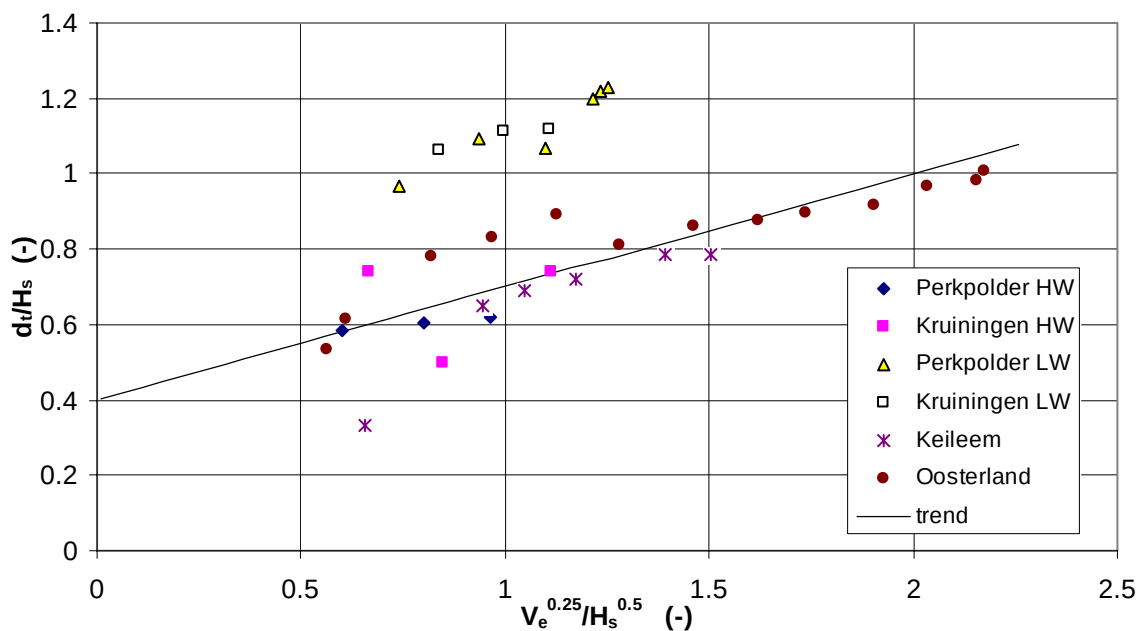
Met alleen het volume van de erosie als functie van de tijd kan nog niet goed bepaald worden op welk moment de erosie door de klei gaat en in het zand terecht komt. Daarvoor is ook de vorm van het erosiegat van belang.

Zoals eerder in dit rapport is vastgesteld, kan de vorm van het erosieprofiel goed geschematiseerd worden met een flauwe terras en een steile klif.

De helling van het terras is steeds ongeveer 1:6 à 1:8 zolang de erosie in de klei zit. Naarmate de erosie toeneemt, heeft de helling de neiging flauwer te worden. Zodra de erosie in het zand is terechtgekomen, wordt de helling flauwer, namelijk ongeveer 1:15, of nog flauwer bij erg veel erosie.

De helling van de klif is doorgaans gemiddeld ongeveer 1:1 (onderaan iets flauwer, bovenaan iets steiler).

De aansluiting van het terras en de klif ligt aan het begin van het erosieproces iets onder de waterlijn en later ongeveer op het niveau van de stilwaterlijn.



Figuur 4.17 Relatie tussen dimensieloze erosievolume ($V_e^{0.25}/\sqrt{H_s}$) en dimensieloze diepte erosieterras (d_t/H_s)

Behalve de algemene vorm van de erosie is ook het diepte van het terras van belang. Dit wordt gekarakteriseerd door het snijpunt van het oorspronkelijke profiel en het tot een rechte lijn geschematiseerde terras: d_t . De waarde van d_t is ook vermeld in de tabellen met proefresultaten (Tabel 4.1 t/m Tabel 4.7).

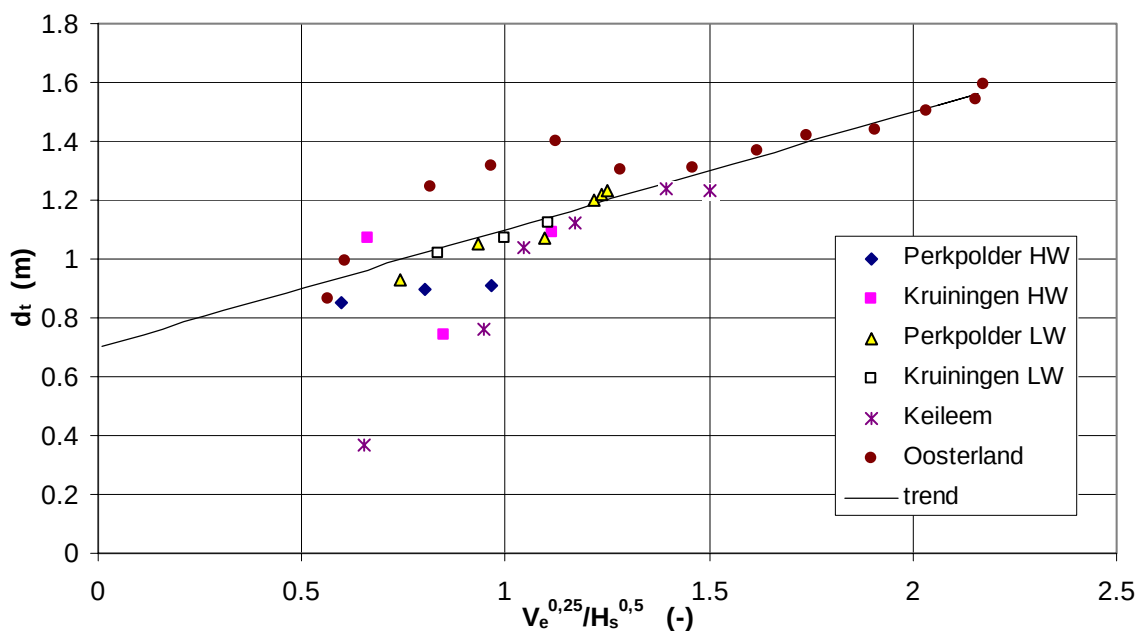
In Figuur 4.17 is het verband gegeven tussen de dimensieloze diepte van het terras en het dimensieloze erosievolume. Er is hier gekozen om de diepte uit te zetten tegen het erosievolume, en niet tegen bijvoorbeeld de tijdsduur, omdat hiervoor in eerdere paragrafen formules zijn opgesteld. Het is dan gemakkelijk om, na het berekenen van het erosievolume, de bijbehorende terrasdiepte te berekenen.

Zowel het erosievolume als de diepte d_t zijn dimensieloos gemaakt met de significante golfhoogte, omdat vermoed wordt dat de significante golfhoogte de belangrijkste belasting-

parameter is. Op de horizontale as van Figuur 4.17 is $(V_e/H_s^2)^x$ uitgezet, met een zodanige waarde voor x dat de meetpunten op een rechte lijn komen. Zoals verwacht gaat deze trendlijn niet door de oorsprong, omdat de eerste erosie niet op de waterlijn start, maar daar ruim onder.

In de figuur valt op dat vrijwel alle punten met $H_s \approx 1,5$ m rond de trendlijn liggen, terwijl de meeste punten met $H_s \approx 1,0$ m ruim daarboven liggen (driehoekjes en open blokjes). Vermoedelijk heeft dat te maken met de verhouding tussen de golfhoogte en de sterkte van de klei/keileem. Als de significante golfhoogte relatief klein is, kunnen alleen de grootste golven erosie veroorzaken. Die grootste golven geven relatief ver onder de waterlijn een golfklap.

Dit sterkt het vermoeden dat de waarde van d_t niet dimensieloos gemaakt moet worden met H_s , maar met een sterkteparameter van de klei/keileem. Bij gebrek aan een geschikte sterkteparameter, en omdat waarschijnlijk de sterkte van de verschillende kleisoorten en keileem erg vergelijkbaar zijn, wordt ervoor gekozen op de verticale as d_t te zetten in plaats van d_t/H_s . Het resultaat is te zien in Figuur 4.18.



Figuur 4.18 Relatie tussen dimensieloze erosievolume ($V_e^{0,25}/H_s^{0,5}$) en diepte erosieterras (d_t)

De getekende trend komt overeen met de volgende formule:

$$d_t = 0,4 \frac{V_e^{0,25}}{\sqrt{H_s}} + 0,7 \quad \text{mits } H_s \geq 0,5 \text{ à } 1 \text{ m} \quad (4.8)$$

Met:

d_t = Diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van het geërodeerde flauwe terras (m)

H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)

V_e = erosievolume per meter dijklength (m^3/m)

De afgeleide formule heeft een beperkte geldigheid, omdat verwacht mag worden dat erg kleine golven pas na langdurige belasting enige erosie geven, die dicht bij de waterlijn ligt

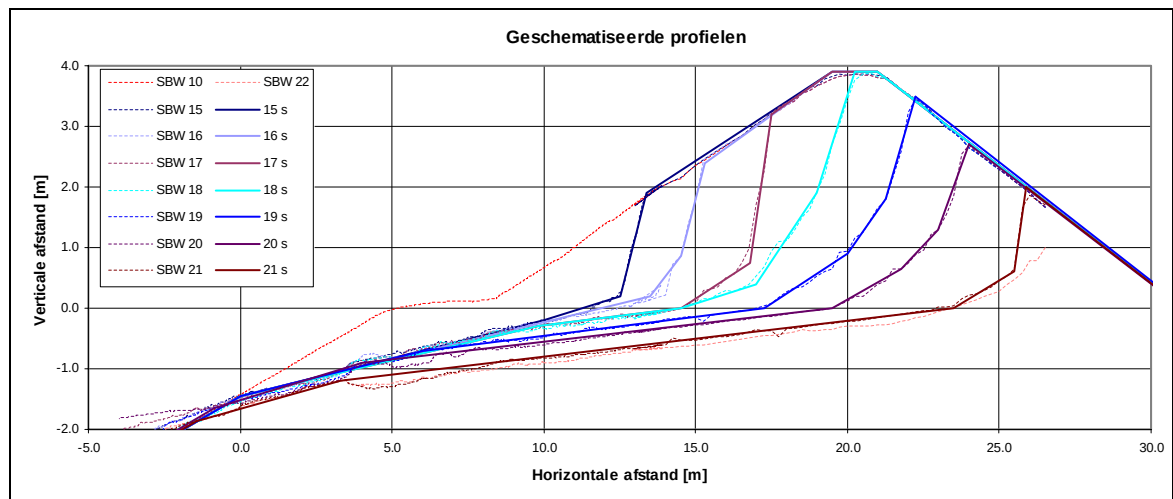
dan volgens deze formule. Er zijn onvoldoende empirische gegevens om de grens van de geldigheid van de formule te bepalen, maar naar verwachting zal deze in de orde grootte van $H_s \approx 0,5$ à $1,0$ m liggen.

Verder is het niet te verwachten dat bij toenemende erosie de diepte van het terras eindeloos zal toenemen. De golfkrachten strekken zich immers niet zo diep onder water uit. De ervaring bij bermgolfbrekers leert dat het snijpunt van het erosieprofiel met het oorspronkelijke profiel na verloop van tijd tussen H_s en $2H_s$ komt te liggen (Rock Manual, par. 5.2.2.6, 2007). Gezien de geringe ervaring met klei wordt voorlopig als maximale diepte voor d_t de bovengrens voor bermgolfbrekers aangehouden, namelijk $2H_s$. Hiermee wordt de uiteindelijke formule:

$$d_t = \min \left\{ 0,4 \frac{V_e^{0,25}}{\sqrt{H_s}} + 0,7 ; 2H_s \right\} \quad \text{mits } H_s \geq 0,5 \text{ à } 1 \text{ m} \quad (4.9)$$

4.4.3 Erosie zandkern

Tot nu toe is eenmaal in een modelonderzoek een volledige dijk opgebouwd om de erosie van de kleilaag in combinatie met de erosie van de zandkern te onderzoeken. Dit betreft de vorig jaar uitgevoerde Deltagootproeven, die kort samengevat zijn in paragraaf 4.2.4 (Wolters e.a. 2011). Deze unieke proeven stellen ons in staat om de formule voor de erosie te verifiëren, die in paragraaf 3.6 is afgeleid op basis van berekeningen met Durosta. Die formule is bedoeld voor het berekenen van de erosiesnelheid voor het geval de erosie al zover is gevorderd dat ook het zand in de dijk kern door de golven wordt geërodeerd.

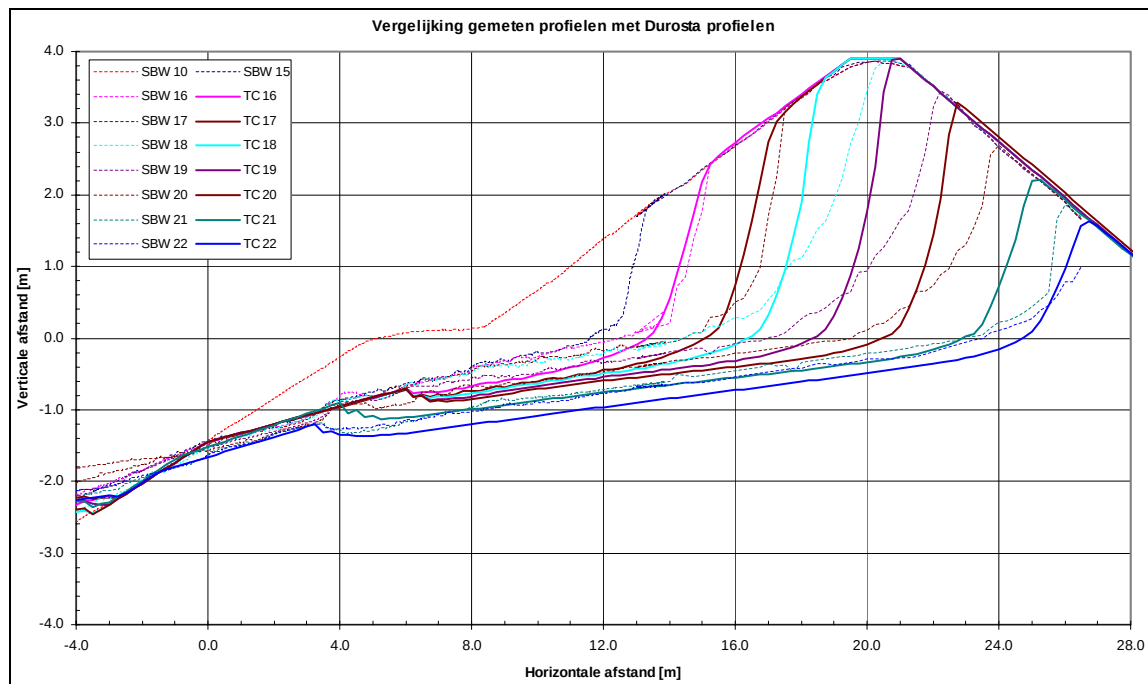


Figuur 4.19: Geschematiseerde profielen die als uitgangspunt zijn gebruikt in elke berekening

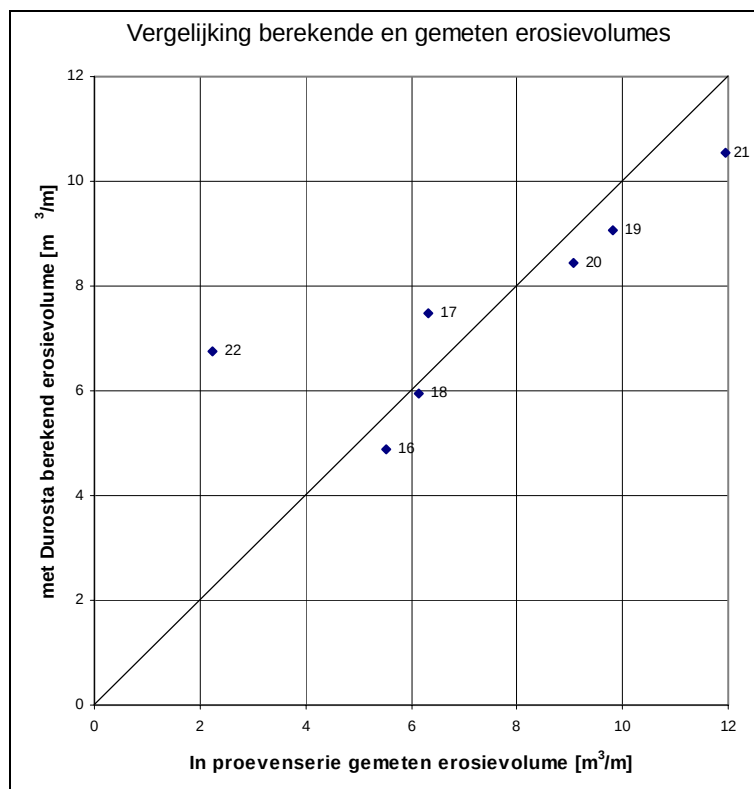
Allereerst is de ontwikkeling van de erosieprofielen zoals gemeten in de Deltagoot nagerekend met Durosta. Daartoe is elk erosieprofiel geschematiseerd ingevoerd in Durosta, om vervolgens de betreffende proef door te rekenen en te vergelijken met het gemeten erosieprofiel na de proef. Door steeds proef voor proef door te rekenen kan voorkomen worden dat steeds meer geërodeerd materiaal zich afzet aan de teen van de dijk en daar het brekerproces gaat beïnvloeden. Ook tijdens de proeven is regelmatig het gesedimenteerde materiaal verwijderd.

De geschematiseerde profielen zijn samen met de gemeten erosieprofielen weergegeven in Figuur 4.19. Alleen de proeven vanaf proef 15 worden beschouwd, omdat het hier gaat om de erosie van de zandkern in combinatie met klei-erosie.

De grote erosiebestendigheid van de klei aan de voorzijde van het flauwe onderwaterterras is in Durosta gemodelleerd met een zogenaamd verdedigingsprofiel dat niet kan eroderen. Het verdedigingsprofiel is aangebracht tot ongeveer 1 m onder de waterlijn.



Figuur 4.20: Vergelijking gemeten profielen met berekende profielen



Figuur 4.21 Vergelijking berekende en gemeten erosievolumes (totale erosie per proef)

De resultaten van de zeven berekeningen zijn in Figuur 4.20 weergegeven samen met de metingen. Een aantal verschillen vallen op. De Durosta-profielen liggen dieper dan de gemeten profielen. Dit heeft wellicht te maken met het feit dat Durosta alleen zand modelleert terwijl in werkelijk er klei en zand was. Tijdens de erosie van de klif vielen er steeds brokken klei naar beneden. Maar ook aan de zeezijde van het erosieprofiel heeft de klei invloed. Daar ligt het zand kennelijk beter beschermd achter de kleilaag dan Durosta berekent.

Een ander verschil, dat zich met name voordoet na test 17, is dat de helling van het boventalud (klif) verschilt tussen de Durosta-berekeningen en de Oosterland-proeven (Deltagootproeven van 2010). In Durosta ligt de vorm van het erosieprofiel vast. Daardoor verandert deze niet in de resultaten.

Naarmate er een langer terras ontstaat, wordt het aandeel van het erosievolume dat van het terras komt groter. De golven halen namelijk de achterzijde nauwelijks meer en gaan dan het terras eroderen (het wordt flauwer).

Kijken we nu niet alleen naar de vorm van het profiel maar ook naar het totale erosievolume per proef dan blijkt dat Durosta redelijk goed de erosievolumes berekend, zie Figuur 4.21.

Alleen de laatste proef, namelijk 22, heeft een grote afwijking. Dit wordt met name veroorzaakt doordat Durosta het erosieprofiel wil verdiepen. De aanwezige klei in het terras heeft dit waarschijnlijk in werkelijkheid deels voorkomen.

De resultaten van de proeven kunnen ook vergeleken worden met de formule die afgeleid is in paragraaf 3.6 op basis van vele Durosta-berekeningen. Voor de vergelijking maken we gebruik van formule (3.28) waarin ook de breedte van het onderwaterterras is opgenomen. Deze breedte B_t is samen met het gemeten erosievolume weergegeven in Tabel 4.9. Steeds is in het onderzoek na een proef het erosieprofiel opgemeten. De terrasbreedte in dat erosieprofiel is vervolgens hier gebruikt om de erosie van de volgende proef te berekenen en te vergelijken met het gemeten erosievolume.

Erosie beschouwd tijdens proef	Relevant Erosieprofiel van proef	Gemeten terrasbreedte	Gemeten erosievolume per uur
		[m]	[m ³ /m/uur]
16	15	12,50	14,2
17	16	14,00	11,9
18	17	15,50	10,8
19	18	17,25	8,1
20	19	18,50	5,9
21	20	21,75	8,1
22	21	26,50	6,7

Tabel 4.9 Gemeten terrasbreedte dat als invoer gebruikt is in de berekeningen en de gemeten erosiesnelheid dat met de berekeningen vergeleken is.

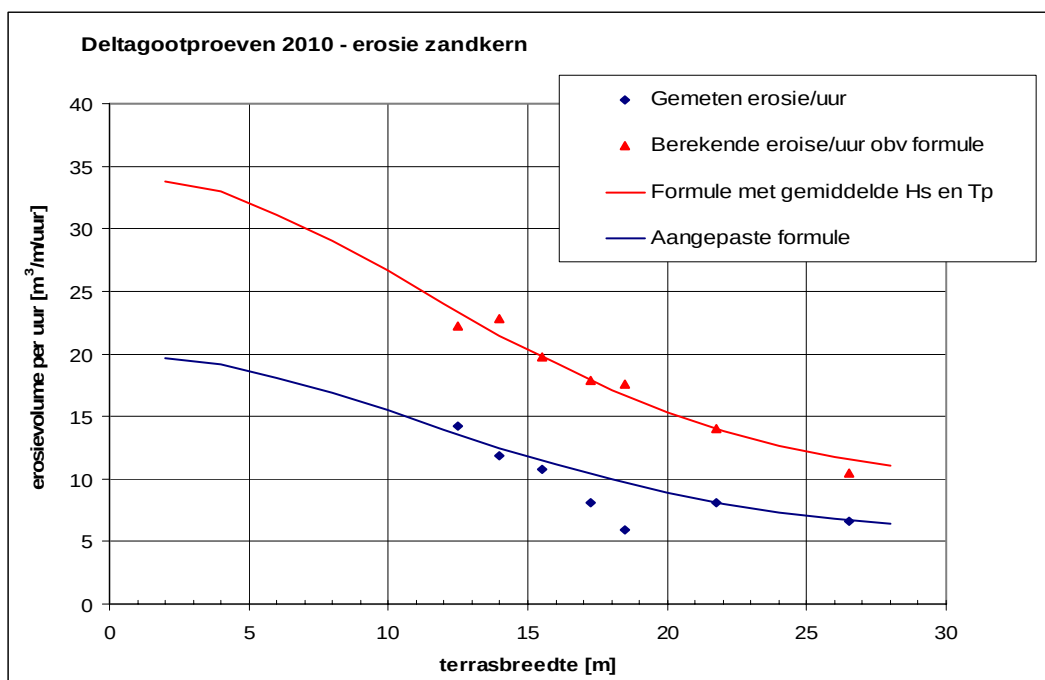
Door steeds uit te gaan van de gemeten terrasbreedte aan het begin van de proef, kan de formule voor het berekenen van de erosiesnelheid het beste vergeleken worden met de metingen. Immers, de terrasbreedte is een invoerparameter, en als die niet nauwkeurig is ingevoerd, dan wordt een deel van de discrepantie tussen metingen en berekeningen niet veroorzaakt door een onnauwkeurigheid in de formule, maar een onnauwkeurigheid in de invoer.

Het resultaat van de berekeningen is samen met de metingen weergegeven in Figuur 4.22. De rode lijn is berekend met de formule en de gemiddelde waarden van H_s en T_p . De rode

driehoeken zijn resultaten van het precies narekenen van de betreffende proeven. De donkerblauwe lijn is verkregen door de coëfficiënten in de formule wat te verkleinen, hetgeen neerkomt op een verschuiving van de lijn naar beneden.

Uit de figuur blijkt dat deze berekeningen (rode lijn) een groter erosievolume per uur geven dan is gemeten (donkerblauwe punten). Eén van de redenen waarom de berekende waarden afwijken van de gemeten waarden is het feit dat de formule gebaseerd is op Durosta-berekeningen met de voorrand van het terras op H_s onder water, zie paragraaf 3.6.2. In Figuur 4.17 is te zien dat dit weliswaar een redelijke schatting is, maar specifiek voor de proeven met klei van de Oosterlandpolder net iets minder diep zou moeten liggen. De voorrand blijkt op $d_t \approx 0,8H_s$ à $0,9H_s$ onder SWL te liggen. Daardoor gaat er net iets meer golfenergie verloren boven het terras, en zal de erosie van de klif dus wat minder zijn. In feite geeft de klei aan de zeezijde van het terras wat meer bescherming, dan waar rekening mee gehouden is in de Durosta-berekeningen.

Een andere bijdrage aan het verschil zou kunnen komen van een verkeerde inschatting van de korrelgrootte van het zand. In Durosta is gerekend met een korrelgrootte van het zand van $200 \mu m$. In de Oosterland-proeven was er sprake van erosie van zand en klei, met kluiten klei en zand op het onderwaterterras. Het is denkbaar dat dit een erosie geeft overeenkomstig een wat grotere korrelgrootte. Het terras had dan ook een helling van ongeveer 1:8, terwijl in Durosta dit talud neigt naar een helling van 1:20.



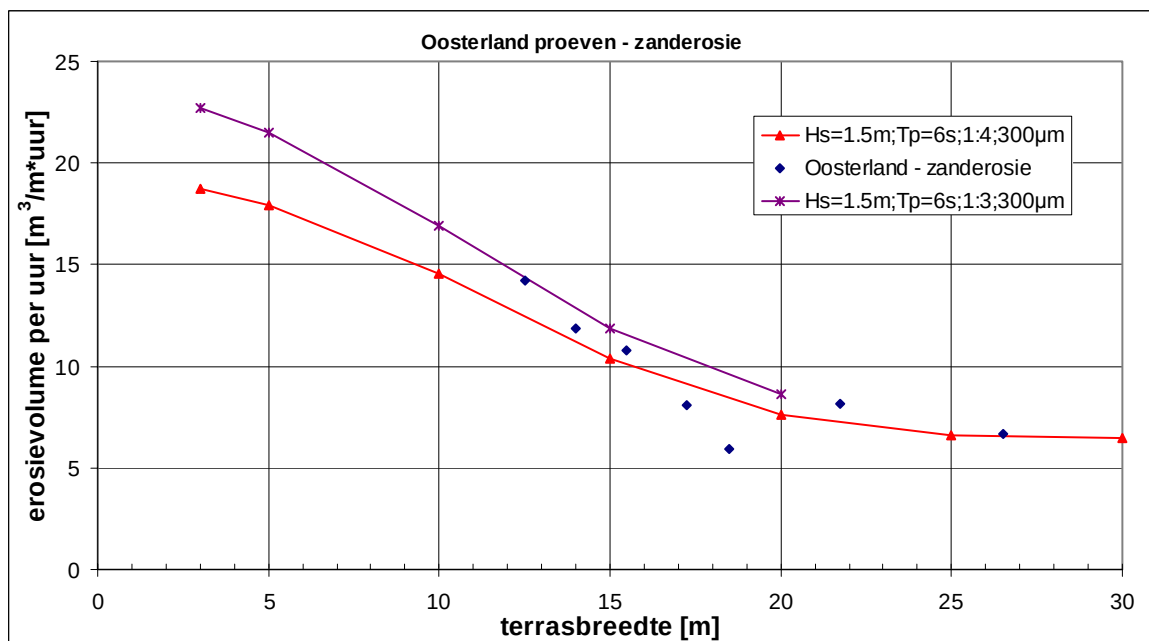
Figuur 4.22: Gemeten erosiesnelheid (Deltagootproeven van 2010) en berekeningen met formule (3.28) (op basis van Durosta)

Er zijn twee series berekeningen gemaakt met Durosta met grover zand, namelijk $D_{50} = 0,3 \text{ mm}$. Beide berekeningen zijn gemaakt met $H_s = 1,5 \text{ m}$ en $T_p = 6 \text{ s}$, terwijl de ene berekening is gemaakt met een talud van 1:3 en de andere met 1:4. In Figuur 4.23 zijn de resultaten van de berekeningen gegeven. Hoewel de golfcondities in de Deltagoot iets afwaken van die in de

berekening zijn gebruikt, en de taludhelling in de Deltagoot tussen 1:3 en 1:4 zat, is te zien dat deze lijnen de gemeten trend beter weergeven dan de berekeningen met $D_{50} = 0,2$ mm.

De trends zullen echter niet wezenlijk anders zijn met $D_{50} = 0,3$ mm en daarom wordt er voor gekozen om de coëfficiënten in formule (3.28) wat te verlagen, zodat het resultaat goed overeenkomt met de metingen in de Deltagoot. We ijken derhalve de formule aan de metingen. Er is voor het gemak gekozen voor een vaste factor van 0,58 op alle coëfficiënten, behalve die in de e-macht, waardoor de formule als volgt wordt (blauwe lijn in Figuur 3.32):

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,15}{s_{op}^{1,3}} + (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \quad (4.10)$$



Figuur 4.23: Berekende erosiesnelheid met Durosta met $D_{50} = 0,3$ mm en gemeten erosiesnelheid.

In Figuur 4.22 is te zien dat met deze correctie de berekende lijn dicht bij de meeste meetpunten komt te liggen. De gemeten erosie is bij een terrasbreedte van ca 18 m wat lager dan volgens de berekeningen. Waarschijnlijk is dit veroorzaakt doordat de klei aan de zeezijde van het terras nog lange tijd in stand bleef. Dit is ook te zien in Figuur 4.20, waar op $4 < x < 6$ m de klei relatief lang stand kan houden. Zodra dit tijdens proef 21 weggeërodeerd is, neemt het erosievolume per uur weer toe.

Door steeds gebruik te maken van de terrasbreedte aan het begin van het tijdvak (proef), is deze formule eenvoudig bruikbaar in de praktijk, zonder dat iteraties nodig zijn.

In deze formule voor de erosie van de zandkern is een term opgenomen die de afnemende erosiesnelheid weergeeft naarmate de erosie vordert. Deze term was ook al gesuggereerd in formule (3.17), namelijk $h(V_e)$. Het is gebleken dat het handiger is om in deze term B_t te gebruiken in plaats van V_e .

Deze afnemende erosie was nog niet merkbaar in de erosie van de kleilaag, zie Formule (4.7).

In de volgende paragraaf is deze formule gebruikt om de proeven van Wolters e.a. (2011) na te rekenen, zie Figuur 4.27.

4.5 Resulterende formules

De theoretische analyse uit hoofdstuk 3, bijgestuurd met de empirische gegevens van grootschalig modelonderzoek uit hoofdstuk 4, hebben geleid tot formules waarmee de erosie van de kleilaag en de zandkern van de dijk kan worden berekend.

Voor de kleilaag geldt de volgende formule voor het berekenen van het erosievolume als functie van de tijd:

$$V_e = 0,063 \frac{H_s^2 \tan \alpha}{s_{op}} t \quad (4.11)$$

mits $1 < H_s < 2$ m, $s_{op} > 0,02$, kleilaagdikte < 3 m en klei van Nederlandse dijken, boven gemiddeld hoogwater, met normale "zandigheid"

Met:

- V_e = erosievolume per meter dijk (m^3/m)
- H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)
- s_{op} = $H_s / (1,56 T_p^2)$ = golfsteilheid gebaseerd op significante golfhoogte en piekperiode bij de teen van de dijk en de equivalente diep water golflengte (-)
- T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- α = taludhelling, gemiddeld tussen H_s onder SWL en H_s boven SWL ($^\circ$)
- t = belastingduur (uur)

Deze formule blijkt geldig te zijn voor diverse soorten klei en zelfs voor keileem. Vermoedelijk is de mate van zandlenzen en zandinsluitingen bepalend voor de erosiesnelheid, maar was dit voor alle klei en keileem die beproefd is in de Deltagoot te weinig verschillend.

Als de golfcondities niet constant zijn gedurende de belastingperiode, dan kan de belastingperiode in stukken geknipt worden en voor elk stuk het erosievolume berekend worden. De totale erosie wordt dan verkregen door alle afzonderlijke erosievolumes op te tellen: $\sum \Delta V_{e,i}$, met $\Delta V_{e,i}$ = erosievolume in periode i (m^3/m).

Het erosieprofiel heeft steeds een specifieke vorm, met een flauw onderwaterterras en een steile klif boven de waterlijn. De diepte onder de stilwaterlijn, waar het terras aansluit op het oorspronkelijke talud, kan berekend worden met:

$$d_t = \min \left\{ 0,4 \frac{V_e^{0,25}}{\sqrt{H_s}} + 0,7 ; 2H_s \right\} \quad \text{mits } H_s > 0,5 \text{ à } 1 \text{ m} \quad (4.12)$$

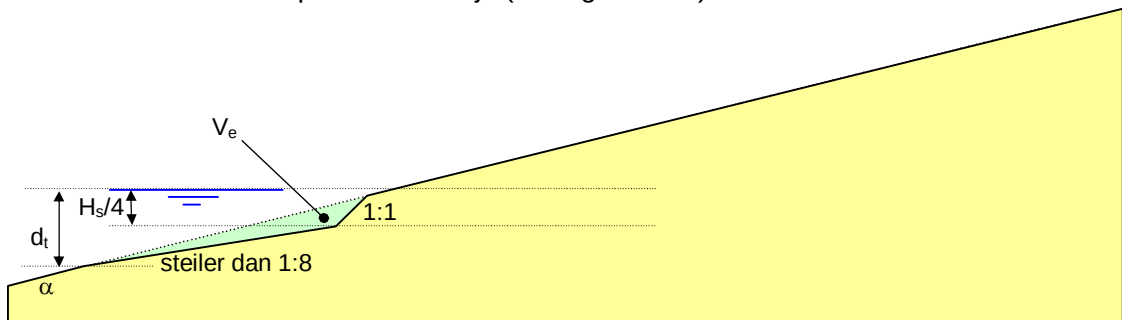
Met:

- d_t = Diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van het geërodeerde terras (zie Figuur 4.25) (m)
- H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)
- V_e = erosievolume per meter dijk lengte (m^3/m)

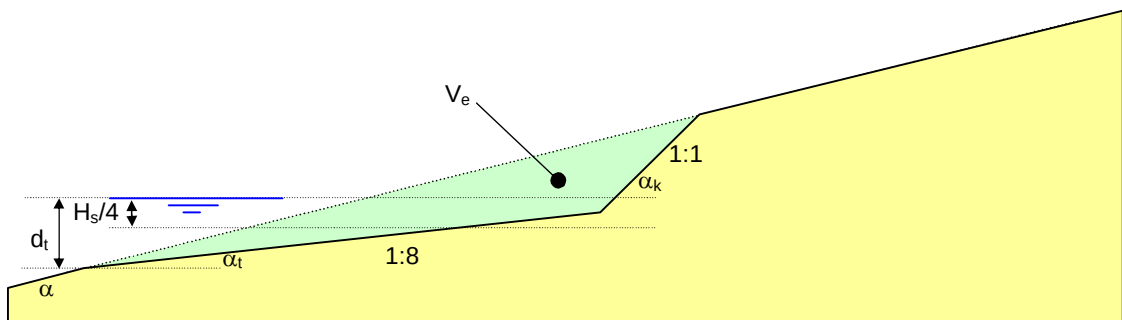
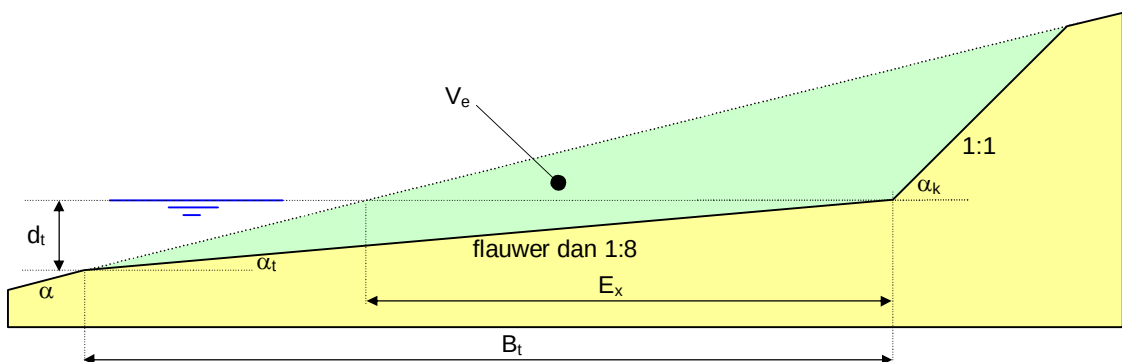
Hoewel er wat variatie geconstateerd is tijdens de proeven, wordt voorlopig uitgegaan van de volgende vereenvoudigde vorm van het erosieprofiel:

- De klif heeft een taludhelling van 1:1

- Fase 1: De aansluiting van het terras op de steile klif bevindt zich eerst op $H_s/4$ onder de stilwaterlijn (zie Figuur 4.24). Met bovenstaande formules (4.11) en (4.12) ligt hiermee de vorm van het erosieprofiel precies vast. Zodra echter de helling van het terras flauwer dreigt te worden dan 1:8, dan moet de vorm als volgt berekend worden:
- Fase 2: Het terras heeft een helling van ongeveer 1:8 en de klif sluit hierop aan op een niveau tussen $H_s/4$ onder de stilwaterlijn en de stilwaterlijn (zie Figuur 4.25). Zodra echter het knikpunt tussen het terras en de klif boven de waterlijn dreigt uit te komen, dan moet de vorm als volgt berekend worden:
- Fase 3: Het terras heeft een steeds flauwere helling, met het knikpunt tussen het terras en de klif op de stilwaterlijn (zie Figuur 4.26).



Figuur 4.24 Vorm van het erosieprofiel in fase 1

Figuur 4.25 Vorm van het erosieprofiel in fase 2 ($\tan \alpha_t = 1/8$)

Figuur 4.26 Vorm van het erosieprofiel in fase 3

Met het bovenstaande kan de ontwikkeling van de erosie bepaald worden en kan berekend worden op welk moment de erosie door de klei heen is (als het zand bloot komt te liggen). Zodra nog slechts een kleidikte van 5 à 10 cm resteert, kan aangenomen worden dat de

kleilaag doorbreekt. Vanaf dat moment neemt de erosiesnelheid snel toe en moet de volgende formule gebruikt worden voor het berekenen van de erosie:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,15}{s_{op}^{1,3}} + (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \quad (4.13)$$

Mits: $0,7 < H_s < 3,0$ m en $0,22 < \tan \alpha \leq 0,5$ en $0,015 < s_{op} < 0,06$ en $0,18 < D_{50} < 0,22$ mm.

Voor een talud zonder berm geldt:

$$E_x = B_t \left(1 - \frac{\tan \alpha_t}{\tan \alpha} \right) \quad (4.14)$$

Met:

E_x = Erosielengte, namelijk de grootste horizontale afstand tussen het originele dijkprofiel en het geërodeerde profiel (zie Figuur 4.26) (m)

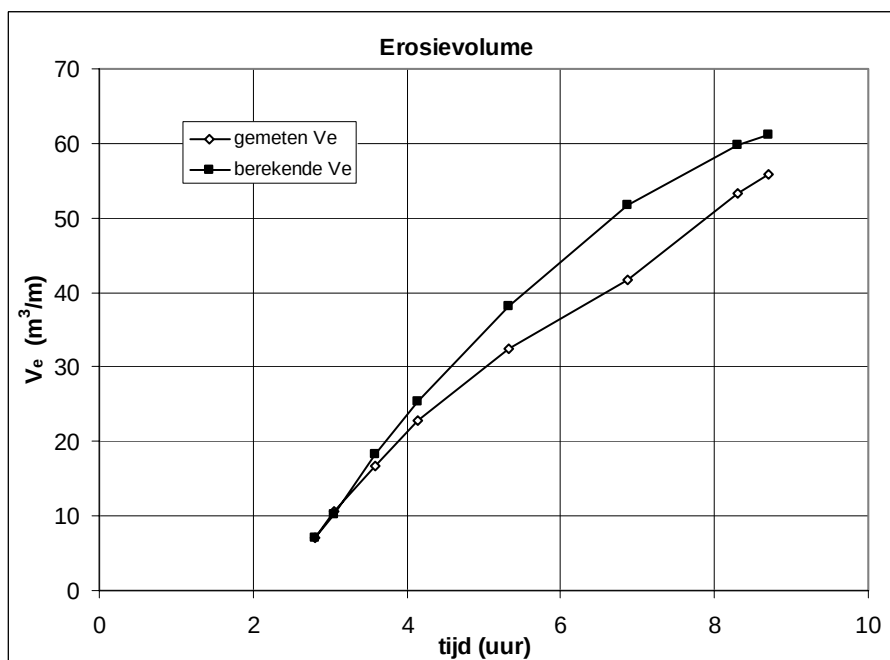
B_t = terrasbreedte, waarbij het terras en de klif elk geschematiseerd zijn tot een rechte lijn (zie Figuur 4.26) (m)

α_t = taludhelling van het geërodeerde flauwe terras ($^\circ$)

α_k = taludhelling van de geërodeerde klif ($^\circ$)

α = gemiddelde taludhelling tussen SWL- H_s en SWL+ H_s , inclusief berm (helling van de lijn tussen een punt op het talud op een significante golfhoogte onder de waterlijn tot een punt op het talud op H_s boven de waterlijn) ($^\circ$)

Voor de vorm van het erosieprofiel kan ook bij erosie in de zandkern het bovenstaande aangehouden worden. Merk op dat de grootte van de terrasbreedte B_t (en erosielengte E_x , zie Figuur 4.26) van invloed is op de erosiesnelheid $\partial V_e / \partial t$. Een benadering van de grootte van het erosievolume als functie van de tijd kan bijvoorbeeld verkregen worden door de storm in stappen van 1 uur op te splitsen en als benadering aan te nemen dat in elke stap B_t constant is.



Figuur 4.27 Verloop van het erosievolume als functie van de tijd zoals gemeten vanaf proef 15 van Wolters e.a. (2011) in vergelijking met het berekende verloop

Bovenstaande formules, inclusief de aannames ten aanzien van de helling van het terras en de klif, zijn toegepast op de Deltagootproeven van 2010 (Wolters e.a. 2011), vanaf proef 15. Tijdens deze proeven was er sprake van erosie van de zandkern. Het resultaat van de berekeningen is samen met de metingen gegeven in Figuur 4.27. Uit de figuur blijkt dat de berekende erosievolumes iets groter zijn dan gemeten, maar dat de verschillen beperkt zijn. De verschillen worden voornamelijk veroorzaakt door de vereenvoudiging van het erosieprofiel tot een recht terras en rechte klif. De goede overeenstemming is uiteraard ook een gevolg van het feit dat de formules op deze proeven zijn afgeregeld.

Analytische formules voor het berekenen van het erosieprofiel voor een dijk met eenvoudige geometrie zonder berm zijn gegeven in bijlage D. Voor een meer gecompliceerde geometrie kan gebruik gemaakt worden van de numerieke methode uit bijlage E.

4.6 Formules voor probabilistische berekeningen

Ten behoeve van het gebruik van de formules in probabilistische berekeningen is een modelcoëfficiënt toegevoegd met verwachtingswaarde en spreiding. Deze is berekend door de gemeten waarde te delen door de berekende waarde en van al deze quotiënten het gemiddelde en de standaarddeviatie te berekenen. De standaarddeviatie is als volgt gedefinieerd:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2} \quad (4.15)$$

Met:

- σ = standaarddeviatie
- μ = gemiddelde
- N = aantal waarnemingen
- i = telparameter
- x_i = quotiënt van gemeten waarde en berekende waarde

In feite is op deze wijze net gedaan alsof alle metingen volledig onafhankelijk zijn. Voor de metingen van de erosiesnelheid in het zand is dit ongeveer juist, want in elke proef is een nieuwe waarde van de terrasbreedte gerealiseerd. Bij die terrasbreedte is een bepaalde erosiesnelheid gemeten, die niet afhankelijk is van de vorige proef. De zo verkregen modelcoëfficiënt moet toegepast worden op het eindresultaat van de berekende erosie:

$$V_e = c_m \sum_{i=1}^n \frac{\partial V_e}{\partial t} \cdot t_{stap} \quad (4.16)$$

Met:

- V_e = erosievolume per meter dijk (m^3/m)
- c_m = modelcoëfficiënt met verwachtingswaarde $\mu(c_m) = 1$ en standaarddeviatie berekend met formule (4.15) (-)
- $\partial V_e / \partial t$ = erosiesnelheid berekend met formule (4.13) ($m^3/m/uur$)
- t_{stap} = periode in één tijdstap (uur)

Voor de metingen van de hoeveelheid erosie in de klei zijn de opeenvolgende waarden in een serie wel afhankelijk. Het totale geërodeerde volume op een bepaald tijdstip is voor een deel gerealiseerd in voorgaande proeven. Daarom wordt eerst per proef de erosietoename bepaald (verschil tussen erosievolume voor de proef en na de proef) en gedeeld door de

dimensieloze erosietoename volgens de formule. De modelcoëfficiënt is gelijk aan de standaarddeviatie van deze quotiënten.

De modelcoëfficiënt in de formule voor de terrasdiepte is bepaald door de gemeten waarden te delen door de berekende waarden en daar de standaarddeviatie van te berekenen. Hier is dus sprake van enige afhankelijkheid in de metingen, maar dat is in dit geval moeilijk te voorkomen.

Met de toegevoegde modelcoëfficiënt worden de formules voor de erosie in de klei/keileem en voor de terrasdiepte:

- Erosievolume van de kleilaag of keileemlaag:

$$V_e = 0,063 \cdot c_{m1} \frac{H_s^2 \tan \alpha}{s_{op}} t \quad (4.17)$$

mits $1 < H_s < 2$ m, $s_{op} > 0,02$, kleilaagdikte < 3 m en klei van Nederlandse dijken, boven gemiddeld hoogwater, met normale "zandigheid"

- De diepte onder de stilwaterlijn, waar het terras aansluit op het oorspronkelijke talud:

$$d_t = \min \left\{ c_{m3} \cdot \left(0,4 \frac{V_e^{0,25}}{\sqrt{H_s}} + 0,7 \right); 2H_s \right\} \quad (4.18)$$

Met:

c_{m1} , c_{m2} , c_{m3} = modelcoëfficiënt (op basis van gemeten waarde gedeeld door berekende waarde met formule) (-)

Sommige getallen in bovenstaande formules zijn niet dimensieloos.

De verwachtingswaarde van al deze modelcoëfficiënten is gelijk aan 1. De standaarddeviatie is gegeven in Tabel 4.10.

	modelcoëfficiënt	standaarddeviatie
Erosievolume van klei/keileem-laag	c_{m1}	0,20
Erosievolume van zandkern	c_{m2}	0,19
Terrasdiepte	c_{m3}	0,15

Tabel 4.10 Standaarddeviatie van dimensieloze modelcoëfficiënten

De probabilistische berekeningen zouden bijvoorbeeld met een monte-carlo simulatie uitgevoerd kunnen worden. Daarbij zal steeds een trekking van bepaalde eigenschappen van de constructie en de belasting gedaan worden om vervolgens het erosieprofiel aan het eind van de betreffende storm te berekenen. Dit erosieprofiel zal doorgaans berekend moeten worden aan de hand van een iteratief proces met bovenstaande formules. Daarbij dient gedurende het gehele iteratieve proces dezelfde waarde van c_{m1} , c_{m2} en c_{m3} aangehouden te worden.

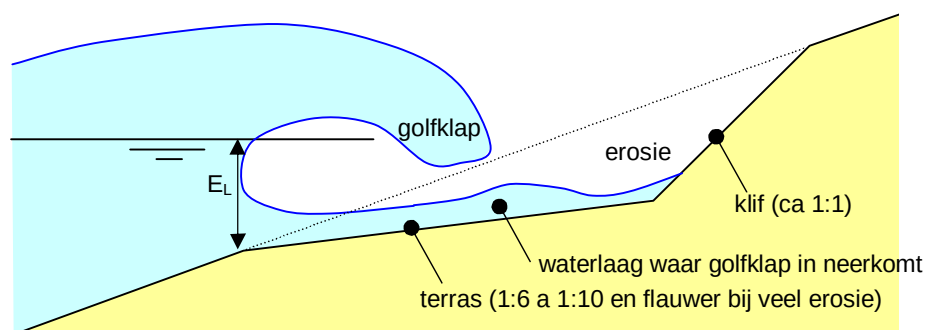
5 Conclusies

In het kader van SBW-reststerkte is in dit rapport een analyse gegeven van de Deltagootproeven van 2010, gericht op het kwantificeren van het erosieproces van een dijk bestaande uit een kleilaag op een zandkern na het bezwijken van de taludbekleding van gezette steen. In deze analyse zijn ook de relevante numerieke modellen en de resultaten van vergelijkbare metingen uit het verleden betrokken.

Na het bezwijken van de steenzetting door de golfaanval, start er een erosieproces in de kleilaag. Pas nadat deze is doorgebroken, gaat de zandkern eroderen.

EROSIEPROFIEL

De vorm van het erosieprofiel blijkt te bestaan uit een flauw onderwatertalud (terras genaamd), waarop de golven breken, en een steil bovenwatertalud (klif genaamd), zie Figuur 5.1. Ondanks de heftige waterbeweging boven het terras door het breken van de golven, erodeert het terras maar langzaam. Na enige erosie blijken de golven namelijk te breken in een laag water, die dempend werkt op de golfkrachten. De klif erodeert sneller en dat geeft het beeld van golven die horizontaal door de dijk vreten, zoals al geconstateerd was door Wolters e.a. (2007) en ook te zien is langs eroderende kusten.



Figuur 5.1 Schematische vorm van erosieprofiel

KLEI-EROSIE

De structuur van cohesieve grond (klei) is belangrijk voor de snelheid waarmee het erodeert. Deze structuur wordt bepaald door de wijze van aanbrengen van de klei, de locatie ten opzichte van gemiddeldhoogwater (GHW), de diepte onder het taludoppervlak en het aantal jaren sinds de aanleg. Onder een steenzetting boven GHW bestaat de bovenste paar decimeter van de klei uit brokjes van 5 tot 30 mm, die daaronder overgaat in een dichter gepakte laag met meer aaneengesloten kluiten en, vervolgens, in een dicht aaneengesloten stapeling van brokken met afmetingen van 10 à 20 cm op een diepte beneden ongeveer 1 m onder het taludoppervlak. Daarnaast kan er sprake zijn van zandlenzen en zandinsluitingen. Het huidige onderzoek richt zich vrijwel volledig op klei van boven GHW met een dergelijke structuur.

In een theoretische beschouwing over de erosie van klei onder golfklappen is vastgesteld dat de druk in de golfklap wordt doorgegeven via scheuren en gangen in de klei. Dit zorgt ervoor dat kleibrokken kunnen gaan bewegen. De bestendigheid van cohesieve grond (klei) tegen ontgroning hangt af van de binding tussen gronddeeltjes, kluitjes en kluiten en van de bewegingsvrijheid van de brokken die de mogelijkheid tot slijten en vervormen beïnvloedt.

Brokken kleigrond in een dichte pakking krijgen steeds meer bewegingsvrijheid door voortdurende geringe beweging of door slijtende erosie door stroming in de ruimte tussen de kluiten. Door de toegenomen bewegingsvrijheid neemt de bestendigheid tegen ontgronden af. Dit is een vermoeiingsproces.

Van groot belang voor dit proces is het doordringen van de golfklappen tot in de klei, waardoor opwaartse poriewaterdrukgradiënten ontstaan. Hiertoe zijn metingen verricht tijdens de Deltagootproeven van 2010 (Wolters e.a. 2011). Deze metingen zijn nu op twee manieren nagerekend (zie bijlage A en B):

- ééndimensionale analytische benadering met een éénlaagssysteem om de effecten van grondparameters na te gaan;
- numerieke berekeningen met PLUTO (eindige elementen benadering) om effecten van gelaagdheid na te gaan.

De resultaten van de berekeningen blijken goed overeen te komen met de metingen van 2010.

Uit deze theoretische beschouwing met analytische en numerieke berekeningen komt naar voren dat de bulkdoorlatendheid van de grond, de bulkstijfheid en de macroporositeit bepalende parameters zijn voor de belasting van kleibrokken. Deze parameters bepalen de mate waarin uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten optreden bij golfaanval. De gradiënten zijn waarschijnlijk de belangrijkste belasting die kunnen leiden tot het uitdrukken van groundbrokken en tot vermoeiing (interne slijtage) van de grond. Waarschijnlijk zijn daardoor deze parameters ook belangrijk voor de erosiesnelheid.

Hoewel de genoemde eigenschappen van de klei elk belangrijk zijn voor de mate waarin waterdrukgradiënten de kleibrokken belasten, zijn er aanwijzingen dat deze eigenschappen in de klei van Nederlandse dijken steeds in een bepaalde combinatie voorkomen. Het blijkt dat de bodemstructuur voor Nederlandse dijken in hoge mate vergelijkbaar is voor de verschillende typen bekledingen, behoudens zeer zandige klei en klei met kleine of grotere zandinsluitingen of klei met vanwege onjuiste aanleg zeer hoge macroporositeit (veel en grote holtes in de grond).

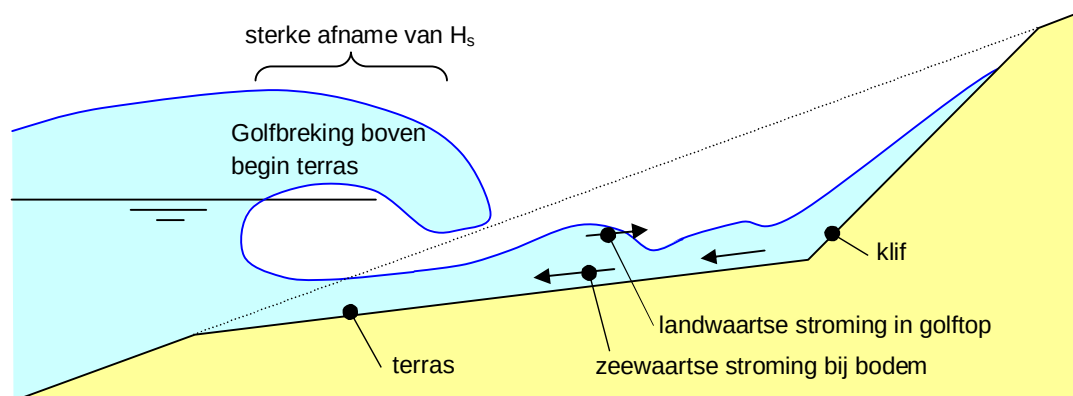
Een globale karakterisering van klei op dijken met een indicatie van de mate van “zandigheid” en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling. Aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen in de klei van de wijze en kwaliteit van aanbrengen (verdichting en watergehate bij aanbrengen) en bijmenging van zand en dergelijke. Er komen aanwijzingen uit het onderzoek dat zandinsluitingen in de klei een belangrijk negatief effect voor de erosiesnelheid hebben.

In deze berekeningen zijn zandlenzen niet expliciet gemodelleerd, terwijl die naar verwachting voor de porositeit en doorlatendheid een relevante invloed hebben. De berekeningen met eindige elementen, Pluto, wijzen op een belangrijk effect van gelaagdheid in de klei. Aanbevolen wordt in een vervolgstudie nader op deze effecten in te gaan, met name het effect van zandinsluitingen in de berekeningen met Pluto. De oppervlaktegeometrie heeft een belangrijke invloed op schadeontwikkeling. Het effect van de geometrie op de aandrijvende krachten voor ontgronding kan met Pluto worden geanalyseerd.

WATERBEWEGING

Bij de opzet van het onderzoek in de Deltagoot is ervoor gekozen om de waterbeweging boven het eroderende oppervlak niet te meten, maar achteraf te berekenen met het numerieke model ComFlow. De resultaten hiervan zijn opgenomen in bijlage C.

Uit deze berekeningen blijkt dat de golfhoogte boven het terras snel afneemt. Over een afstand van slechts 5 m neemt de significante golfhoogte ruim 30 % af. Deze enorme afname van de golfhoogte is ook tijdens de proeven opgevallen en is ook goed te zien op de videobeelden. Bovenaan het begin van het terras stortten de golven over en wordt veel golfenergie gedissipeerd.



Figuur 5.2 Schematische weergave van waterbeweging

De landwaarts gerichte watersnelheid boven het terras blijkt bij de bodem aan de zeezijde van het terras nog vrij groot te zijn, maar is in het midden van het terras vrijwel nul. Daar is nog wel een aanzienlijke zeewaartse snelheid aanwezig. Het landwaartse watertransport vindt hier plaats in de golftoppen, hoog boven het punt waar de snelheden zijn bepaald (zie Figuur 5.2).

In dit gebied is er sprake van een continu zeewaarts gerichte stroming aan de bodem (undertow), die belangrijk is voor het zandtransport. Al het materiaal dat van de klif komt, kan daardoor vlot naar de teen van de dijk getransporteerd worden.

De transportcapaciteit van het water is in belangrijke mate afhankelijk van root-mean-square waarde van de snelheid. Uit de rekenresultaten valt op dat deze waarde als functie van de horizontale coördinaat vrijwel constant is, met een zeer licht dalende trend. Het feit dat er geen lokale minima of maxima zijn, maakt dat er vrijwel geen lokale sedimentatie of erosie optreedt. De licht dalende trend maakt dat er een langzame erosie optreedt, gelijkmatig over het gehele oppervlak. Dat verklaart waarom het terras slechts langzaam naar beneden gaat en vrijwel niet van helling verandert.

Ondertussen worden grote hoeveelheden materiaal vanaf de klif over het terras naar de teen van de dijk getransporteerd.

EROSIEFORMULES

Op basis van een hypothese over het verband tussen de waterbeweging en de erosie (Larson e.a. 2004) zijn eerst langs theoretische weg erosieformules opgesteld.

Voor de fase van het erosieproces waarbij er veel zand uit de zandkern erodeert is het rekenmodel Durosta ingezet. Dit rekenmodel is ontwikkeld voor het kwantificeren van duinafslag. Door vele berekeningen te maken was het mogelijk een voorlopige kwantificering te maken van de invloed van de taludhelling van de dijk, de golfsteilheid en golfhoogte op de

erosiesnelheid. De erosiesnelheid neemt toe naarmate de taludhelling steiler is, de golfsteilheid kleiner of de golfhoogte groter is. Verder is ook uit de berekeningen gebleken dat de erosiesnelheid (volume dijkmateriaal dat per uur wordt geërodeerd) afhankelijk is van de breedte van het erosieterras, dus de afstand waarover de klif al teruggestreden is. De erosiesnelheid neemt af naarmate de breedte van het erosieterras groter wordt, totdat bij een terrasbreedte van 20 à 40 m een minimum erosiesnelheid wordt bereikt, die verder constant blijft. Naarmate de golven groter zijn, is de terrasbreedte waarbij dit minimum wordt bereikt groter.

De theoretisch afgeleide formules en de formules op basis van de berekeningen met Durosta hebben de basis gevormd voor de analyse van de gemeten erosie tijdens de Deltagootproeven uit het verleden. De volgende proeven zijn daarvoor geanalyseerd:

- Deltagootproeven met geroerde kleilaag belast met lange golven (Burger 1985)
- Deltagootproeven met kleilaag van Perkpolder en Kruiningen (Wouters 1993)
- Deltagootproeven met keileemlaag van de Wieringermeerdijk (Wolters e.a. 2007)
- Deltagootproeven met volledige dijk met kleilaag van Oosterland en zandkern (Wolters e.a. 2011)

De analyse heeft geleid tot de volgende formules:

- Erosie van de kleilaag of keileemlaag:

$$V_e = 0,063 \frac{H_s^2 \tan \alpha}{s_{op}} t \quad (5.1)$$

mits $1 < H_s < 2$ m, $s_{op} > 0,02$, kleilaagdikte < 3 m en klei van Nederlandse dijken, boven gemiddeld hoogwater, met normale "zandigheid".

- Erosie van de zandkern:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{H_s^2}{T_p} \left(\frac{0,15}{s_{op}^{1,3}} + (\tan \alpha)^{0,8} \cdot (135 - 1500 \cdot s_{op}) \cdot \exp \left(-0,0091 \cdot \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^2 \right) \right) \quad (5.2)$$

Mits: $0,7 < H_s < 3,0$ m en $0,22 < \tan \alpha \leq 0,5$ en $0,015 < s_{op} < 0,06$ en $0,18 < D_{50} < 0,22$ mm.

- De diepte onder de stilwaterlijn, waar het terras aansluit op het oorspronkelijke talud:

$$d_t = \min \left\{ 0,4 \frac{V_e^{0,25}}{\sqrt{H_s}} + 0,7 ; 2H_s \right\} \text{ mits } H_s > 0,5 \text{ à } 1 \text{ m} \quad (5.3)$$

Met:

B_t = terrasbreedte, waarbij het terras en de klif elk geschematiseerd zijn tot een rechte lijn (zie Figuur 4.26) (verdeel de totale belastingduur in perioden van bijvoorbeeld 1 uur, en gebruik in de formule de waarde van B_t aan het begin van de betreffende periode) (m)

E_x = Erosielengte, namelijk de grootste horizontale afstand tussen het originele dijkprofiel en het geërodeerde profiel (zie Figuur 4.26) (m)

d_t = Diepte onder water van het snijpunt van originele dijkprofiel en een rechte extrapolatie van het geërodeerde terras (zie Figuur 4.25) (m)

H_s = significante golfhoogte aan de teen van de dijk (m)

s_{op} = $H_s / (1,56 T_p^2)$ = golfsteilheid gebaseerd op significante golfhoogte en piekperiode bij de teen van de dijk en de equivalente diep water golflengte (-)

t = belastingduur (uur)

T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

V_e = erosievolume per meter dijk (m^3/m)

- α = taludhelling, gemiddeld tussen H_s onder SWL en H_s boven SWL ($^\circ$)
 α_t = taludhelling van het geërodeerde flauwe terras ($^\circ$)
 α_k = taludhelling van de geërodeerde klif ($^\circ$)

In paragraaf 4.5 is uitgelegd hoe deze formules gebruikt kunnen worden voor het berekenen van de erosie van een dijk. Ten behoeve van probabilistische berekeningen zijn in paragraaf 4.6 formules gegeven met een modelcoëfficiënt met verwachtingswaarde en standaarddeviatie.

Analytische formules voor het berekenen van het erosieprofiel voor een dijk met eenvoudige geometrie zonder berm zijn gegeven in bijlage D. Voor een meer gecompliceerde geometrie kan gebruik gemaakt worden van de numerieke methode uit bijlage E. Daar zijn ook drie voorbeelden gegeven, waaruit onder andere blijkt dat de klei een grote invloed heeft op de reststerkte.

Het is gebleken dat er geen invloed is van de kleikwaliteit en dat zelfs keileem met deze formules kan worden doorgerekend. Dit is opmerkelijk, temeer omdat bijvoorbeeld de korrelgrootteverdeling van de in het onderzoek betrokken materialen behoorlijk verschilden. Het zandgehalte varieert bijvoorbeeld van ca 11% in de klei van Oosterland, 18% bij Kruiningen, 32% bij Perkpolder en 56% in de keileem van de Wieringermeerdijk. Maar de mate waarin er zandlenzen en zandinsluitingen in het materiaal aanwezig zijn, was veel minder verschillend.

Dit ondersteunt het sterke vermoeden dat de bodemstrutuur van de grond, inclusief zandinsluitingen bepalend zijn voor de erosiesnelheid en reststerkte.

Aanbevolen wordt om onderzoek te doen naar het voorkomen van zandlenzen en zandinsluitingen in de klei in Nederlandse dijken. Als dit veel meer kan zijn dan in de tot nu toe onderzochte klei, wordt aanbevolen de grenzen van de formules te verkennen door in de golfklapzone in de Deltagoot een strook klei met veel zandlenzen en zandinsluitingen te plaatsen en de erosiesnelheid te meten onder golfaanval. Zo'n proef is veel beperkter in omvang dan het Deltagootonderzoek van 2010, omdat toen een volledige dijk is ingebouwd met ongeroerde klei en ook de zandkern is beproefd.

Daarnaast wordt aanbevolen de invloed van de taludhelling, golfsteilheid en de aanwezigheid van een berm te onderzoeken met kunstklei in een kleinschalige faciliteit.

De formules gebaseerd op de berekeningen met Durosta blijken de trend van de erosie vrij goed te beschrijven, voor zover de erosie gedomineerd wordt door de erosie van de zandkern. De formules zijn geijkt met de proefresultaten van Wolters e.a. (2011).

6 Literatuur

Baaren, P.F.J. van, (2007)

Influence of the wave period in the dune erosion model DUROSTA.

Msc-Thesis TUDelft, WL | Delft Hydraulics' report H4357, 2007

Battjes, J.A., and J.P.F.M. Janssen (1978)

Energy loss and set-up due to breaking in random waves.

Proc. 16th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp. 569-587, 1978

Bezuijen, A., A.M. Burger en M. Klein Breteler 1990: Taludbekleding van gezette steen: Samenvatting onderzoekresultaten 1980-1988. M1795/H195. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde Delft, 288 pp.

Bosch, I.C. van den

Numerical modeling of wave run-up on a dike

TU-Delft, Master thesis, december 2010

Burger, A. (1985)

Sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval; Onderzoek naar de stabiliteit van enkele veel voorkomende taludverdedigingen onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand.

Waterloopkundig laboratorium | WL. Rapport M2036, Maart 1985.

Deltares 2010a: Reststerkte van een dijk met steenzetting op een kleilaag. Deltares rapport 1202122.002 voor RWS Waterdienst, 95 pp.

Deltares 2010b: Studie voor richtlijnen klei op dijktraluds in het rivierengebied. Deltares rapport 1202512-000-GEO-0002, 110 pp.

Deltares 2010c: Deltagootproef reststerkte kleilaag onder gezette steen en gras: Grond- en erosiebeschrijving. Deltares rapport 1202122-002 voor RWS Waterdienst SBW programma, 61 pp.

Grondmechanica Delft 1988: Onderzoek naar het beoordelen van de geschiktheid van kleigrond voor bekleding van dijken met grasbedekking. Grondmechanica Delft rapport 275925 voor

Rijkswaterstaat DWW, Delft, 79 pp

Grondmechanica Delft 1991: Beschouwingen over de reststerkte van een kleilaag onder steenzetting. Grondmechanica Delft rapport CO- 318170/10 voor RWS DWW, Deltares, Delft, 56 pp.

Grondmechanica Delft 1993a: Opbouw en erosie van graszode op dijken. Grondmechanica Delft rapport CO-307282/18 voor Rijkswaterstaat DWW, Delft, 74 pp

Grondmechanica Delft 1993b: PLUTO: Toepassing van het eindige elementprogramma PLUTO in de geotechniek. Grondmechanica Delft rapport SE-57043, 15 pp.

Grondmechanica Delft en Waterloopkundig Laboratorium 1993: Reststerkte van dijkbekledingen. Sterkte van klei onder golfbelasting: Deel III Analyse van Deltagootmetingen. Grondmechanica Delft en WL rapport CO-338430/17 voor Rijkswaterstaat DWW, Delft, 85 pp.

Grondmechanica Delft 1994: Meetverslag grastaludproeven. Grondmechanica Delft rapport CO- 334430/17 voor RWS DWW, Deltares, Delft, 21 pp.

Grondmechanica Delft 1995a: Bodemgesteldheid onder gezette steen op Nederlandse dijken (deel 1). Grondmechanica Delft rapport CO-346150 voor Rijkswaterstaat DWW, Delft, 104 pp.

Grondmechanica Delft 1998: Analyse van Deltagootproeven op een grastalud. Grondmechanica Delft rapport CO- 356460/05 voor RWS DWW, Deltares, Delft, 78 pp

Hart, R. 't (2011)

Verkenning beoordeling veiligheid van dijken tot falen; Toegespitst op falen door erosie processen

Deltares, rapport SBW-reststerkte 1204200.009, juni 2011

Kleefsman K. M. T., G. Fekken. A. E. P. Veldman, B. Iwanowski, and B. Buchner (2005)

A Volume-of-Fluid based simulation method for wave impact problems, Journal Of Computational Physics, 206(1):363–393, 2005

Klein Breteler, M., I. vd Werf en I. Wenneker (2012)

Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven

Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen

Deltares / WL Delft Hydraulics, rapport H4421 / 1204727, maart 2012

Klein Breteler, M., R. 't Hart, H.J. Verheij, J.G. Knoef (2010)

Reststerkte van dijken na initële schade. SBW-reststerkte fase 1: inventarisatie

Deltares, rapport 1200393-002-HYE-0010: december 2010.

Klein Breteler, M. (2011)

Documentatie Steentoets 2008 en Steentoets 2010

Deltares, rapport 1202551.006, februari 2011

Kruse, G.A.M. en J.D. Nieuwenhuis (2000)

Impact of weathering on erosion resistance of cohesive soil.

Proc. 8th Intl. IAEG Congr., Balkema, Rotterdam, pp. 4299-4306.

Larson, M.; Erikson, L.; Hanson, H. (2004)

Failure Mechanisms for Flood Defence Structures;

Floodside2007 Report Number T04-06-01; February 2007

Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering (second edition), 2007

CIRIA-CUR-CETMEF report C683, London 2007

Roelvink J.A. and M.J.F. Stive (1989)

Bar-generating cross-shore flow mechanisms on a beach.

J. Geophys. Res., Vol. 94, no. C4, pp. 4785-4800, 1989

Steeg, P. van (2012)

Reststerkte van gras op rivierdijken bij golfbelasting
SBW onderzoek, fase 1a: Ontwikkeling golfklapgengenerator
Deltares, rapport 1206012-012, april 2012

Steetzel, H.J., (1994)

Nadere verfijning DUROSTA model.
WL | Delft Hydraulics rapport H1865, 1994

TAW 1996: Technisch rapport Klei voor dijken. TAW Technisch Rapport 17, Rijkswaterstaat, Lelystad, 52 pp.

Verruijt, A. 1998: Grondmechanica. Vereniging voor Studie- en Studentenbelangen te Delft, Delft, 298 pp.

Verstappen R. W. C. P. and A. E. P. Veldman (2003)

Symmetry-preserving discretization of turbulent flow,
Journal Of Computational Physics, 187 (1):343–368, 2003

Vledder, G.P. van (1990)

Literature survey to wave impacts on dike slopes,
WL | Delft Hydraulics, rapport H976, juli 1990

VTW 2006, Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007

Wenneker, I., P.R.Wellens and R. Gervelas (2010)

Volume-of-Fluid model ComFLOW simulations of wave impacts on a dike
Proceedings of 32nd International Conference on Coastal Engineering, Shanghai, 2010.

Wolters, G. en Klein Breteler, M. (2007): Deltagootproeven naar sterkte van keileem; Keileem van de Wieringermeerdijk; WL | Delft Hydraulics, rapport H4739, december 2007

Wolters, G en Klein Breteler, M. Deltares 2011. *Reststerkte van een dijk met steenzetting op een kleilaag, Meetverslag Deltagootproeven SBW-Reststerkte*.
Deltares, rapport 1202122, April 2011, versie 2.0

Wouters, J. (1993)

Reststerkte van dijkbekledingen, Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag, Deel III
Meetverslag Deltagootonderzoek
Waterloopkundig laboratorium | WL, rapport H195, Juni 1993.

A Erosie van klei met bodemstructuur

Gerard Kruse
Jitse Puijsma
Hans Teunissen

Samenvatting bijlage A en B:

Er is een onderzoek uitgevoerd naar de eigenschappen van klei op dijken die het gedrag bij golfaanval bepalen. Er zijn twee methoden gebruikt om de drukvoortplanting in de klei te berekenen. Deze methoden, namelijk, met een eindige elementen benadering en met een ééndimensionale analytische benadering met een éénlaagssysteem, zijn gevalideerd met metingen van de poriewaterdrukvariaties in een kleibekleding bij golfaanval in de reststerkteproef in de Deltagoot van juli 2010.

Uit het onderzoek komt naar voren dat de bulkdoorlatendheid van de grond, de bulkstijfheid en de macroporositeit bepalende parameters zijn voor de werking van golven op grond met een bodemstructuur. Deze parameters bepalen de mate waarin uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten in de klei optreden bij golfaanval. Deze leiden tot het uitdrukken van grond en tot vermoeiing (interne slijtage) van de grond.

De drukfluctuaties op het talud als gevolg van de brekende golven dringen via spleten en scheuren tot in de klei door. Met de 1-D analytische rekenmethode kan dit proces efficiënt berekend worden. De berekende drukgradiënten zijn waarschijnlijk verantwoordelijk voor de broksgewijze erosie van de klei.

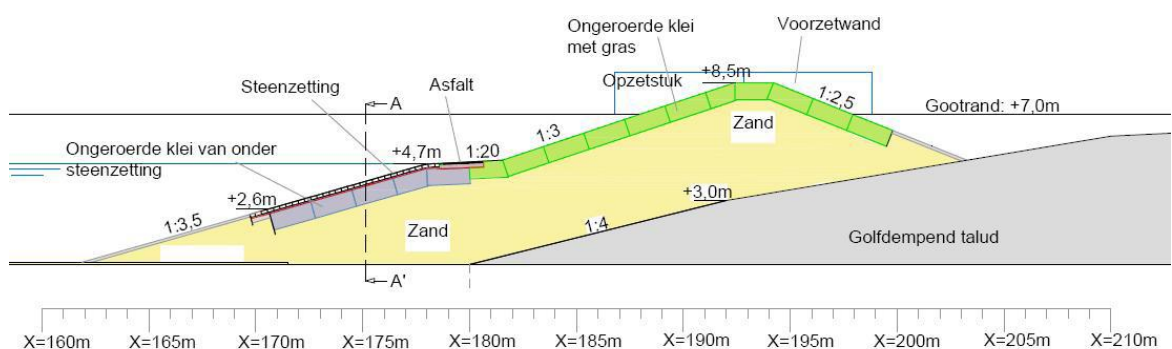
In het onderzoek wordt vastgesteld dat voor het beoordelen van de ontgronding door golfwerking van natuurlijke klei op een dijktaalud inzicht in de macroporositeit, bulkdoorlatendheid en bulkstijfheid dominante parameters zijn. Deze parameters karakteriseren de structuur van de grond. Naast de samenstelling van de grond zijn de belangrijke karakteristieken voor de bodemstructuur: de diepte beneden maaiveld, de ligging van het freatisch vlak, de wijze van aanbrengen en de tijd. De eigenschappen van de klei zoals die uit classificatieproeven komt, zoals korrelgrootteverdeling en Atterbergse grenzen, hebben samenhang met de ontwikkeling van de bodemstructuur die genoemde eigenschappen grotendeels bepaalt. De classificatieproeven geven de mate waarin beweging in de kleibekleding bij golfwerking de samenhang van de kleilaag zal aantasten. Dit betreft de mate van vermoeiing en mate waarin slijtage aan het kleioppervlak optreedt.

Behoudens zeer zandige klei en klei met kleine of grotere zandinsluitingen is de opbouw van de bodemstructuur voor Nederlandse dijken in hoge mate vergelijkbaar voor de verschillende typen bekleding. Een globale karakterisering van klei op dijken met een indicatie van de mate van "zandigheid" en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling. Aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen van de wijze en kwaliteit van aanbrengen (verdichting en watergehalte bij aanbrengen) in de klei en bijmenging van zand en dergelijke. Er komen aanwijzingen uit het onderzoek dat zandinsluitingen in de klei een belangrijk negatief effect voor ontgronding hebben.

A.1 Algemeen

In 2010 zijn er 1:1 golfbelastingproeven op een modeldijk uitgevoerd in de Deltagoot van Deltares in het kader van onderzoek naar de reststerkte van dijken (Wolters e.a. 2011). In de modeldijk (zie figuur A.1) is een kleibekleding opgenomen in het direct door golven belaste deel van de dijk. De kleibekleding betrof een in blokken van $2 \times 2 \times 0,9 \text{ m}^3$ (LxBXH) van een bestaande dijk genomen kleilaag. De kleiblokken zijn een ongeroerde staat gewonnen van onder een steenzetting (betonblokken op klei) van de dijk van de Oosterlandpolder, Schouwen-Duiveland.

In deze bijlage is het effect van de golfaanval op de kleibekleding nagegaan aan de hand van visuele waarnemingen, meting van de ontgrondingdiepte en met metingen van het verloop van de poriewaterdruk en verplaatsingen in de kleilaag tijdens golfaanval. Het hier gerapporteerde onderzoek betreft de mechanismen van ontgronding door golfwerking en richt zich voornamelijk op het poriewaterdrukverloop in een natuurlijk kleitalud en geeft ook een inschatting van de invloed daarvan op erosie.



Figuur A.1 Overzicht van de modeldijk in de Deltagoot voor de reststerkteproef (Wolters e.a. 2011).

Het doel van het onderzoek in deze bijlage is het vaststellen van de eigenschappen van kleigrond op dijken die van belang zijn voor de ontgronding bij intense golfaanval op dijktaflopen en met welke parameters deze eigenschappen weergegeven kunnen worden. Daarnaast wordt aangegeven hoe een indicatie van deze parameterwaarden voor klei op dijken verkregen kan worden.

Een natuurlijke kleibekleding heeft een zogenaamde bodemstructuur die na verloop van enige jaren ontstaat en waardoor de klei uit min of meer losliggende brokken met daartussen spleten bestaat. Uit eerder onderzoek (Grondmechanica Delft 1998) is naar voren gekomen dat de gradiënten in de poriewaterdruk in de spleten bij matige golfaanval al voldoende opwaartse druk veroorzaken om de kleibrokken op te lichten (bijvoorbeeld al bij golven hoger dan ongeveer $H_s = 0,85 \text{ m}$ op taluds 1:3,5).

In Grondmechanica Delft (1998) zijn op basis van grondmechanische beginselen rekenmethodes ontwikkeld en gebruikt om deze poriewaterdrukgradiënten te bepalen. De methoden en de middelen om ze in te zetten zijn sedertdien aanmerkelijk verbeterd en uitgebreid. In deze rapportage wordt gebruik gemaakt van deze ontwikkelingen. De resultaten van reststerkteproeven op een dijk met een kleitalud zijn hier gebruikt voor validatie van de berekeningsmethodes en voor een analyse van de invloeden op poriewaterdrukken in de klei bij golfaanval. Aan de hand van de resultaten van de berekeningen wordt nagegaan welke

grondparameters met name van invloed zijn op het ontstaan van grote drukgradiënten die waarschijnlijk verantwoordelijk zijn voor de ontgronding.

In hoofdstuk A.2 van deze bijlage wordt de bodemstructuur van klei op dijken kort besproken. Verder wordt een beschrijving gegeven van de wijze waarop ontgronding van klei op dijken optreedt, onder andere met waarnemingen van de reststerkteproef in de Deltagoot, hetgeen in paragraaf 3.2 van het hoofdrapport is opgenomen. In hoofdstuk A.3 van deze bijlage wordt de meting van de poriewaterdruk en de gegevensverwerking voor de reststerkteproef in de Deltagoot toegelicht. De rekenmethoden en resultaten ervan worden toegelicht in hoofdstuk A.4. In hoofdstuk A.5 wordt het bereik van de voor erosie belangrijke parameterwaarden nagegaan. De bevindingen worden in hoofdstuk A.6 van deze bijlage beschreven.

A.2 Klei op dijken en ontgronding bij golfaanval

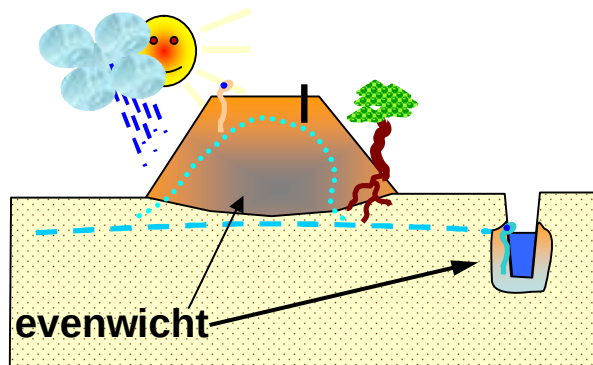
In dit hoofdstuk wordt een schets gegeven van klei op dijken en de invloeden op eigenschappen van de klei. Aansluitend wordt ingegaan op de ontgronding van klei op dijken door golfwerking. Er wordt hiervoor verwezen naar het Deltares-rapport over klei op dijken (Deltares 2010b).

A.2.1 Bodemvorming in klei op dijken

Na aanbrengen en verdichten van cohesieve grond treden er diverse veranderingen op in grond, welke voor een belangrijk deel afhankelijk zijn van de plaats van de grond in een constructie, vooral de plaats ten opzichte van de buitenomgeving van de constructie. Deze veranderingen hebben effecten op onder andere de volumieke massa, doorlatendheid, stijfheid en de sterkte. De veranderingen van de grond na aanbrengen zijn zowel chemisch, mineralogisch als fysisch-chemisch en hebben effect op de korrelschaal en op de schaal van zogenaamde bodemaggregaten, zijnde natuurlijk gevormde brokken grond met afmetingen van millimeters tot decimeters die in grond ontstaan onder invloed van weer en wind.

Door wisselingen van weer en seizoenen en de daarmee gepaard gaande veranderingen van relatieve luchtvochtigheid en grondwaterstanden gaat cohesieve grond zwellen en krimpen. Er ontstaat daardoor een bodemstructuur, die aanvankelijk wordt bepaald door scheuren en spleten die ontstaan door het kapotdrukken en trekken van de grond. Verschijnselen als bevriezing en dooi in de bovenste ongeveer 0,3 m spelen daarbij een grote rol. In onverzadigde grond komt na verloop van enige tijd na aanleg actief bodemleven in de grond, waarvoor vochtigheid en bodemluchtsamenstelling en de temperatuur gedurende grote delen van het jaar en van de dag gunstig zijn.

In Nederland wordt door al deze activiteit de buitenste ongeveer 1,5 m van een grondlichaam van cohesieve grond op den duur (5 - 20 jaar) aangetast (zie Figuur 6.1). Dieper dan deze ongeveer 1,5 m is de invloed vanaf het maaiveld zeer traag en heerst een bepaald evenwicht in waterspanning en daarmee van volume van de grond. De bovenlaag van ongeveer 0,3 m, al dan niet met zode, bestaat uit een rulle toplaag van ongeveer 0,1 m dikte, met aansluitend daaronder een weinig dicht gepakte stapeling brokken van zo'n 0,1 – 0,3 m dikte. De bovenlaag gaat over in een dichtgepakte, aaneengesloten stapeling van brokken met afmetingen van 0,1 - 0,2 m tot een diepte van ongeveer 1 m onder het maaiveld (1 m –mv). Zo'n representatief profiel ontstaat in een periode van 3 tot 5 jaar op een dijk in Nederland, en dieper na verloop van meer tijd en afhankelijk van de grondwaterstand.



Figuur 6.1 Schematisch overzicht van omgevingsinvloeden op een grondlichaam (weer, flora en fauna, grondwater). Aangegeven is waar de externe invloeden zulke geringe veranderingen veroorzaken dat er sprake is van een evenwicht. Het watergehalte in de evenwichtszone hangt af van de aard van de grond

Deze opbouw van de bodemstructuur is in algemene termen ook onder gezette steen (toplaag van 20-30 cm direct op klei) in Zeeland aangetroffen in kleibekledingen op een zandondergrond (Grondmechanica Delft 1995A). Onder gezette steen is de toplaag echter niet rul, maar bestaat uit brokjes van 5 tot 30 mm. Plaatselijk is de gezette steen aanwezig op een ondergrond van voorheen grasland en heeft dan een sterk afwijkende en vaak zeer open structuur (Grondmechanica Delft 1995A). De thans gaande vernieuwing van blokkenbekledingen in Zeeland betreft een grotere dikte van stenen en filterlaag, waardoor de toplaag van nieuw aangebrachte klei een wat grovere structuur zal krijgen.

A.2.2 Karakteristieke typen grondopbouw van klei op dijken onder gezette steen

Voor de volledigheid worden hier de belangrijkste typen grondopbouw van een kleibekleding van een dijktaald onder gezette steen samengevat en deze zijn:

Een recent met bulldozer aangelegd en verdicht talud:

- In slagen verdichte grond, met per slag aan de basis een weinig verdichte laag met daarop een goed verdichte laag van bijna 0.2 m dikte indien de grond met een geschikt watergehalte is verwerkt. De dikte van de weinig verdichte laag hangt dus af van de slagdikte en is bij slagen van 0.4 m ongeveer 0.2 m dik, hetgeen resulteert in een pakket dat voor ongeveer de helft verdicht is.

Een meer dan 3 jaar oud talud bij en beneden de gemiddeld hoogwaterniveau in getijdengebied: opbouw van boven naar beneden:

- Een laag met een doorgraven en soms fijne structuur tot 0.2 m diepte;
- Een weinig verdichte of matig verdichte laag met een massieve structuur.

Een meer dan 3 jaar oud talud boven ongeveer 1 m boven gemiddeld hoogwaterniveau in getijdengebied op een zandkern of zandaanvulling, van boven naar beneden:

- Een laag met een fijne structuur tot 0.2 m diepte, soms doorgraven en plaatselijk doorworteld;
- Een laag met een open grove structuur tot 0.5 m diepte;
- Een laag met een dichte grove structuur tot ongeveer 0.1 m boven de zandondergrond;
- Een laag met een openstructuur op het contact met de zandondergrond.

Kleilaag te nat aangebracht na enige jaren, van boven naar beneden:

- Een laag met een fijne open structuur tot 0.3 m diepte al dan niet onder een zodelaag;
- Een laag met een zeer grove zeer open structuur met vaak verticale spleten veel wijder dan 2 mm tot 1.5 m diepte of tot de ondergrond van de aangebrachte laag.

Opgemerkt wordt dat de mate van ontwikkeling van de structuur afhangt van de grondsoort. In stevige klei is de structuur meest sterk ontwikkeld en goed herkenbaar. In schrale klei kan de structuur weinig tot matig ontwikkeld (en herkenbaar) zijn.

Het deel van de kleilaag van de Oosterlandpolder dat in de Deltagoot is belast in de reststerkteproeven is boven hoogwater gelegen en heeft een open structuur in de bovenste decimeters. Deze bovenlaag is gescheiden van een laag met een dichtere pakking door een horizontaal gelegen vaak dunne zand of zandige laag op enige decimeters diepte. Dergelijke zandige insluitingen komen zeer veel voor in dijktafsluitingen, maar worden in dit onderzoek niet expliciet nader beschouwd. In de berekeningen in deze bijlage wordt voorshands volstaan met een keuze voor een eenvoudige bodemopbouw met voor de verschillende lagen representatieve parameters, of waarin een enkele top laag van 0.5 m is aangenomen met eveneens representatieve parameters.

A.2.3 Ontgronding van klei op dijken

In deze paragraaf worden een aantal aspecten van ontgronding door golfwerking op een talud kort samengevat.

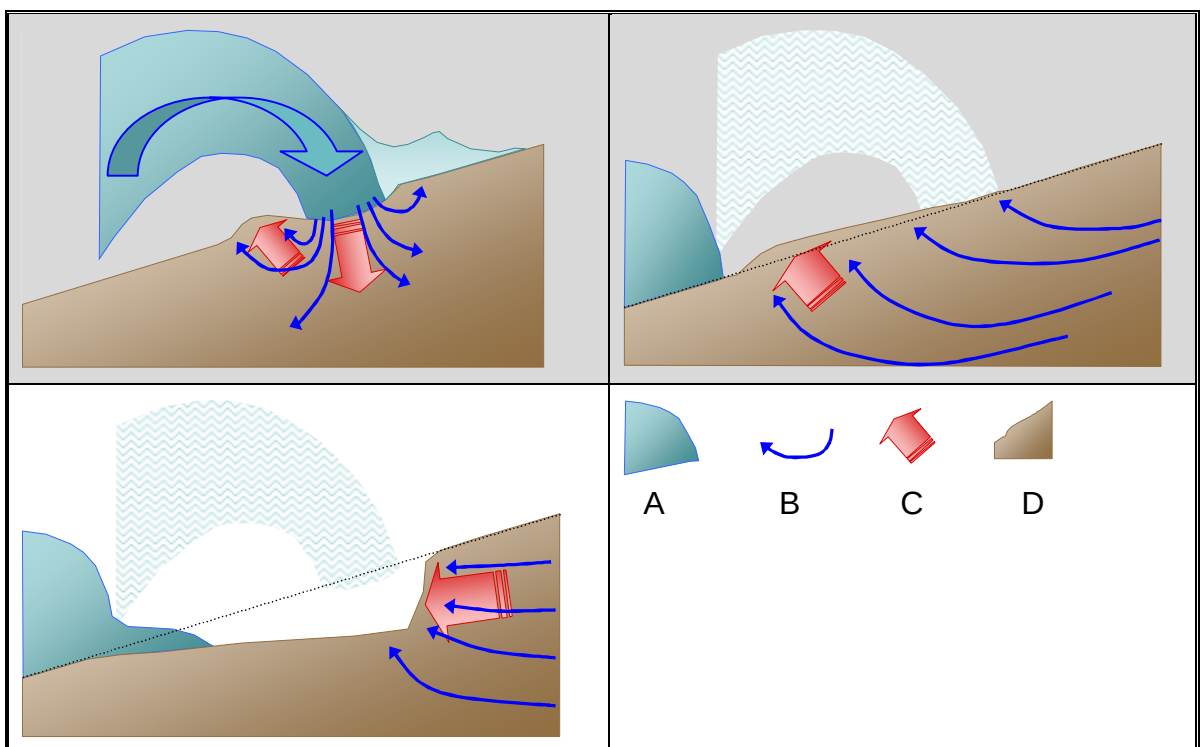
Ontgronding kan onderscheiden worden naar de aard van het verwijderen van grond en gronddeeltjes. Onderscheiden kunnen worden:

- Slijtende erosie: hierbij verdwijnen kleine gronddeeltjes van een vrij oppervlak en worden individueel of in groepjes in de waterbeweging opgenomen;
- Brokerosie: hierbij worden hele brokken grond, bijvoorbeeld bodemstructuur-elementen, van een oppervlak losgemaakt door opwaartse krachten zoals van opwaartse stroming;
- Lokaal stabiliteitsverlies, hierbij wordt een massa grond weggedrukt of stort af onder invloed van heersende waterdrukgradiënten en zwaartekracht.

Waar bescherming ontbreekt of ernstig beschadigd is, niet meer functioneert, wordt de oppervlakte laag van 0.2 – 0.3 m dikte van losse brokjes reeds door relatief geringe belasting, stroming of golfwerking, verwijderd, hetgeen in het algemeen tot een gat van een paar decimeter diepte leidt. Omdat de laag losse brokjes gemakkelijk door golven of intensieve overslag wordt verwijderd, breidt het gat zich, afhankelijk van de aard van de grond, snel uit over de belaste zone, maar wordt niet direct veel dieper. Deze schade ontstaat in schrale klei eerder dan in stevige kleigrond. Afhankelijk van de grond onder de losse brokjeslaag en de mate van belasting kan de schade dieper graven. Om de schade aan de dijk uit te breiden, waardoor ook de dieper gelegen zone met aaneengepakte brokken wordt aangetast, zijn voor stevige klei golven van veel meer dan 0.75 m nodig. De snelheid van uitbreiden van de schade aan de dijk is in deze zone veel lager dan voor de brokjeslaag. Dieper in de grond wordt de bodemstructuur grover en dichter gepakt en kunnen alleen zeer hoge golven (> 1.5 – 2.5 m) de schade doen uitbreiden in stevige kleigrond, hetgeen blijkens de waarnemingen van schades bij onder andere Vlissingen slechts langzaam verloopt.

In een homogene laag ontstaat door de werking van golven een zogenaamd erosieterras (zie Figuur 6.2), waarbij de schade een terrasvorm aanneemt met een basis met een geringe dijkopwaartse helling en een relatief steile achterwand, de klif (zie bijvoorbeeld de schadeprofielen in Figuur 6.3 en Figuur 6.4).

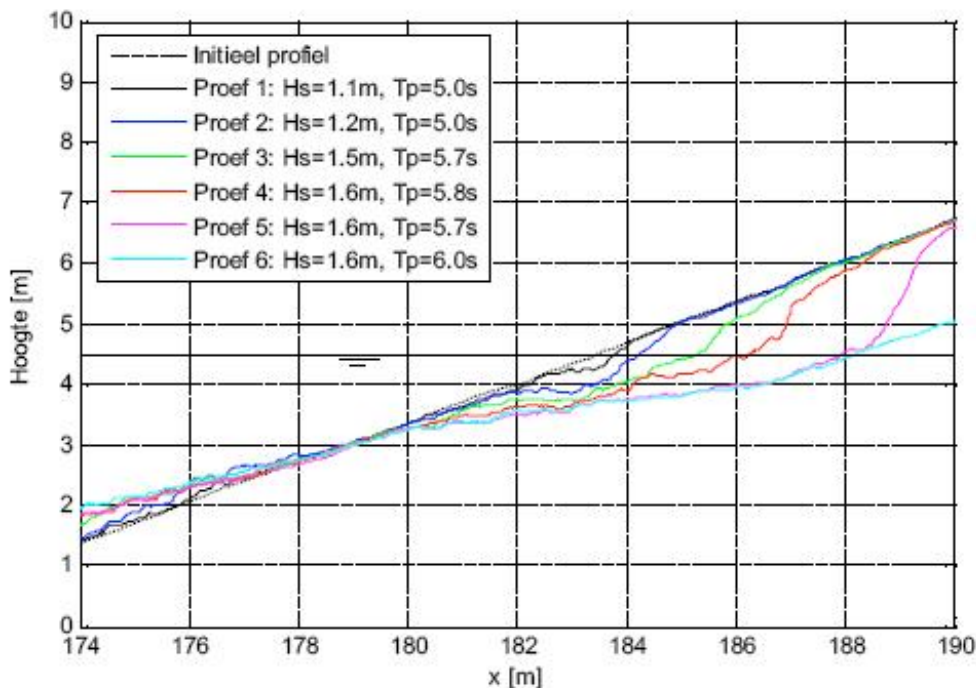
De invloed van de vorm van de schade, met name de breedte van het erosieterras op de belasting op de grond is in deze bijlage niet expliciet nagegaan. De aanwijzingen over belasting op zeer flauwe taluds en de waarnemingen van waterdrukken tijdens schadeontwikkeling bij eerdere proeven in de Deltagoot wijzen erop dat er een significante invloed is van de reeds ontstane schade op de lokale belasting.



Figuur 6.2 Schematische weergave voor een dijktaald van het effect van golfklappen (linksboven) en het terugtrekken van de golf op een nog niet aangetast talud (rechtsboven) en als er schade is ontstaan (linksonder). Er ontstaat na aanvankelijke beschadiging een steile klif die achteruit schrijdt door de instabiliteit ervan, mede door de druk van het water in het talud die de sterkte vermindert door het effect ervan op de effectieve spanning en die de richting van de belasting een talud-uitwaartse component geeft (Kruse en Nieuwenhuis 2000). A = Golf; B = Waterbeweging door de grond; C = Bewegingsrichting van de grond; D = grond en grondoppervlak

In Grondmechanica Delft (1991) wordt voor ontgronding door golfwerking op een talud het onderscheid gemaakt tussen de waargenomen slijtende, oppervlakte-, werking van bewegend water en de gevolgen van drukopbouw in cohesieve grond zoals die in Grondmechanica Delft (1994) zijn gerapporteerd. Het op het talud vallen van de brekende golf, de golfklap, veroorzaakt een puls van waterdruk in het talud en oefent een directe kracht uit op het talud. De waterdrukpuls verlaagt de effectieve spanning in de grond, waarvan de toplaag tenminste gedurende korte tijd in gefluïdiseerde toestand verkeert. De grond in en rond de inslagzone wordt bij grotere golfklappen plastisch (waardoor eventuele deformatie irreversibel is) (zie Figuur 6.2).

De bestendigheid van cohesieve grond tegen ontgronding hangt af van de binding tussen gronddeeltjes, kluitjes en kluiten en van de bewegingsvrijheid van de brokken die de mogelijkheid tot slijten en vervormen beïnvloedt. Brokken kleigrond in een dichte pakking raken los van elkaar door voortdurende geringe beweging of door slijtende erosie door stroming in de ruimte tussen de kluiten, zoals aan schades aan dijken en in de Deltagoot is waargenomen. Door de toegenomen bewegingsvrijheid neemt de bestendigheid tegen ontgronden af.

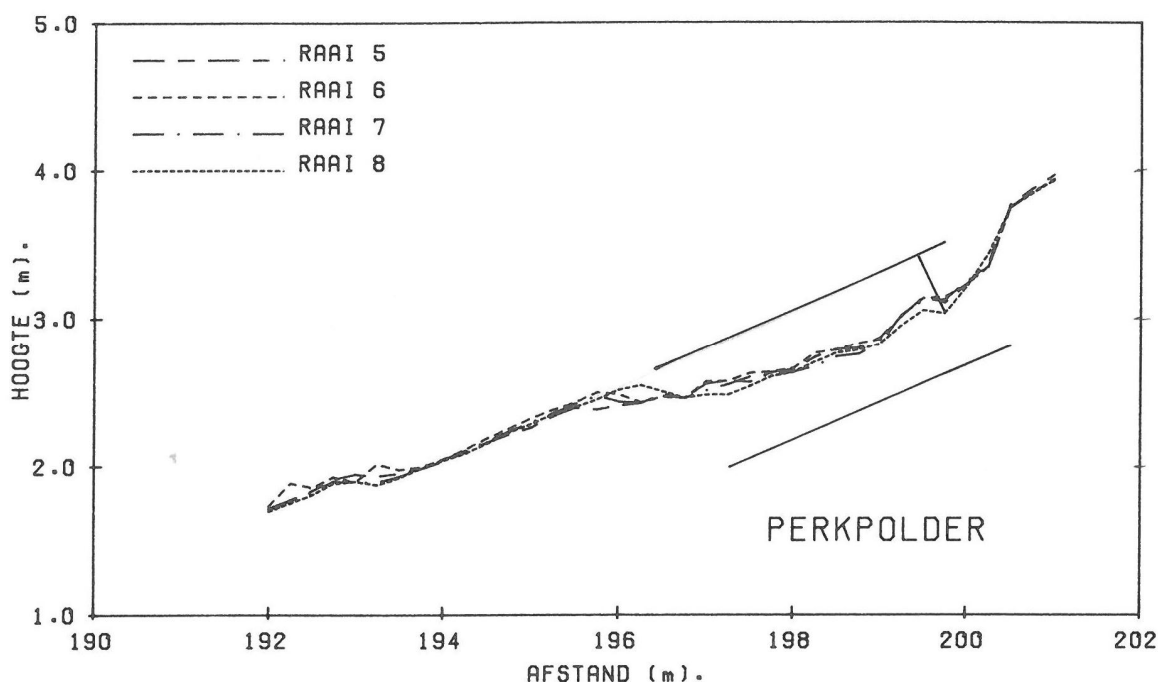


Figuur 6.3 Schadeontwikkeling door ontgronding van een cohesieve grond (keileem). Er ontstaat een terras op een diepte direct onder de brekerzone en de schade breidt zich uit door het terugschuiven van een relatief steile wand (Wolters e.a 2007). Op ongeveer 1.5 m diepte ontwikkelt zich een vlakke bodem bij de hoge golfbelasting, ongeveer op de diepte van een overgang als gevolg van de opbouw van het talud

De schade door golfklappen op een buitentalud van een dijk ontstaat door de brekende golf in de zone direct rond de inslagzone en breidt zich vooral in de richting van de golfbeweging uit. In de golfoploopzone op het vlakke talud direct boven de schade rond de inslagzone treedt nagenoeg geen ontgronding in klei op bij golven tot ongeveer 1.6 m zoals uit verschillende onderzoeken is gebleken (Grondmechanica Delft en WL 1993, Grondmechanica Delft 1993a, Grondmechanica Delft 1994).

Golfbelasting oefent krachten op grond in de dijk uit, zowel het gewicht van het vallende water als de waterdrukgradiënten die in de grond ontstaan. De grond kan daarbij plastisch worden, bijvoorbeeld in een zone zoals in Figuur 6.5 is aangegeven. Tijdens het terugtrekken van het water na de golfklap treden uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten in het talud op die groot genoeg zijn om bodemaggregaten omhoog te drukken. De duur van deze opwaartse gradiënten is echter zeer beperkt (enige 10^{den} van seconden, zoals uit analyse van poriewaterdrukmeingenen blijkt (Grondmechanica Delft 1994)) en verplaatsing van de aggregaten hangt af van de mate waarin water kan toestromen. In grond met spleten van meerdere millimeters breedte kan er significante verplaatsing optreden en wordt de stapeling van aggregaten in de grond flink losgeschud. In slecht doorlatende grond (spleten dunner dan

0.2 mm) kan er maar weinig verplaatsing optreden door de dichte stapeling en de slechte toevoer van water. In dat laatste geval treedt er maar zeer weinig plastische deformatie van de stapeling bodemaggregaten op zelfs bij hogere belasting. In de Figuur 6.6 wordt de ontwikkeling van poriewaterdrukgradiënten in met water en lucht gevulde spleten in de grond geschetst en het effect ervan op het bewegen van grondaggregaten.

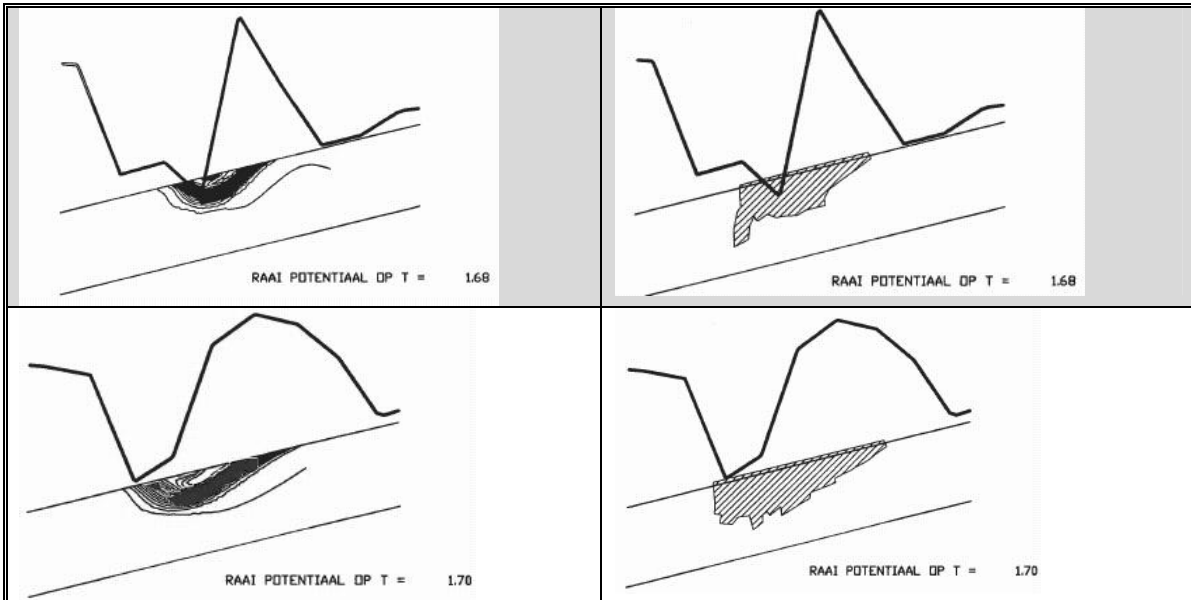


Figuur 6.4 Ontwikkeling van schade gedurende 3.6 uur door golfbelasting op kale klei met bodemstructuur ($H_s = 1.0$ m golven) resulteerde in ontgroning als in de figuur. Op een diepte van ongeveer 0.4 m wordt de structuur van de grond aanmerkelijk steviger. De klif die al snel na het ontstaan van schade aan de bovenzijde van de ontgroning ontstaat, wordt niet hoger en schrijdt hooguit achterwaarts waarbij het gat niet dieper wordt (Grondmechanica Delft en WL 1993). (NB na 9 uur belasting heeft de schade het schot aan de bovenzijde van de proefopstelling bereikt en is de schade 0.5 m diep geworden, na 15 uur is de 0.8 m dikke kleilaag bij het schot weggeërodeerd).

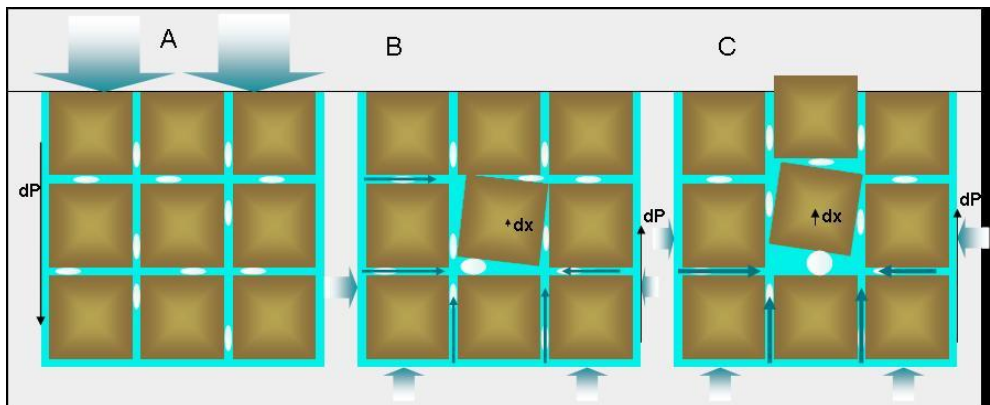
Analyse van gemeten drukverschillen bij golfbelasting wijst erop dat er voldoende vaak zodanige drukgradiënten optreden dat de resulterende krachten gemakkelijk aggregaten kunnen optillen, reeds bij golfbelasting met golven van 0.75 m (H_s) (Grondmechanica Delft 1994). Ook de analyse van de metingen van de reststerkteproef in de Deltagoot geven dat aan (zie Bijlagen B.1). In open porienetwerken, zoals in de bovenste 0.3 – 0.4 m van een kleitalud is de potentiële toestroming meestal voldoende gedurende de korte belastingperiode om aggregaten uiteen te drukken.

De metingen wijzen erop dat ontgroning mogelijk gemodelleerd kan worden op basis van de arbeid die door opwaartse drukgradiënten verricht kan worden in de grond. Deze arbeid is evenredig met de verplaatsing van een grondelement en de kracht die er door het water op wordt uitgeoefend. De opwaartse kracht is direct evenredig met de uitgeoefende opwaartse drukgradiënt. De verplaatsing hangt samen met de doorlatendheid van de grond en de duur van de lokale drukgradiënten. De arbeid van het vervormen hangt daarom af van de hoogte van de drukgradiënt, de lokale doorlatendheid van de grond, de tijd van toestromen van water en van het gewicht van de brokken grond. Deze parameters kunnen met eindige elementen berekeningen en met de 1D benadering, besproken in paragraaf A.4.1.1, voor grond onder

een gegeven golfbelasting berekend worden met de beschikbare gegevens over doorlatendheid, macroporositeit en stijfheid van de betreffende grondlagen en het water-luchtmengsel in de grond.



Figuur 6.5 Waterdrukken (links) en plastische zones (rechts) tijdens golfinslag (FE berekeningen met gemeten kleieigenschappen en gemeten drukontwikkeling op het talud) (Grondmechanica Delft 1994). De hoekige dikke lijn boven het talud geeft de gemeten waterdruk op het talud weer, de contouren in het talud de waterdrukken in het talud (voor deze illustratie zijn maten en eenheden weggelaten) en de gearceerde gebieden geven de plastische zones aan



Figuur 6.6 Schematische voorstelling van het mechanisme van ontgronding door de waterdrukken die in de grond ontstaan door golfwerking. In de linker figuur staat er waterdruk van de golfbeweging op het talud. In de middelste figuur is de golfdruk op het talud weg en bestaat er nog een netto opwaartse druk in het talud waardoor een blok gaat bewegen en in de rechter figuur is deze vervorming doorgegaan door het toegestroomde water. De verrichtte arbeid bij het losmaken is evenredig met dx en dP (de drukgradiënt)

De effectiviteit van de beweging in de grond door de waterdrukverschillen ten aanzien van het ontstaan van schade wordt behalve door de intensiteit van bewegen ook bepaald door de stevigheid van de kluiten grond van de bodemstructuur. Kluiten van zandige grond vallen eerder en sneller uiteen bij bewegen dan kluiten van stevige klei. De schade door vermoeiing is voor zandige klei daarom groter en treedt eerder op dan in stevige klei.

De gemeten drukgradiënten in proeven zijn samen met de aard van de macroporiën voor bepaalde diepten een input voor het bepalen van de mogelijke vermoeiing en zijn een geschikte maat voor gebruik in bijvoorbeeld Miner's Rule. Het gaat er dan om een goede indicatie van de opgetreden drukgradiënten voor de relevante diepte-intervallen vast te stellen en de mogelijkheid daarbij om te bewegen. De berekende drukgradiënten kunnen voor verschillende diepte-intervallen geverifieerd worden met de reeds grotendeels daartoe bewerkte gegevens van de Deltagootproevenseries (zie Grondmechanica Delft 1994) en met de metingen tijdens de Deltagootproef voor het reststerkteonderzoek in 2010 (Wolters e.a. 2011).

A.2.4 Klei onder stenen, locatie Oosterlandpolder

A.2.4.1 De kleilaag

De informatie over de kleilaag is gebaseerd op Wolters e.a. (2011). De grond die gebruikt is voor de reststerkteproeven in de Deltagoot is afkomstig van de dijk bij de Oosterlandpolder. Het talud is opgebouwd met verschillende soorten grond, met in het algemeen een wat zwaardere klei in de bovenste decimeters. Op de Figuur 6.7 is te zien dat de bovenlaag ter plaatse op een horizontale overgang met de erondergelegen zandiger klei is gelegen. Elders is de bovenlaag van een constante dikte over de taludhelling. Op veel plaatsen is de klei onder de bovenlaag veel zandiger, bevat veel meer zandinsluitingen, dan de bovenlaag en is er op veel plaatsen van gescheiden door een zandlaagje van 5 tot bijna 30 mm dikte.

De grond in de dijk die bijna permanent waterverzadigd blijft tot enige decimeters boven gemiddeld hoogwaterniveau, krijgt een grijze en soms zwarte tint door de reducerende omstandigheden in die zone (zie Figuur 6.8). De reducerende omstandigheden betreffen hier de afwezigheid van vrije zuurstof waardoor microbiële omzetting van ijzerhydroxide en sulfaat plaatsvindt, hetgeen met een kleurverandering gepaard gaat. Deze gereduceerde zone heeft een bijna horizontale bovenbegrenzing die met het grondwaterniveau in de dijk samenhangt. De overgang van donker grijs naar grijsbruin zoals in Figuur 6.8, betreft dan ook geen verschil in grondsoort, maar in de mate waarin zuurstof kan doordringen. De diepte van deze overgang verschilt dus afhankelijk van de positie op het talud. In de gereduceerde zone verandert de bodemstructuur erg weinig na het aanbrengen. Slecht verdichte kleigrond, die bij of beneden hoogwater is aangebracht, blijft daardoor altijd een losse korrelige structuur houden. Met het selecteren van blokken voor de modelopstelling is deze grond niet in zwaar belaste zones terechtgekomen.

In de dieptezone van maaiveld tot de gereduceerde zone is grond meest grijsbruin van tint en zijn er door bodemvorming spleten en scheuren in de klei ontstaan (door herhaald zwellen en krimpen) en maakt bodemleven (flora en fauna) graaf- en wortelgangen die alleen bij zeer intensief doorgraven door het bodemleven niet meer individueel herkenbaar blijven. De bodemstructuur is in de gehele zone goed herkenbaar, behalve op plaatsen waar de grond erg zandig is en slechts de kleiblokken bodemstructuur vertonen. In de bovenste ongeveer 0,2 - 0,3 m domineert een fijnblokkige bodemstructuur, met vaak een duidelijk herkenbare grove structuur (0,1 – 0,2 m structuurelementen). In de diepere zone is een grove structuur ontwikkeld, welke door de zandinsluitingen in de diepere laag plaatselijk slechts vaag aanwezig is.

De bodemstructuur bepaalt de belangrijkste kenmerken van kleigrond met betrekking tot erosie van kleilagen door golfwerking. De Figuur 6.7 tot en met Figuur 6.10 met bijschriften geven een overzicht van de bodemstructuur van de grond. In de foto's gemaakt tijdens de Deltagootproef (paragraaf A.2.5) zijn deze structuurkenmerken goed te herkennen.



Figuur 6.7 De klei onder de gezette steen in de dijk bij Oosterlande. De bovenlaag ligt ter plaatse op een horizontale overgang met de erondergelegen zandiger klei (overgang van bruin rossig naar licht bruingrijs, zie pijl).



Figuur 6.8 De grond die bijna permanent verzadigd is, tot enige decimeters boven gemiddeld hoogwaterniveau, is grijs en zwart door de reducerende omstandigheden in die zone. Deze gereduceerde zone heeft een bijna horizontale bovenbegrenzing in de foto (zie pijl, door het vergraven lijkt de grens minder scherp dan deze is).



Figuur 6.9 De bovenste paar decimeters grond, ook onder gezette steen, heeft een fijne blokkige structuur, zoals de foto laat zien. Als er plantenwortels of graafactiviteit is zijn de brokjes niet zo hoekig als op de foto, maar vaak nog goed herkenbaar.



Figuur 6.10 De grovere bodemstructuur op enige decimeters diepte in de grond; de polygonen in de foto geven vlakbegrenzing van structuurelementen aan. De grovere elementen zijn tot 10 cm groot en bestaan op hun beurt soms weer uit kleinere, dichtopgepakte, elementen.

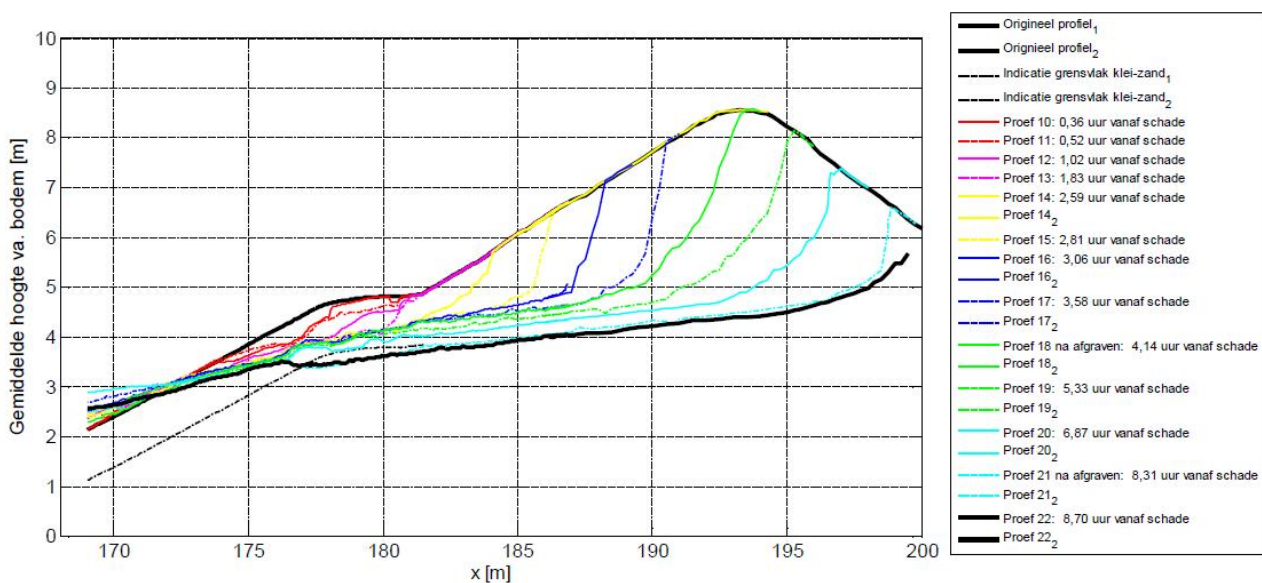
A.2.5 Ontgronding in de resterkteproef

De volgende beschrijving is een samenvatting gebaseerd op Wolters e.a. (2011). De klei is rechtstreeks door golven met $H_s = 1,6$ m belast nadat de gezette steen en het eronder gelegen geotextiel waren bezweken (tot en met deel van proef 10, zie Figuur 6.11). Het kleioppervlak was aangetast tot een diepte van 0,1 – 0,2 m (zie Figuur 6.12) na belasting op

de klei korter dan 0,36 uur (zie Figuur 6.12). Na meer dan 5.5 uur belasten is de kleilaag op de zandondergrond lokaal geheel verwijderd. In deze periode zijn er beperkte, vanwege de beproevingsopzet benodigde lokale reparaties uitgevoerd aan de kleilaag.

De effecten van de golfbelasting op het kleitalud worden in het volgende kort weergegeven

De ontgraving vindt plaats doordat brokjes en brokken klei uit het talud worden verwijderd. Slijtage van het intacte kleioppervlakken is zeer beperkt, en slechts plaatselijke is stroomlijning te zien aan uitstekende hoeken van de kleibrokken van de bodemstructuur. Na het loskomen uit het talud slijten de grote en kleine brokken relatief snel tot meest ellipsoïdale ballen.



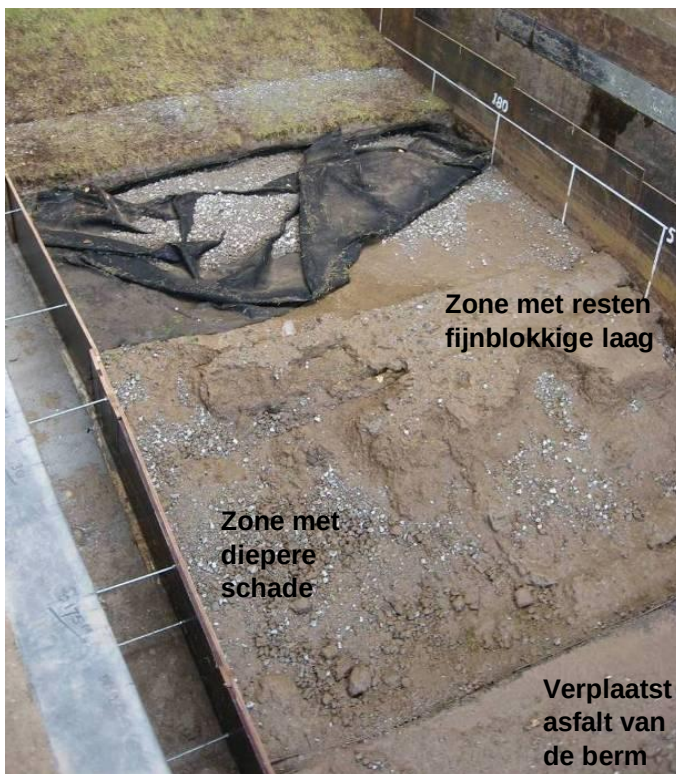
Figuur 6.11 Profielen over de modelopstelling in de Deltagoot gemeten in verschillende stadia van de proef.

De bodemstructuur in de kleilaag wordt uitgerepareerd door slijtage langs zwaktezones als spleten en losse grond; zoals een bioloog of arts biologische structuren met een scalpeermes blootlegt en zichtbaar maakt. In de gehele kleilaag komen de spleten tussen de brokken en brokjes van de bodemstructuur als zwaktezones van soms geringe omvang (kleiner dan 10 mm) voor. Grotere zwaktezones zijn meestal lagen of scheidingsvlakken met weinig of geen cohesie, hoge doorlatendheid en zodanig vlak dat er geen uitsteeksels zijn die een barrière voor onderling bewegen vormen. Daarnaast geven de naden tussen de blokken klei in de modelopstelling plaatselijk aanleiding tot versnelde schadeontwikkeling. De zwaktezones zijn aangrijpingspunt voor schadeontwikkeling. Onder andere is in Figuur 6.14 het effect te zien van een horizontaal in de blokken aanwezige zwaktezone, zijnde een laagscheiding in de klei van Oosterland, die plaatselijk een dunne zandlaag is.

In Deltares (2010b) wordt aangehouden dat een kleilaag schade tot een diepte van 0,8 m kan ontwikkelen bij een golfbelasting met golven $H_s = 1,5$ m in een periode van 1 tot 2 uur, afhankelijk van de kwaliteit van de grond. Tijdens de proef is binnen 1,5 uur met $H_s = 1,6$ m golven schade tot ongeveer 0,8 m diepte ontstaan op de naad tussen twee blokken in de modelopstelling. Deze schade is gerepareerd evenals andere lokale schade langs naden en langs de gootwand. Grootchalige ontgraving dieper dan 0,9 m is niet binnen 1,8 uur opgetreden, mogelijk mede door de geometrie van de modelopstelling met een buitenberm ter hoogte van het stilwaterniveau welke de ontwikkeling van het erosieterras beïnvloedt.



Figuur 6.12 Schade aan het kleioppervlak na minder dan 0,36 uur belasting. Poriewaterdrukopnemers van 0,1 m diepte zijn vrijgekomen. De laag met een fijne bodemstructuur, tot ongeveer 0,3 m diepte (zie pijlen), is plaatselijk al geheel verdwenen. Rechts van het midden is het loopwiel voor het opmeten van het taludprofiel.



Figuur 6.13 De schade is over grote delen van het talud dieper dan de fijnblokkige laag geworden na bijna 0,52 uur belasten.



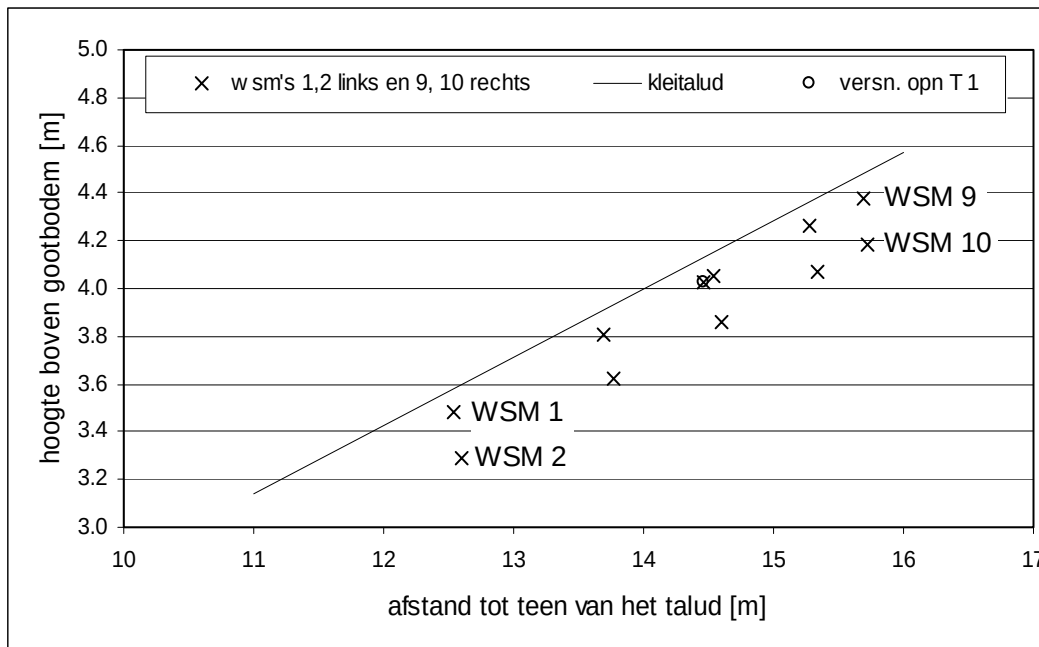
Figuur 6.14 Overzicht van de schade na 1 uur 50 minuten. De ligging van de subhorizontale scheiding tussen de bovenlaag en onderlaag van de klei zoals die te herkennen was in de kleilaag van het talud bij Oosterlande, is goed te zien voor de verschillende aangetaste kleiblokken in de modelopstelling (de pijlen in de foto geven het scheidingsvlak aan voor 2 blokken.). De ontgroning betreft vooral het terugschrijden van de klif in de bovenlaag in dit stadium van de proef.

A.3 Metingen poriewaterdruk in kleilaag tijdens golfaanval

A.3.1 Algemeen

Tijdens de proeven zijn de poriewaterdruk op diepten van 0,1 m en 0,3 m en de versnelling op 0,1 m diepte gemeten in de door brekende golven aangevallen zone. De locatie van de waterdruk- en versnellingsopnemers is weergegeven Figuur 6.15.

De metingen geven inzicht in de effecten van de golfbelasting die tot ontgroning van kleitaluds bij golfaanval leiden. De poriewaterdrukgradiënten die bij significante golfaanval optreden zijn ruim voldoende om kluiten klei uit een talud te drukken (zie Deltares 2010b), zoals ook de gemeten poriewaterdrukken en de daaruit afgeleide gradiënten laten zien (zie Bijlage B.1).



Figuur 6.15 Locatie van de poriewaterdrukopnemers (wsm's) en de versnellingsopnemer. De drukopnemers zijn genummerd als volgt: van lager op het talud taludopwaarts en met de oneven nummers op ongeveer 0,1 m beneden het kleioppervlak en de even nummers op ongeveer 0,3 m beneden het kleioppervlak. De versnellingsopnemer is naast drukopnemer 5 geplaatst. De horizontale as is de afstand tot de teen van de modeldijk en de verticale as de hoogte boven de bodem van de Deltagoot..

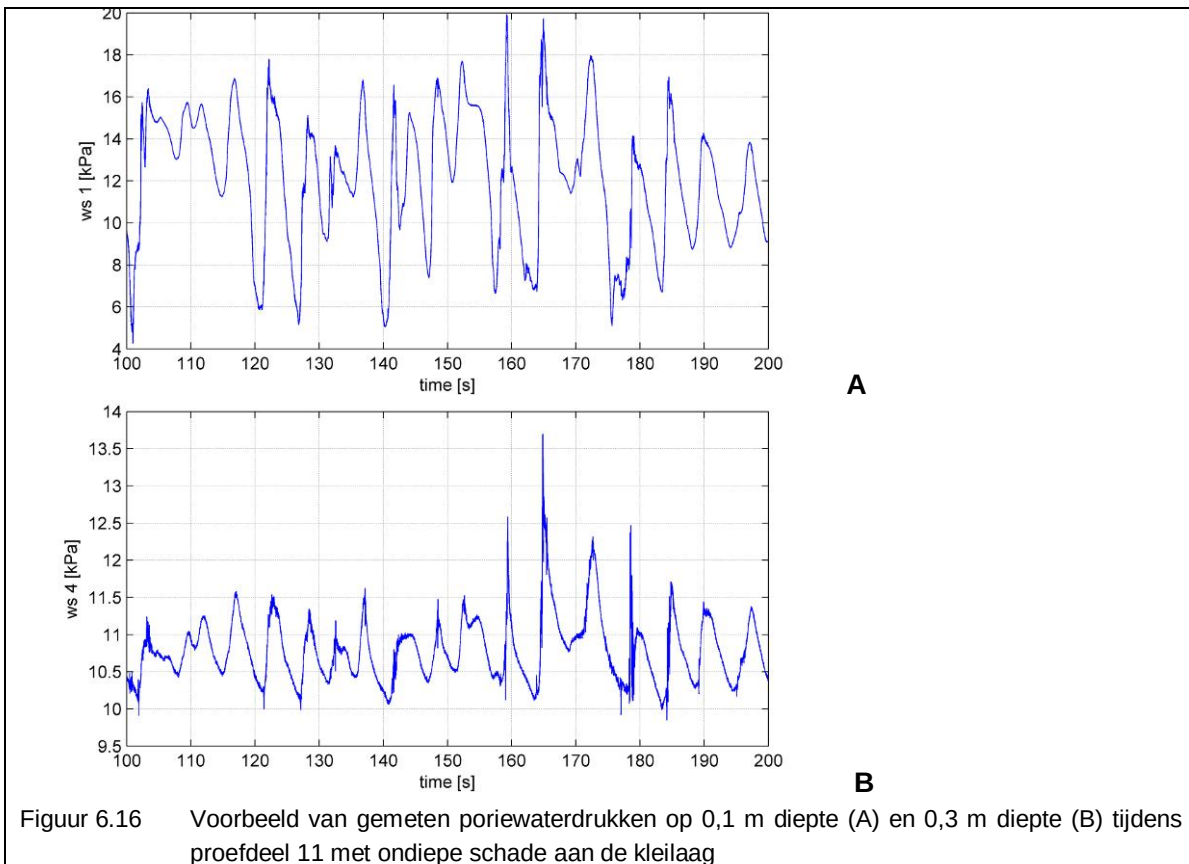
A.3.2 Metingen poriewaterdruk

In Figuur 6.16 worden voorbeelden van gemeten poriewaterdrukken gegeven. De golfhoogte in al de hier genoemde proeven bedroeg $H_s = 1,6$ m. De gemeten poriewaterdruk volgt de waterdrukverandering door de golfwerking op het talud en heeft een statische component corresponderend met de waterdiepte.

De poriewaterdrukmeters zijn zodanig geplaatst dat het meetvlak direct contact had met de spleten en gangen van de bodemstructuur van de klei (het meetvlak zat dus niet opgesloten in het midden van een kluit). Uit de meetresultaten (Bijlage B.1) blijkt dat voor de meeste opnemers het contact met de macroporiën voldoende is geweest. De meters ws4 en ws5 geven een ten opzichte van de overige opnemers en beperkte uitslag hetgeen wijst op een slecht hydraulisch contact met het macroporiënsysteem. De opnemer ws7 heeft niet gefunctioneerd.

De metingen laten eenzelfde responsepatroon van de poriewaterdruk op golfwerking op het talud zien als eerder op deze wijze gemeten poriedruk in klei (zie Deltares 2010b) en de waarden zijn in overeenstemming met die metingen.

De metingen betreffen de poriewaterdruk bij golfaanval op een nagenoeg intact kleitalud en de effecten van het ontstaan van schade in de vorm van een gat of van een ontgrondingterras en klif zijn niet gemeten.



A.3.3 Gebruikte meetdata voor validatie en analyse

Er is gemeten met vijftien drukopnemers op het betontalud (Wolters en Klein Breteler 2011) en negen waterspanningsmeters in de grond. De metingen van beide groepen opnemers zijn geregistreerd met een frequentie van 1000 Hz door twee dataloggers. Voor proef 10 zijn de resulterende databestanden samengevoegd, resulterend in een databestand met de per tijdstap gemeten druk in ieder van de 15+9 opnemers.

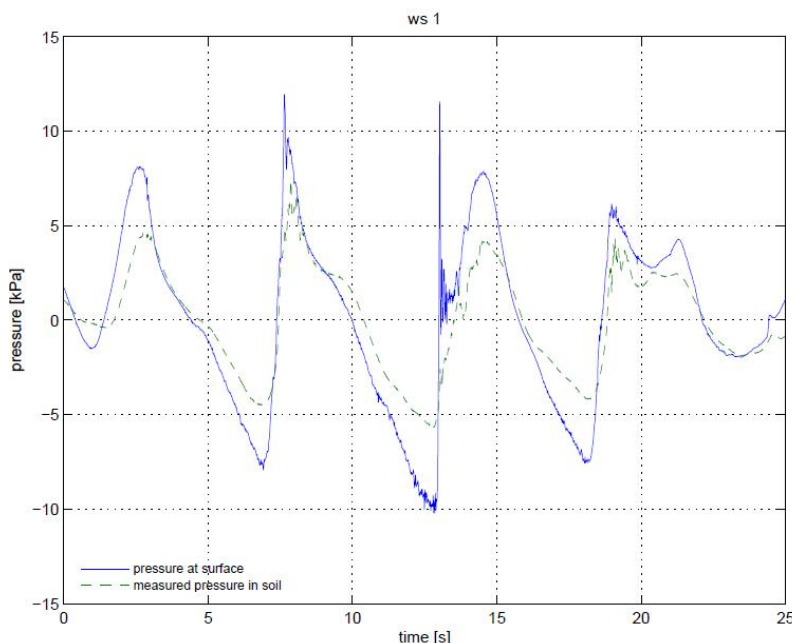
Met dit databestand kunnen de effecten van de grond op de golfbelasting op het talud bestudeerd worden. Dit betreft onder andere de drukgradiënten die inzicht bieden in de kracht van de naar buiten gerichte stroming uit de grond in het talud. Deze gradiënten kunnen vergeleken worden met criteria voor opdrijven en bezwijken van grond.

De drukgradiënten, en de demping en faseverschuiving van de poriewaterdruk met de diepte, kunnen worden gesimuleerd met berekeningen en de resultaten kunnen worden vergeleken met deze metingen.

In de loop van proef 10 zijn in het door golfklappen aangetaste deel van het talud ook waterspanningsmeters kapot gegaan. Om de metingen en berekeningen goed te kunnen vergelijken is een deel gekozen uit de metingen van proef 10 waarbij het talud nog intact was. Vanwege de lange rekentijden voor de berekeningen is er een selectie van 25 seconden uit de data genomen die 4 representatieve golven omvat. Dit is het stuk tussen 400 en 425 seconden na start van de meting van proef 10. De criteria voor de selectie van de tijdsperiode waren met name de hoogte van de drukbelasting op het talud, ongeveer het gemiddelde van

de gehele reeks in de proef, en het drukverloop per golf dat lijkt op dat van het merendeel van de golven. Er is gekozen voor een serie golven ruim na aanvang van de proef om effecten van het verhogen van het waterpeil in de goot op de stationaire component van de poriewaterdruk in de grond te vermijden.

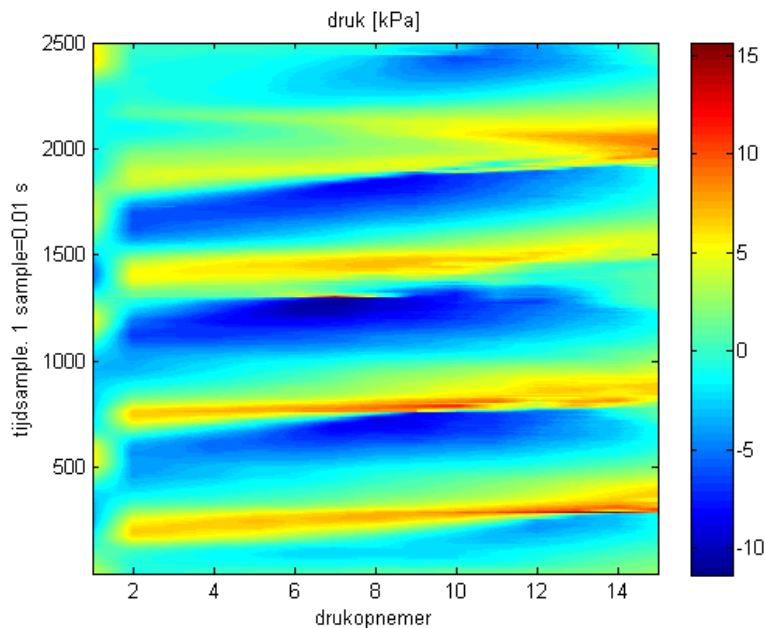
Figuur 6.17 laat deze selectie van 25 seconden zien voor waterspanningsmeter 1 en de drukopnemer op het betontalud op dezelfde positie op de modeldijk. De resultaten van de andere waterspanningsmeters en bijbehorende drukopnemers zijn weergegeven in Appendix B1.1. De statische component van de waterdruk en de poriewaterdruk is verwijderd, omdat er alleen gekeken wordt naar de variaties in poriewaterdruk. Deze correctie betreft de druk in de opnemers voor het begin van de golfbelasting. In Figuur 6.17 zijn de damping en faseverschuiving te zien van de golf in de grond ten opzichte van die op het talud. Drukgradiënten zijn weergegeven in Appendix B1.2 en het percentage van de tijd dat een gradiënt boven een bepaalde waarde uitkomt in Appendix B1.3.



Figuur 6.17 De gemeten en bewerkte waterdruk op het talud en de poriewaterdruk op 0,1 m diepte in het talud (de statische component is uit het signaal verwijderd). De figuur geeft de druk voor de 3 hogere, reguliere brekende golven en als laatste het drukverloop van een wat lagere golf die bovendien in een dikke waterlaag valt in plaats van de dunne laag waar de voorgaande golven in vielen.

Voor de geselecteerde 25 s met 4 golven zijn de gemeten drukken op het betontalud als randvoorwaarde opgelegd in berekeningen waarvan de resultaten in volgende paragrafen besproken worden.

De contourplot Figuur 6.18 laat zien hoe de drukrandvoorwaarde verloopt in plaats en tijd. De 4 golven zijn duidelijk te herkennen in het ruimtelijk beeld van het drukverloop in de tijd. De ligging van de dalen en pieken in de druk in de figuur geeft aan dat de drukvariaties in de tijd taludopwaarts verschuiven.



Figuur 6.18 Grafische weergave van het waterdrukverloop op het talud. De kleuren geven het verloop van de gemeten waterdruk in de tijd over de afstand langs het talud weer (legenda in kPa). De X-as, geeft de afstand langs het talud weer, links is benedenzijde. "Drukopnemer" geeft het volgnummer van de drukopnemers langs het talud, met 2 aan de benedenzijde en 14 aan de bovenzijde van het bemeten gebied. De Y-as geeft de tijd weer waarbij de eenheid een tijdstap van 1/100ste seconde is.

A.4 Berekening van waterdrukken in het talud

A.4.1 Algemeen

In Grondmechanica Delft (1998) worden berekeningen van poriewaterdrukken in een dijktaalud bij golfaanval gerapporteerd. Het betreft berekeningen met een ééndimensionale analytische benadering voor een harmonische golf op het talud en eindige elementenberekeningen met het voor grondmechanische toepassingen ontwikkelde FEM-pakket PLUTO. De PLUTO berekeningen vertoonden goede correspondentie met de gemeten poriewaterdrukken in Deltagootproeven uit 1990 en 1991. De berekeningen zijn uitgevoerd omdat de tot ontgroning leidende belasting bij golfaanval op de grond grotendeels wordt veroorzaakt door beweging van de grond onder invloed van de waterdruk van de golf op het talud en, met name, van de waterdrukgradiënten tussen oppervlak en enige diepte in de grond die ruimschoots voldoende zijn om de grond omhoog te drukken bij flinke golfaanval. Een en ander is analoog aan uitkomsten van de analyses voor taluds met gezette steen (Bezuijen et al. 1990).

In het huidige onderzoek is de analytische ééndimensionale berekeningswijze aanmerkelijk uitgebreid ten opzichte van de techniek gebruikt in Grondmechanica Delft 1998, zoals paragraaf A.4.1.1 aan de orde is. In plaats van een enkele harmonische golf als belasting (een enkel sinussignaal met vaste amplitude), kan nu de gemeten golfbelasting uit de Deltagootproef als randvoorwaarde opgelegd worden op een grondlaag waarvan de eigenschappen worden gegeven. Met deze belasting als randvoorwaarde wordt de waterspanning op een gekozen diepte berekend. Dit maakt het model geschikt voor bepaling van de invloed van diverse grondparameters op de werking van de golf in het talud. Met het

model kunnen zeer veel combinaties van parameterwaarden en belastingen doorgerekend worden in zeer korte tijd wat het geschikt maakt voor gevoeligheidsanalyse. Het één dimensionale analytische model is thans beperkt tot een enkele homogene laag met ondoorlatende onderkant.

In dit onderzoek zijn tevens FEM berekeningen, met PLUTO, gebruikt om effecten van laagopbouw op de waterdrukgradiënten na te gaan (zie paragraaf A.4.1.2). Met deze eindige elementen methode is het mogelijk berekeningen uit te voeren voor een meer complexe geometrie en randvoorwaarden dan met het analytische model, zoals het modelleren van meerdere grondlagen en ruimtelijke variatie in waterdruk in de tijd.

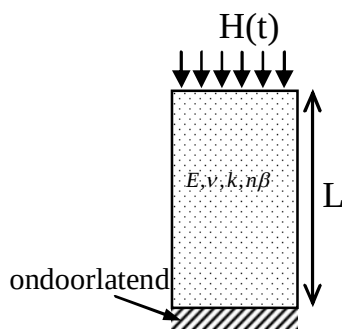
Het analytisch model is gebruikt voor parameterstudie terwijl het eindige elementenmodel gebruikt is om meer nauwkeurig te rekenen naar invloed van gelaagdheid.

In de volgende paragrafen wordt de berekeningswijze kort toegelicht.

A.4.1.1 Analytische berekening

Onderstaande Figuur 6.19 toont de geometrie en schematisatie van de analytische berekening. Een kolom met hoogte L en ondoorlatende onderrand wordt belast met een golfbelasting $H(t)$. Deze belasting is in de vorm van een stijghoogte en de golfdruk $p(t)$ is: $p(t) = H(t)\rho g$ (waarin ρ = dichtheid van water en g = versnelling zwaartekracht).

De golfdruk is het gemeten signaal en $H(t)$ wordt direct afgeleid uit de metingen en op de kolom opgelegd.



Figuur 6.19 Schematische weergave van het systeem waar de berekeningswijze voor is opgezet.

De kolom is een homogene grondlaag verzadigd met water. Het consolidatiesysteem van water en grond wordt gekoppeld opgelost, zodat ook hier, net zoals in de FEM berekeningen met PLUTO, de stroming van water interactie heeft met de grondvervorming. De wiskundige vergelijkingen en oplostechiek worden beschreven in Bijlage B 9.

Het grondmateriaal in de kolom vervormd lineair elastisch met stijfheid E [Mpa] en dwarscontractie ν [-]. Stroming van het water wordt beschreven met de doorlatendheid k [m/s] en de bergingsgrootte $n\beta$ waar n de porositeit van de grond is en β [1/Mpa] de compressibiliteit van het grondwater.

Er zijn vergelijkende berekeningen uitgevoerd voor een bepaalde 1 D geometrie met 1 laag van 0.5 m dik met PLUTO en met de 1D analytische berekeningswijze. De resultaten wijzen

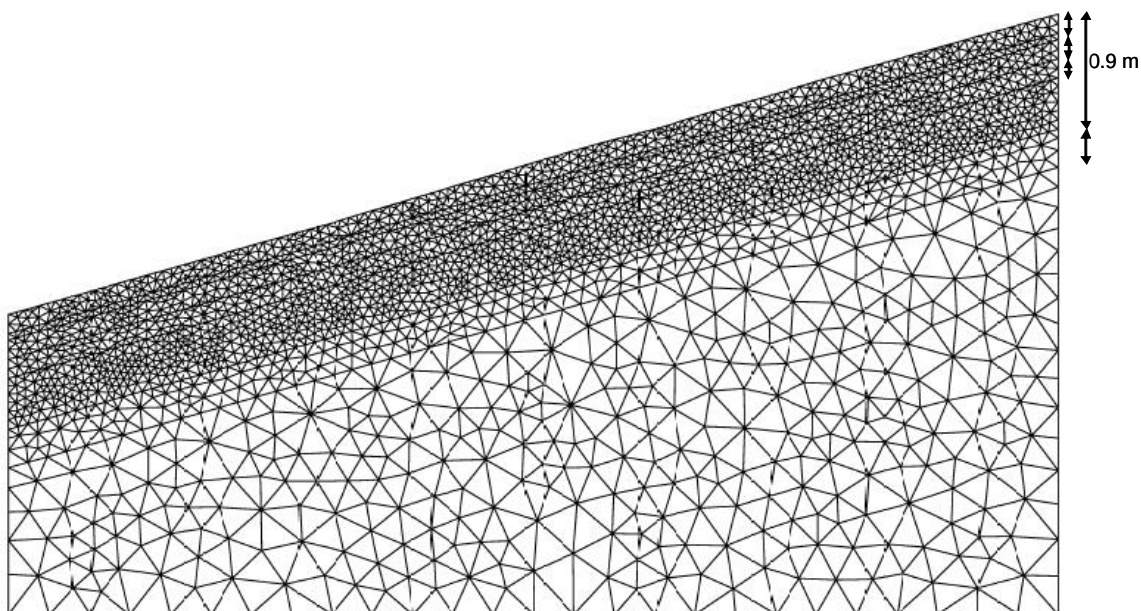
uit dat beide methoden, zoals verwacht, nagenoeg exact dezelfde uitkomsten genereren (Vergelijk Bijlagen B.2.1 t/m Bijlage B 2.3 met bijlagen B.3.1 t/m B 3.3).

De onderrand in het analytische systeem is ondoorlatend. Om het effect van een doorlatende onderzijde te bestuderen is met Pluto een berekening gemaakt waar er onder de homogene laag een extra laag is aangebracht met een eindige en realistische doorlatendheid. Uit deze berekening blijkt dat de uitkomsten op 0.1 m en 0.3 m diepte (de dieptes van de waterspanningsmeters) nagenoeg niet door de doorlatendheid van de onderlaag worden beïnvloed (Bijlage B.4).

De implementatie van het model is daarmee getoetst en het model is ingezet voor parameterstudie om te bepalen welke parameters bepalend zijn voor de eerder beschreven invloeden op de drukgolf en de drukgradiënten.

A.4.1.2 Eindige elementen berekeningen

Met het programma PLUTO (Grondmechanica Delft 1993b) is een analyse gemaakt van het talud als consoliderend medium, waarin de volumeverandering door belastingen zijn beïnvloed door uit- of instromende vloeistof. Dit houdt in dat de vervormingen van de grond in het talud gekoppeld met de drukveranderingen en stroming van het grondwater worden opgelost. Uitstroming van vloeistof maakt significante samendrukking van de grond mogelijk en belasting op het talud leidt tot spanningsopbouw in de grond en tot drukopbouw in het grondwater wat op zijn beurt weer tot stroming leidt.



Figuur 6.20 Deelmesh met groepen bij een taludhelling van 1:3, de intervallen rechts geven de laagindeling aan.

De gebruikte geometrie en eindige elementennet is weergegeven in Figuur 6.20. Er is uitgegaan van een talud bestaande uit een aantal met het talud hellende lagen. De elementen zijn fijner aan het oppervlak dan onderin omdat aan het oppervlak de grootste vervormingen en drukvariaties plaatsvinden onder invloed van de drukveranderingen van de golfbelasting. Er zijn 6 geometrielagen in het talud gedefinieerd bovenop een homogene

onderlaag. Dit laat een variëteit aan laagindelingen toe inclusief een geheel homogeen medium (alle lagen hetzelfde materiaal) dat gebruikt is voor het toetsen van de implementatie van het analytisch model. De materiaaleigenschappen van de grond (korrelskelet) zijn lineair elastisch met stijfheid E [Mpa] en dwarscontractie ν [-]. Daarnaast wordt een dichtheid opgegeven droog en verzadigd. Stroming van het water wordt beschreven met de doorlatendheid k [m/s] en de bergingsgrootte $n\beta$ waar n de porositeit van de grond is en β [1/Mpa] de compressibiliteit van het grondwater.

De druk gemeten in de opnemers op het betontalud van de Deltagootproef nr. 10 is opgelegd als drukrandvoorwaarde op de bovenrand van het talud. Hiertoe werd een 25 s lang signaal geselecteerd met 4 golfklappen (zie paragraaf A.3.3).

De resultaten van de PLUTO-berekeningen zijn de grondwaterdrukken voor knooppunten ter plaatse van proiewaterdrukopnemers. In deze rapportage wordt gebruik gemaakt van resultaten voor knopen aan het maaiveld en op 0.1 respectievelijk 0.3 m –mv.

In de PLUTO berekeningen van waterdrukgradiënten van het talud is uitgegaan van een talud bestaande uit een aantal met het talud hellende lagen. In Tabel 6.1 tot en met Tabel 6.4 zijn de gebruikte parameters en parameterwaarden weergegeven, die zijn bepaald in eerder onderzoek (Grondmechanica Delft 1998, 1991, 1993a).

Er wordt uitgegaan van een verzadigingsgraad van de macroporiën van 90 %, hetgeen vanwege het ontstaan van luchtinsluitingen bij verzadiging zoals in de Deltagoot en in het terrein waarschijnlijk is. De porositeit is materiaalafhankelijk. Er bestaat zonder twijfel een samenhang tussen het luchtgehalte in de macroporiën in de kleigrond en de macroporositeit, maar deze is met het oog op het doel van de studie niet nader onderzocht en constant verondersteld.

A.4.2 Invloed van bodemparameters op de drukgradiënten in de grond

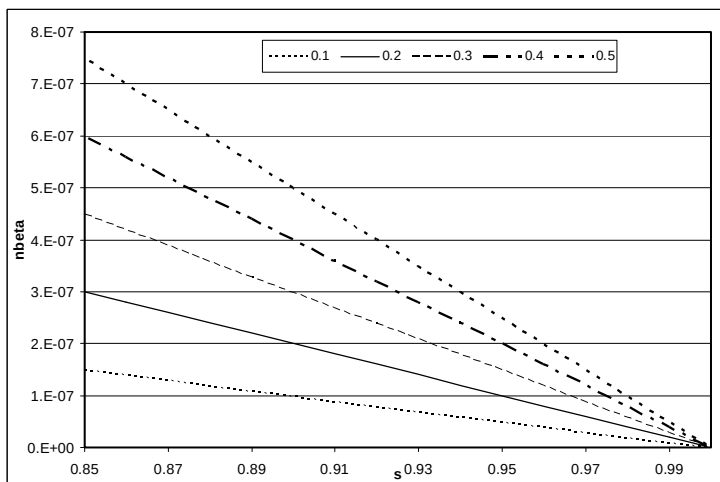
De damping van de waterdrukfluctuatie in de grond onder golfbelasting hangt direct samen met een faseverschuiving van drukfluctuaties in de grond, zoals uit de vergelijkingen in Bijlage B 9 volgt. De damping is daardoor een belangrijke factor in het optreden van poriewaterdrukgradiënten in de grond. Door met berekeningen de relatie tussen grondparameters en damping na te gaan, kan worden vastgesteld onder welke omstandigheden er meer of minder uitwaartsgerichte poriewaterdrukgradiënten optreden. En, door de invloed van grondparameters op damping te bepalen kan worden nagegaan voor welke combinatie van parameterwaarden er sterkere uitwaartsgerichte gradiënten zullen optreden. In deze paragraaf wordt met het analytische ééndimensionale model deze combinatie van parameterwaarden onderzocht.

Met het analytische ééndimensionale model zijn berekeningen gemaakt voor een laag van 0.5 m dik, representatief voor de dikte van de laag met een relatief open bodemstructuur in een kleilaag op een dijk. Als randvoorwaarde zijn de gemeten golven op het betontalud opgelegd uit de geselecteerde 25 s van proef 10. Op de dwarscontractie na zijn alle parameters in het model gevarieerd, namelijk: stijfheid E , compressibiliteit $n\beta$ en doorlatendheid k .

Voor de compressibiliteit van het grondwater geldt (Verruijt, Grondmechanica,1992):

$$n\beta = n \left(s\beta_w + \frac{1-s}{p} \right)$$

In deze uitdrukking staat n voor de porositeit, β voor de compressibiliteit van het grondwater, s voor de verzadigingsgraad, β_w voor de samendrukbaarheid van zuiver water en p voor de absolute druk (is ongeveer atmosferisch in bovenste laag, 1 bar = 100 kN/m²). Figuur 4.3 laat dit verband zien voor een verzadigingsgraad tussen 0.85 en 1, gebruikmakend van de literatuurwaarde voor de samendrukbaarheid van zuiver water van 0.5e-9 m²/N en porositeiten tussen 0.1 en 0.5.



Figuur 6.21 Verband tussen porositeit (0.1 – 0.5) en de verzadigingsgraad van water in het poriewater (0.85 – 1.0).
dimensie van nbeta is [m²/N].

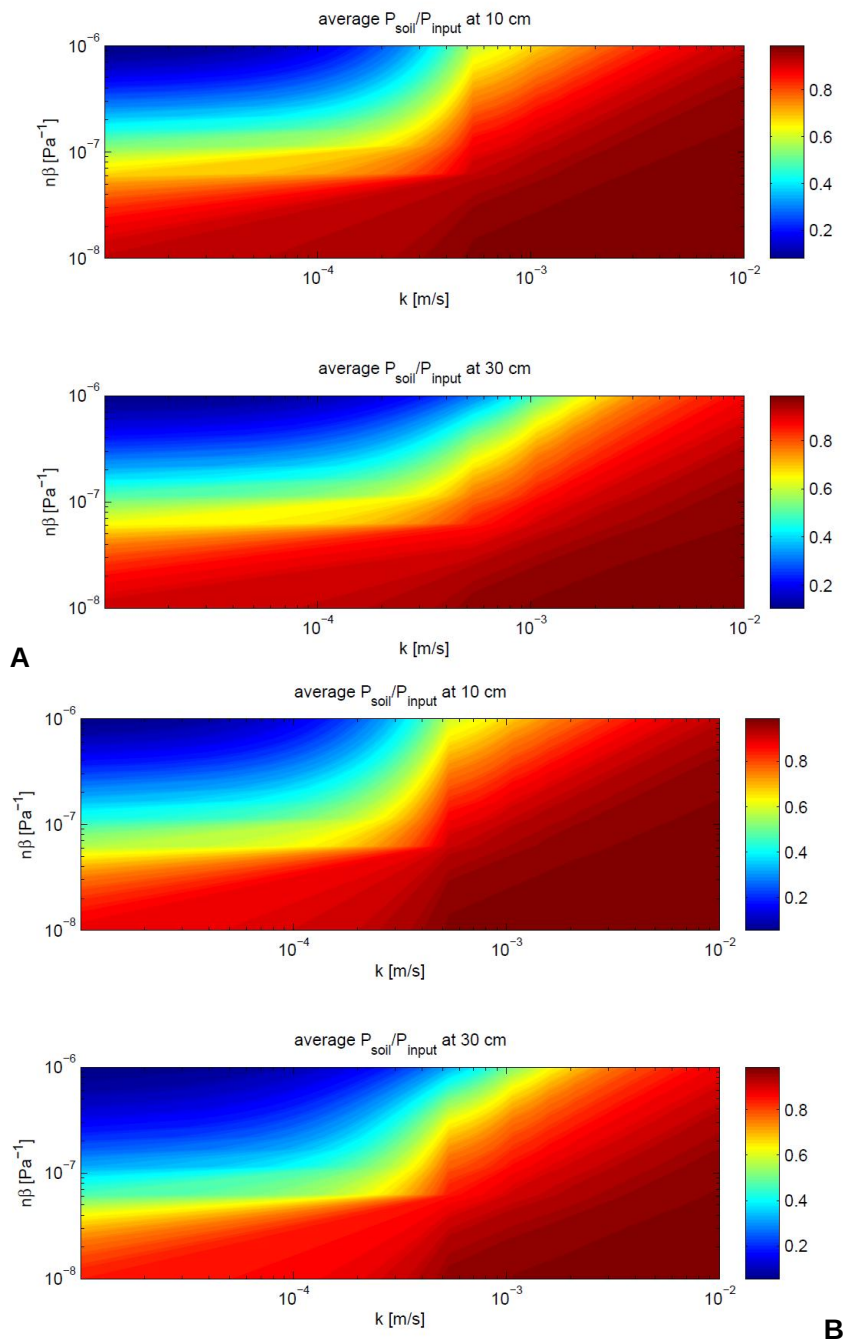
Voor de variatie van de parameter $n\beta$ is een bereik gekozen van 1E-8 [m²/N] tot 1E-6 [m²/N]. Dit correspondeert met het bereik van verzadigingsgraden van 0.98 tot net onder 0.85, en omvat de range van waarden voor macroporositeit voor grond met een bodemstructuur als onder gezette steen.

De doorlatendheid k is gevarieerd tussen 1e-5 en 1e-2 m/s, eveneens als is bepaald voor grond met bodemstructuur. Er is gerekend met twee elastische stijfheden $E=4$ MPa en $E=8$ Mpa.

De Figuur 6.22 geeft het overzicht van de resultaten van de berekeningen weer, waarmee nagegaan kan worden onder welke omstandigheden weinig dan wel veel damping optreedt. De figuur geeft de damping (waterdruk in de grond/waterdruk op de grond) op 0.1 respectievelijk 0.3 m diepte afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlaag en de macroporositeit x compressibiliteit van het poriewater in die poriën, bij een bulkstijfheid van de grondlaag van 4 MPa respectievelijk 8 MPa voor een grondlaag van 0.5 m dik. De weergegeven damping is de verhouding in amplitude van de druk ter plaatse van de waterspanningsmeters en de amplitude van de opgelegde golfdruk. De berekeningsresultaten worden getoond voor zowel 0.1 m als 0.3 m diepte, overeenkomend met de diepte van de waterspanningsmeters.

Te zien is dat er geen significante damping (rode kleur in Figuur 6.22) meer optreedt beneden een bepaalde compressibiliteit, ca 3×10^{-8} Pa⁻¹ voor de berekeningen bij 4 Mpa en iets lager voor de berekeningen bij 8 Mpa. Bij deze zeer lage compressibiliteit is de stijfheid van het water veel hoger dan die van het korrelskelet van de grond. Een belasting bovenop de laag

wordt dan nagenoeg volledig gedragen door het water en elke belasting bovenop de grond manifesteert zich dan direct als waterdruk in de grond. Bij een hogere compressibiliteit (meer lucht in het water) draagt de grond gedurende bepaalde tijd een deel van de belasting en de golfbelasting bovenop de grond wordt dan gedragen door de water en het korrelskelet van de grond.



Figuur 6.22 Amplificatiefactor (waterdrukamplitude in de grond gedeeld door de waterdrukamplitude op de grond) op 0.1 respectievelijk 0.3 m diepte afhankelijk van de doorlatendheid van de grondlaag en de macroporositeit $\times$ compressibiliteit van het poriewater daarin, bij een bulkstijfheid van de grondlaag van 4 Mpa respectievelijk 8 Mpa met een dikte van 0.5 m. (NB rood geeft een hoge verhouding waterdruk in de grond/waterdruk op de grond en dus geringe demping weer en blauw sterke demping).

Verder is te zien in Figuur 6.22 dat er voor hogere doorlatendheden er ook minder damping optreedt. Er treedt nagenoeg geen damping meer op bij doorlatendheden boven de 10^{-3} m/s. De doorlatendheid is dan zo hoog dat de druk in het grondwater zich vrijwel instantaan vereffend met de opgelegde druk.

De simulatie met $n\beta = 3.08 \times 10^{-7}$ 1/Pa, $k = 2 \times 10^{-4}$ m/s en $E = 4$ Mpa (bijlage B 2.1 en zie Figure 6.23) laat een damping zien die redelijk overeenkomt met de gemeten damping in voor de metingen rond en op de piek van de beide curves (ca 0.33 voor de waterspanningsmeters op 0.3 m diepte) van de golf tijdens proef 10. De resultaten van deze simulatie zijn samen met de metingen weergegeven in bijlage B 2.1 (NB, de opnemer wsm 4 op 0.3 m diepte had geen direct contact met het macroporiënsysteem, zie paragraaf A.3.2 is opgemerkt dat de opnemer wsm 4). Ook is te zien dat de faseverschuiving goed overeenstemt met de metingen.

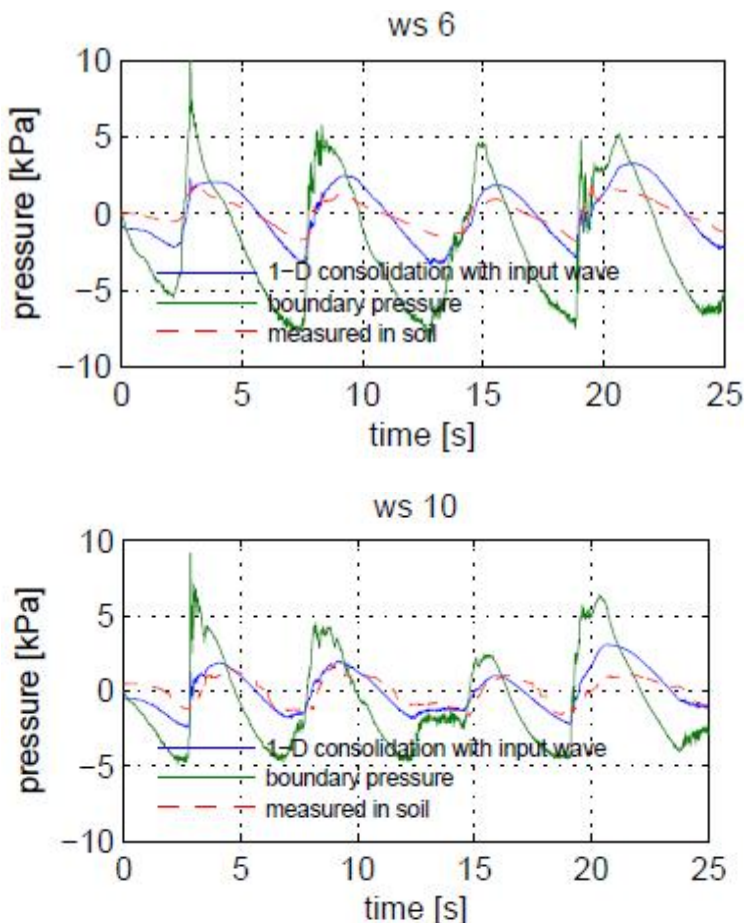


Figure 6.23: De gemeten en berekende poriewaterdruk op 0.3 m diepte bij golfaanval op het talud voor 2 opnemers.

In de bijlagen B.2 zijn de resultaten van de simulatieberekeningen met de 1D analytische benadering vergeleken met de gemeten waarden voor een geschematiseerde opbouw met parameterwaarden die een redelijke correspondentie tussen metingen en berekeningen geven. Het samenvatten van de bodemstructuur met een enkele relatief open doorlatende laag blijkt de variatie in de grond redelijk te representeren wat betreft de berekening van de waterdrukgradiënten in de grond bij golfwerking. De correspondentie tussen metingen en berekeningen is redelijk goed, zeker als de geringe afmetingen van het meetlichaam van de

drukopnemers ten opzichte van de maat van de variatie in de grond door de bodemstructuur in aanmerking wordt genomen en de ruimtelijke variatie in waterdrukken die een golf op een talud teweegbrengt.

A.4.3 Invloeden van de opbouw van klei met bodemstructuur op dijken

Het bodemprofiel in klei op een dijk heeft een gelaagde opbouw. Met het eindige elementenpakket PLUTO zijn berekeningen uitgevoerd aan een gelaagd opgebouwde bodem om inzicht in de invloed van de gelaagdheid te verkrijgen. De opbouw van de kleilaag van het talud is geschematiseerd als bestaande uit een opeenvolging van lagen evenwijdig aan het taludoppervlak. De lagen hebben elk een bepaalde bulkstijfheid, bulkdoorlatendheid, macroporositeit en luchtgehalte van het water in de macroporiën. Met “bulk” wordt hier aangegeven de eigenschap geldend voor een volume grond met afmetingen zodanig dat de parameterwaarde van de eigenschap homogeen is over de laag. Met macroporositeit wordt de porositeit tussen structuurelementen van de bodemstructuur en graafgangen van macrofauna (o.a. wormgangen) aangegeven. De invloed van respectievelijk de macroporositeit, duur en snelheid van inundatie op het luchtgehalte van water in de macroporiën wordt hier niet beschouwd. Het luchtgehalte wordt, met het oog op het doel van het onderzoek met een realistische waarde constant verondersteld. Voor de parameters zijn waarden vastgesteld uit metingen op relevante schaal aan grond van dijktafstanden en vergelijkbare grond zoals opgeven in gepubliceerde bronnen (Deltares 2010b). Opgemerkt wordt dat een dunne zand- of zandige laag die in de beschouwde kleilaag voorkwam op enige decimeters diepte niet expliciet in de schematisatie is opgenomen. Het benodigde detail voor het opnemen van zo'n zandlaag zou, met het oog op het doel van het onderzoek, een te groot beslag leggen op de middelen.

Er worden 4 berekeningsresultaten gepresenteerd waarvoor de gebruikte parameters in Tabel 6.1 tot en met Tabel 6.4 staan. De parametersets voor de scenario's en de lagen daarin zijn samengesteld uit meetresultaten voor verschillende monsters en terreinmetingen (doorlatendheid) en betreffen verschillende soorten metingen op verschillende typen en volumes van monsters. Bij het samenstellen van de parametersets wordt, zoals in de natuur, een samenhang tussen de variatie van de genoemde parameters in elk van de lagen verondersteld en wordt verondersteld dat deze samenhangen met de bodemstructuur van de grond, zoals blijkt uit eerdere onderzoeken. In het algemeen is grond met een bodemstructuur met een hogere macroporositeit minder stijve grond en heeft een hogere bulkdoorlatendheid. Opgemerkt wordt dat de uit de metingen afgeleide waarden die hier worden gebruikt niet gecorrigeerd zijn voor monsterverstoring die optreedt bij het steken van 0.4 m diameter monsterbussen uit grond met een bodemstructuur; Effecten zijn vooral het gevolg van compactie door monsternamen en betreffen afname van doorlatendheid en porositeit en toename van stijfheid.

De scenario's 3 en 4 zijn berekeningen met eigenschappen die zijn afgeleid uit metingen aan gestoken monsters van klei met een algemeen voorkomende bodemstructuur en een verzadigingsgraad van 90 %. De klei van scenario 4 is minder stijf dan de grond van scenario 3 (Tabel 6.4 en Tabel 6.3). De scenario's 1 en 2 (Tabel 6.1 en Tabel 6.2) betreffen berekeningen voor een ten opzichte van scenario's 3 en 4 minder ontwikkeld bodemprofiel met stevige grond en met een zeer hoge verzadigingsgraad van 97 %. De toplaag van scenario 1 heeft een lagere porositeit dan scenario 2.

		kleilaag boven 0	kleilaag onder 1	kleilaag onder 1	kleilaag onder 2	zand
layer no.		1	3	4	5	6
massa droog	kg/m3	1200	1400	1400	1500	1500
massa nat (veldvochtig)	kg/m3	1400	1500	1500	1600	1800
spec. doorlatendheid	m/s	2.0E-04	7.0E-05	1.00E-05	1.00E-05	1.00E-04
n	-/-	0.2	0.1	0.1	0.01	0.35
nbeta	1/kN/m2	6E-08	3E-08	3E-08	3E-09	1.05E-07
verz.graad	-/-	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
C	kPa	20	8	4	4	0
phi	°	31	31	31	31	30
E	Mpa	6	7	7	7	10
dikte totaal	m	0.15	0.35	0.5	0.9	

Tabel 6.1 Parameters voor de berekening scenario 1, een zeer stevige grond met stevige toplaag van 0.15 m en met een zeer hoge verzadigingsgraad. De Poisson verhouding $\nu[-]$ is 0.3 voor alle lagen

		kleilaag boven 0	kleilaag onder 1	kleilaag onder 1	kleilaag onder 2	zand
layer no.		1	3	4	5	6
massa droog	kg/m3	1200	1400	1400	1500	1500
massa nat (veldvochtig)	kg/m3	1400	1500	1500	1600	1800
spec. doorlatendheid	m/s	2.0E-04	7.0E-05	1.00E-05	1.00E-05	1.00E-04
n	-/-	0.4	0.1	0.1	0.01	0.35
nbeta	1/kN/m2	1.2E-07	3E-08	3E-08	3E-09	1.05E-07
verz.graad	-/-	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
C	kPa	20	8	4	4	0
phi	°	31	31	31	31	30
E	Mpa	6	7	7	7	10
dikte totaal	m	0.15	0.35	0.5	0.9	

Tabel 6.2 Parameters voor de berekening scenario 2, een zeer stevige klei met rulle toplaag van 0.15 m en een zeer hoge verzadigingsgraad. De Poisson verhouding $\nu[-]$ is 0.3 voor alle lagen

		kleilaag boven 0	kleilaag onder 1	kleilaag onder 1	kleilaag onder 2	zand
layer no.		1	3	4	5	6
massa droog	kg/m ³	1200	1300	1400	1500	1500
massa nat (veldvochtig)	kg/m ³	1400	1500	1500	1600	1800
spec. doorlatendheid	m/s	3.0E-04	2.0E-04	5.00E-05	5.00E-05	3.00E-04
n	-/-	0.4	0.2	0.2	0.01	0.35
nbeta	1/kN/m ²	4E-07	2E-07	2E-07	1E-08	3.5E-07
verz.graad	-/-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	kPa	20	8	4	4	0
phi	⁰	31	31	31	31	30
E	Mpa	4	5	7	7	10
dikte totaal	m	0.15	0.35	0.5	0.9	

Tabel 6.3 Parameters voor de berekening scenario 3. De parameters betreffen waarden uit metingen aan proeven die in ander verband zijn uitgevoerd voor relatief stevige klei. De verzadigingsgraad is gebaseerd op onderzoek aan klei in de natuur elders. De Poisson verhouding $\nu[-]$ is 0.3 voor alle lagen

		kleilaag boven 0	kleilaag boven 1	kleilaag onder 1	kleilaag onder 2	zand
layer no.		1	3	4	5	6
massa droog	kg/m ³	1200	1300	1400	1400	1500
massa nat (veldvochtig)	kg/m ³	1400	1500	1500	1500	1800
spec. doorlatendheid	m/s	3.0E-04	2.0E-04	5.00E-05	5.00E-05	3.00E-04
n	-/-	0.4	0.2	0.2	0.07	0.35
nbeta	1/kN/m ²	4E-07	2E-07	2E-07	7E-08	3.5E-07
verz.graad	-/-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	kPa	20	8	4	4	0
phi	⁰	31	31	31	31	30
E	Mpa	3	4	6	6	10
dikte totaal	m	0.15	0.35	0.5	0.9	

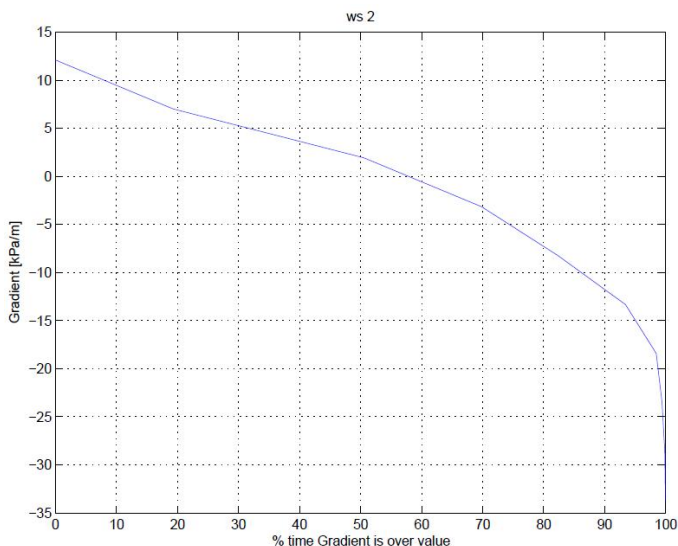
Tabel 6.4 Parameters voor de berekening scenario 4. De parameters betreffen waarden uit metingen aan proeven die in ander verband zijn uitgevoerd voor relatief stevige klei, waarvan ook de onderste 0.4 m minder stevig is. De verzadigingsgraad is gebaseerd op onderzoek aan klei in de natuur elders. De Poisson verhouding $\nu[-]$ is 0.3 voor alle lagen.

De bijlagen B.5 tot en met B.8 presenteren de resultaten van de berekeningen met PLUTO voor 4 grondopbouw scenario's. De parameterscenario's leiden tot een ten opzichte van de meetgegevens zeer geringe damping in de grond, in overeenstemming met de bevindingen in de paragraaf A.4.2 (NB er zijn geen berekeningsresultaten met gelaagde grond beschikbaar met dampingkarakteristieken voor een kleilaag met normale bodemvorming als aangehouden in paragraaf A.4.2).

De parameterwaarden voor de bovenste 0,35 m zijn voor de scenario's 3 en 4 overeenkomstig die voor de 1-D berekening waarbij berekende en gemeten signalen goed overeenkomen. De geringe demping die berekend wordt voor de scenario's 3 en 4 is daarom het gevolg van de geringe aangenomen doorlatendheid en de hogere stijfheid van de grond tussen 0,35 m en 0,5 m diepte. Het verschil in (macro-) porositeit tussen de bovenste 0,15 m tussen scenario's 1 en 2 heeft een zeer geringe invloed op de resultaten van de berekeningen (vergelijk bijlagen B.5 en B.6). De verzadigingsgraad van 90 % zoals in scenario's 3 en 4, lijkt de conditie in de grond beter te representeren voor de berekening dan de waarde van 97 %, in overeenstemming is met de waarnemingen bij grondmechanisch proeven op klei met een bodemstructuur uit de onverzadigde zone.

A.4.4 Waterdrukgradiënten in klei met bodemstructuur bij golfaanval

De resultaten van de verschillende berekeningen met de 1-D benadering en met PLUTO worden weergegeven in vergelijking met de gemeten waarden in de Bijlage B. Op basis van de berekende en de gemeten waarden van waterdrukken op en in het talud zijn de verticale waterdrukgradiënten (kPa/m) bepaald. Vervolgens is voor elke berekening nagegaan welk deel van de tijd een bepaalde waterdrukgradiënt werd overschreden. Deze laatste waarde geeft een indruk van de totale duur waarin een bepaalde door de gradiënt opgeroepen kracht op de grond is uitgeoefend. Dit is voor scenario 4 voor de locatie van waterspanningsmeter 2 weergegeven in Figuur 6.24.



Figuur 6.24 Gradiëntoverschrijdingscurve voor scenario 4, locatie waterspanningsmeter 2. De curve geeft het percentage van de tijd dat een bepaalde gradiënt wordt overschreden, waarbij een positieve waarde een opwaartse gradiënt vertegenwoordigt.

De metingen en berekeningen van overschrijding van drukgradiënten in de bijlage B, geven aan dat er een aanzienlijk deel van de tijd van de tijd een opwaartse gradiënt kan bestaan in een kleibekleding bij golven van $H_s = 1,6$ m. De berekeningsresultaten laten zien dat de mate en duur van deze opwaartse gradiënt aanmerkelijk varieert afhankelijk van de aangenomen parameterwaarden voor porositeit, stijfheid en doorlatendheid van de bodem en de opbouw van de bodem.

A.5 Eigenschappen van klei in verband met ontgronding

De ontgronding van kleigrond door golfwerking is deels een slijtageproces waarbij langs de grond stromend water deeltjes meeneemt. Deze erosie wordt in belangrijke mate bepaald door de mate van samenhang van de grond, veelal aangeduid met de zandigheid of kleigheid ervan. Dit proces verloopt bij golfaanval relatief zeer langzaam voor kleiige grond. Bij kleigrond bepalen de optredende waterdrukgradiënten de ontgronding bij golfaanval en deze worden bepaald door de mate en wijze waarin bodemstructuur is ontwikkeld in de grond. In deze studie wordt met name op die werking ingegaan en wordt hier op de eigenschappen ingegaan die daarop van invloed zijn.

De resultaten van de berekeningen laten zien dat met een 1- D model met slechts 1 representatieve laag en waarin slechts een beperkt aantal grondmechanische parameters figureren reeds een zeer goede benadering wordt verkregen van de waterdrukken die golfwerking op het talud in de grond veroorzaakt (zie bijlage B.2 en paragraaf A.4.2). De verschillen tussen meting en berekening zijn binnen de variatie die optreedt als gevolg van de ruimtelijke variatie van de golfaanval en van de eigenschappen van de grond. De betreffende parameters zijn, naast de aangenomen dikte van de doorlatende laag, de bulkstijfheid van de grond, de bulkdoorlatendheid ervan, en de porositeit.

Uit de eindige elementenberekeningen met PLUTO komt naar voren dat de bodemopbouw een rol speelt (zie paragraaf A.4.3) en dat de aard en mate van de invloed met deze berekeningen kan worden nagegaan.

De 1D analyse geldt voor een intact kleitalud. Invloeden van schade en vorming van een erosieterras en –klif op de poriewaterdrukgradiënten worden niet beschouwd, evenals de effecten van bezwijk eigenschappen van grond op de vorming en het terugschrijden van de erosieklif. Deze eigenschappen zullen voor een belangrijk deel samenhang vertonen met de hierboven genoemde eigenschappen en de effecten ervan kunnen in PLUTO berekeningen met een aangepaste geometrie worden beschouwd, hetgeen hier verder niet aan de orde is. De analyse hier is van toepassing op het ontstaan van schade en voor het dieper worden van schade anders dan door het terugtrekken van een erosieklif.

Het luchtgehalte van het water, of de verzadigingsgraad van het water in de macroporiën, speelt een belangrijke rol. Deze verzadigingsgraad varieert echter sterk over korte afstanden en diepten, en in de tijd, voor grond met een bodemstructuur onder golfbelasting. De werking van de verzadigingsgraad zal daarom van plaats en moment steeds verschillen, reden waarom er een representatieve waarde voor aangenomen moet worden. Deze waarde kan binnen beperkte grenzen niet beter dan globaal benaderd worden. De waarde van de verzadigingsgraad en de porositeit zijn in de analytische benadering en de PLUTO berekeningen direct gekoppeld in de $n\beta$ parameter. De waarde van deze parameter is voor een bereik van porositeit en verzadigingsgraad weergegeven in Figuur 6.21 waarmee een globale afschatting van de waarde mogelijk is.

De hiergenoemde waarden voor porositeit, doorlatendheid en stijfheid kunnen in perspectief van taluds van klei op dijken geplaatst worden. Grond met een open bodemstructuur zoals de bovenste ongeveer 0.3 m van kleigrond op een dijk heeft een hoge macroporositeit in de orde van 20 – 40 %. De doorlatendheid van deze grond is ongeveer 10^{-4} m/s (globaal tussen 6×10^{-5} m/s 6×10^{-4} m/s). Deze grond heeft blijkens de berekeningen een grote demping en golfwerking is daarom erg effectief in het doen ontstaan van uitwaartse waterdrukgradiënten voldoende om de grond weg te drukken bij de gemodelleerde golfbelasting. Grond dieper in

een talud, beneden ongeveer 0.5 – 0.8 m heeft weliswaar meestal een duidelijke bodemstructuur in de onverzadigde zone, maar de macroporositeit ervan bedraagt voor geschikte en goed aangebrachte klei slechts enkele procenten. Golfwerking als verondersteld voor de berekeningen is voor die grond niet erg effectief blijkens de resultaten van de berekeningen (zie Figuur 6.22). Op 0.5 – 0.8 m diepte kan wel grond met een hogere macroporositeit voorkomen als de grond na aanbrengen sterk is gekrompen of anderszins grote poriën heeft (te nat aangebracht of niet voldoende verdicht). Het is aannemelijk dat zandinsluitingen hetzelfde effect hebben als macroporositeit, zij het dat de stijfheid van de grond er hoger door wordt en de uitwaartse gradiënten dus relatief veel hoger worden.

Graszodelagen hebben een zeer hoge porositeit, maar een doorlatendheid van ongeveer 10^{-3} m/s en zijn bovendien zeer slap. Behalve de hoge elasticiteit en de interne samenhang door het wortelnetwerk van graszode dragen de hoge doorlatendheid en geringe drukstijfheid bij aan de erosiebestendigheid ervan bij golfwerking op taluds zoals die ook is waargenomen.

Klei op grotere diepte, beneden ongeveer 1.5 m die goed verdicht is bij aanbrengen heeft een zeer geringe porositeit gecombineerd met een zeer lage doorlatendheid, buiten het hier beschouwde bereik, en daarmee een zeer hoge verzadigingsgraad. In dergelijke grond treedt weinig damping op en is golfwerking weinig effectief, zoals ook is waargenomen voor de werking van zeer hoge golven (H_s ca. 3m) op kale stevige klei (zie Deltares 2010b: Waarnemingen taludschades bij Vlissingen storm februari 1992).

De resultaten van de berekeningen geven aan dat het beoordelen van natuurlijke klei op een dijktaalud met betrekking tot het beoordelen van de ontgronding door golfwerking inzicht vergt in de macroporositeit, bulkdoorlatendheid en bulkstijfheid. Deze eigenschappen hangen slechts deels samen met de eigenschappen van de klei zoals die uit classificatieproeven komen: korrelgrootteverdeling, Atterbergse grenzen en dergelijke. De samenhang wordt bepaald door de wijze waarop deze eigenschappen samenhangen met de processen waardoor bodemstructuur ontstaat en daarmee met deze bodemstructuur.

De samenstelling van de grond zoals aangegeven door de klassificatieeigenschappen heeft tevens invloed op de degradatie van de bodemstructuur bij bewegingen zoals geïnduceerd door golfwerking. De brokken grond van de bodemstructuur in een zandige grond slijten veel sneller en gemakkelijker dan die van stevige kleigrond. Een zandige grond zal bij overigens gelijke belasting mede daardoor eerder en meer ontgronden dan stevige klei. Het ontbreken van een voldoende éénduidige relatie tussen klassificatieeigenschappen van grond en mate van ontgronding bij belasting is, naar het zich laat aanzien, het gevolg van verschillen in bodemstructuur.

Een globale karakterisering van klei op dijken, bepaald door de ligging ervan op de dijk, met een indicatie van de mate van “zandigheid” en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling van mogelijke ontgronding bij golfaanval. Aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen van de wijze en de kwaliteit van aanbrengen in de klei (verdichting en watergehalte bij aanbrengen) en het voorkomen van bijmenging van zand en dergelijke.

A.6 Bevindingen

Er is een onderzoek uitgevoerd naar de eigenschappen van klei op dijken die het gedrag bij golfaanval bepalen. Uit het onderzoek komt naar voren dat de bulkdoorlatendheid van de

grond bij het oppervlak, de bulkstijfheid, de macroporositeit bepalende parameters zijn voor de werking van golven op grond met een bodemstructuur. Deze parameters bepalen de mate waarin uitwaarts gerichte waterdrukgradiënten optreden bij golfaanval die leiden tot het uitdrukken van grond en tot vermoeiing, interne slijtage van de grond.

Er is een 1D analytische berekeningswijze opgesteld waarmee op betrekkelijk eenvoudige wijze de effecten van waterdrukken op het talud bij golfaanval vastgesteld kunnen worden voor de waterdrukgradiënten die in de klei optreden.

Het onderzoek wijst erop dat het beoordelen van natuurlijke klei op een dijktaalud met betrekking tot het beoordelen van de ontgronding door golfwerking inzicht vergt in de macroporositeit, bulkdoorlatendheid en bulkstijfheid. De eigenschappen van de klei zoals die uit classificatieproeven komen, zoals korrelgrootteverdeling en Atterbergse grenzen, hebben samenhang met de ontwikkeling van de bodemstructuur. Naast de samenstelling van de grond zijn de belangrijke karakteristieken daarvoor de bekleding van de dijk, de diepte beneden maaiveld en de ligging van het freatisch vlak, de wijze van aanbrengen en de tijd. Na verloop van enige jaren geraakt de bodemstructuur in kleigrond in een slechts langzaam met de diepte afnemende stationaire toestand met een sterke gradiënt in met name de bovenste ongeveer 1.0 – 0.5 m. Behoudens zeer zandige klei en klei met zandinsluitingen, groot en klein, is de opbouw van de bodemstructuur voor Nederlandse dijken in hoge mate vergelijkbaar voor de verschillende typen bekleding. Een globale karakterisering van klei op dijken met een indicatie van de mate van “zandigheid” en aanwijzingen voor eventuele oorzaken voor afwijkingen in de bodemprofielopbouw volstaan daarmee voor de beoordeling. Aanwijzingen voor afwijkingen van de bodemprofielopbouw zijn met name de sporen van de wijze en kwaliteit van aanbrengen in de klei (verdichten en watergehalte bij aanbrengen) en bijmenging van zand en dergelijke.

Hoewel het onderzoek er geen definitief uitsluitsel over geeft, zijn er aanwijzingen dat zandinsluitingen in een kleibekleding een sterk negatief effect op ontgronding door golfwerking hebben.

B Gemeten en berekende waterdruk op het talud en in de klei

In deze bijlage zijn de figuren bijeen gebracht van de gemeten drukken en de berekende drukken in de klei. In alle gevallen gaat het om proef 10, toen er nog vrijwel geen erosie van het klei-oppervlak was. Er zijn ruim 4 karakteristieke golven (25 seconde) uitgezocht en vervolgens nagerekend.

Bij het vergelijken van de gemeten drukken en de berekende drukken moet men zich realiseren dat de drukken in de klei gemeten zijn op een afstand van ongeveer anderhalve meter uit de gootwand onder het eroderende klei-oppervlak, terwijl de drukken op het talud zijn gemeten op het betontalud op 35 cm uit de gootwand. Dit betontalud lag aan het begin van proef 10 ca 22 cm hoger dan het klei-oppervlak.

De berekende drukken zijn bepaald op basis van de gemeten drukken op het betontalud. Dat maakt dat discrepanties tussen de gemeten en de berekende druk in de klei voor een deel veroorzaakt worden door het verschil in afstand tot de gootwand en het verschil in niveau van het taludoppervlak.

De figuren met de metingen en rekenresultaten zijn aan het eind van deze bijdrage te vinden. In onderstaande paragrafen is een korte toelichting gegeven. Voor een interpretatie van de metingen en berekeningen wordt verwezen naar bijlage A.

B.1 Meetreeks Proef P10

Deze proef is uitgevoerd op een intact oppervlak van kale klei. Nadat de steenzetting en het geotextiel zijn verwijderd is de proef gestart. Het kleioppervlak is nog zonder schades. Op de berm boven het talud is nog asfalt aanwezig.

B.1.1 Meetresultaten

De meetresultaten zijn weergegeven in figuur B1.1, die aan het eind van deze bijlage te vinden is.

B.1.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B1.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting. De druk op het talud is de druk die gemeten is met drukopnemers op de betonnen rand naast de klei, ongeveer 0.22 m hoger dan het kleioppervlak.

B.1.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B1.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

B.2 Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 1D analytische modellering

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.1. Het betreft een 1 D analytische berekening voor een 0.5 m dikke toplaag op een stijve ondoorlatende onderlaag.

B.2.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B2.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.2.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B2.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.2.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B2.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting. Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.3 Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 2D FEM modellering

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei op een stijve ondoorlatende onderlaag.

B.3.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B3.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.3.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B3.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.3.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B3.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.4 Resultaten simulatie meetreeks (zie B.1) met 2D FEM modellering

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei op een stijve ondoorlatende onderlaag met een doorlatendheid van $2 \cdot 10^{-4}$ m/s.

B.4.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B4.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.4.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B4.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.4.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B4.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.5 Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 1

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei met grondopbouw als in de tabel (variant 1).

B.5.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B5.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.5.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B5.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.5.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B5.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting. Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.6 Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 2

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei met grondopbouw als in de tabel (variant 2).

B.6.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B6.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.6.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B6.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.6.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B6.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.7 Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 3

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei met grondopbouw als in de tabel (variant 3).

B.7.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B7.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.7.2 Waterdrukgradiënten

Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B7.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.7.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B7.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.8 Resultaten simulatie meetreeks met 2D FEM modellering op ondergrond variant 4

Er zijn berekeningen gemaakt van de waterdrukken in de grond met de modellering als in paragraaf A.4.1.2. Het betreft een 2 D FEM modellering (PLUTO) voor een 0.5 m dikke toplaag van klei met grondopbouw als in de tabel (variant 4).

B.8.1 Gemeten en berekende waterdrukken

De resultaten van de berekeningen zijn samen met de metingen gegeven in figuur B8.1. De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.8.2 Waterdrukgradiënten

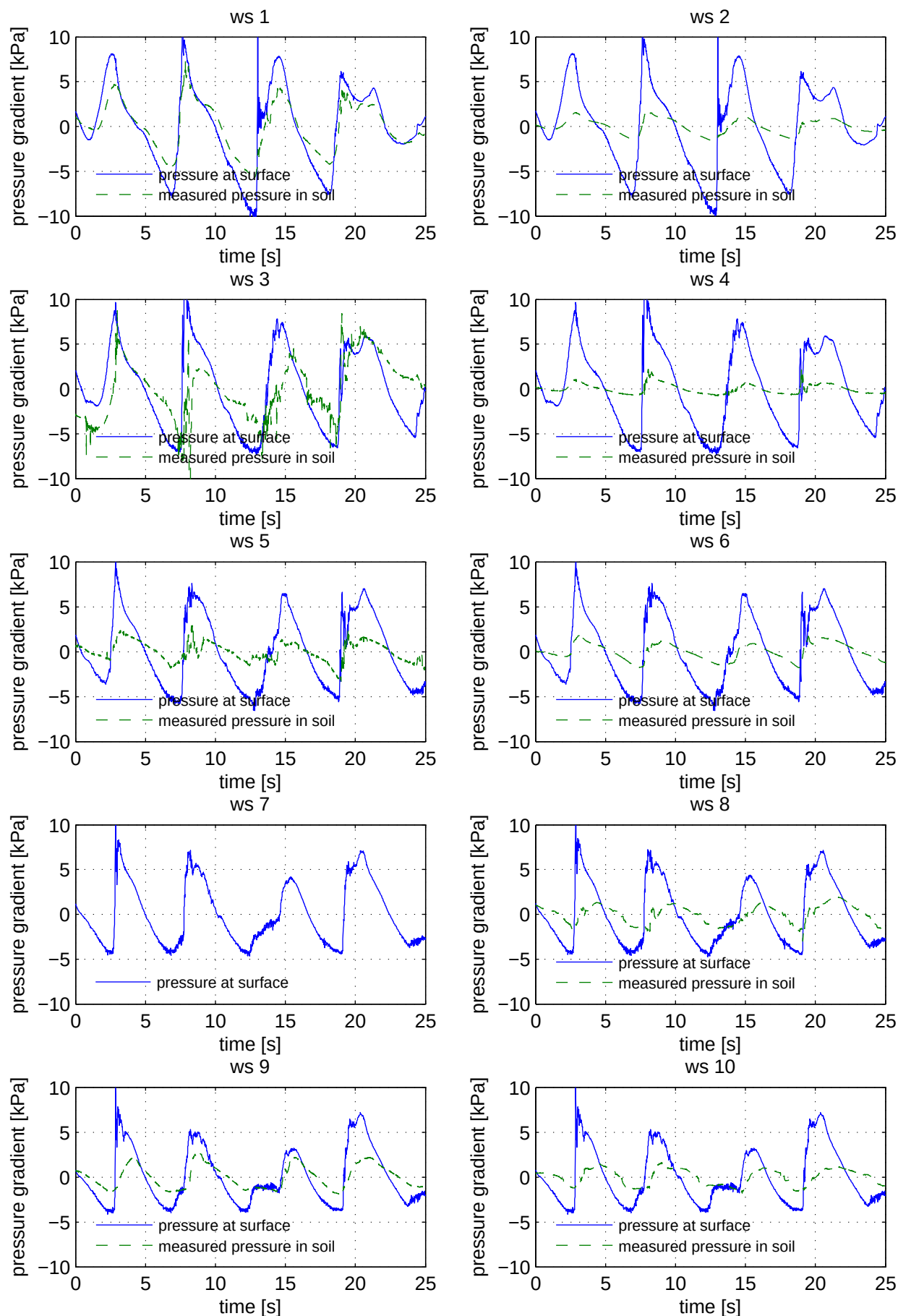
Het verloop van de waterdrukgradiënt, bepaald door het verschil van de druk in de klei en de druk op het talud te delen door de onderlinge afstand, is te vinden in figuur B8.2. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.

B.8.3 Waterdrukgradiënt overschrijdingcurves

In figuur B8.3 is het percentage weergegeven van de tijd dat een bepaalde waterdrukgradiënt wordt overschreden. Positieve waarden zijn gradiënten in verticaal uitwaartse richting. Deze overschrijdingscurve heeft slechts betrekking op de 4 golven die in deze analyse zijn beschouwd.

De waarden voor een diepte van 0.1 m onder het klei-oppervlak staan in de linker kolom, terwijl die op 0.3 m diepte in de rechter kolom staan.



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

start of 25 s section is at t=400 s in surface measurements, offset removed
soil pressure transducers signals are synced using trigger, offset removed

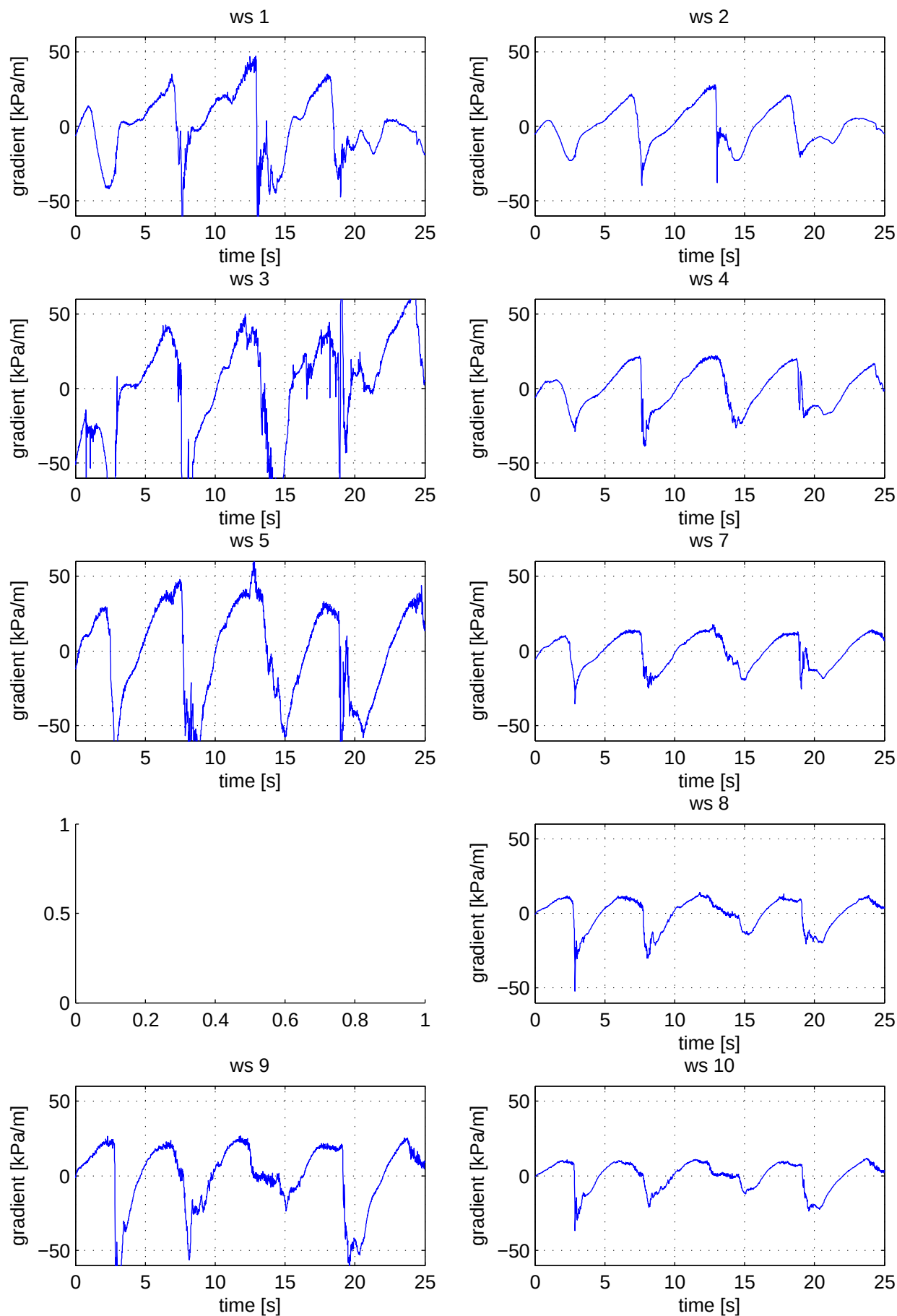
1204200

ctr.
kru

Deltagoot measurements P10

Annex.B 1.1

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

gradients of measured pressures between soil and surface
using the signals of Appendix B 1.1

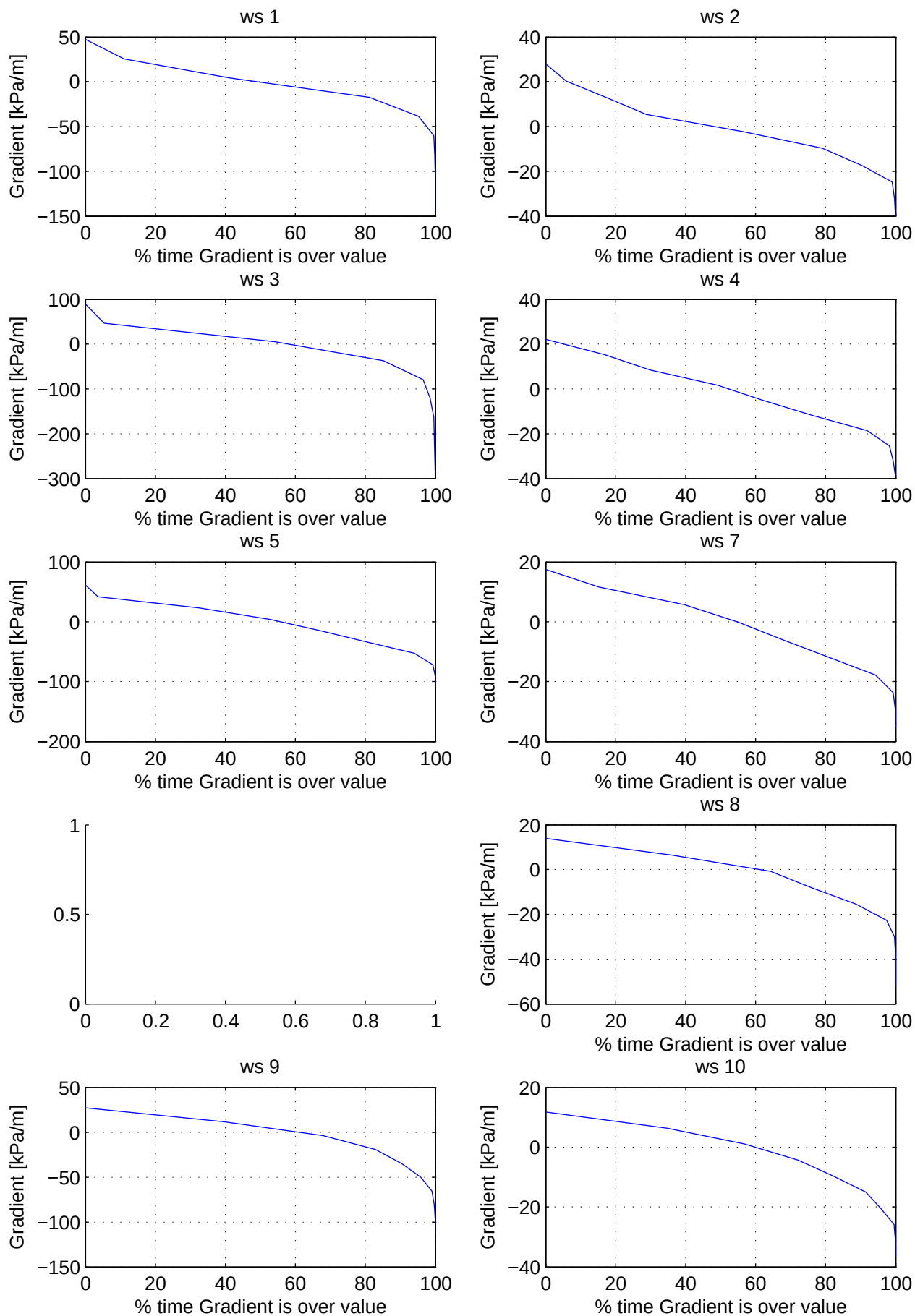
1204200

ctr.
kru

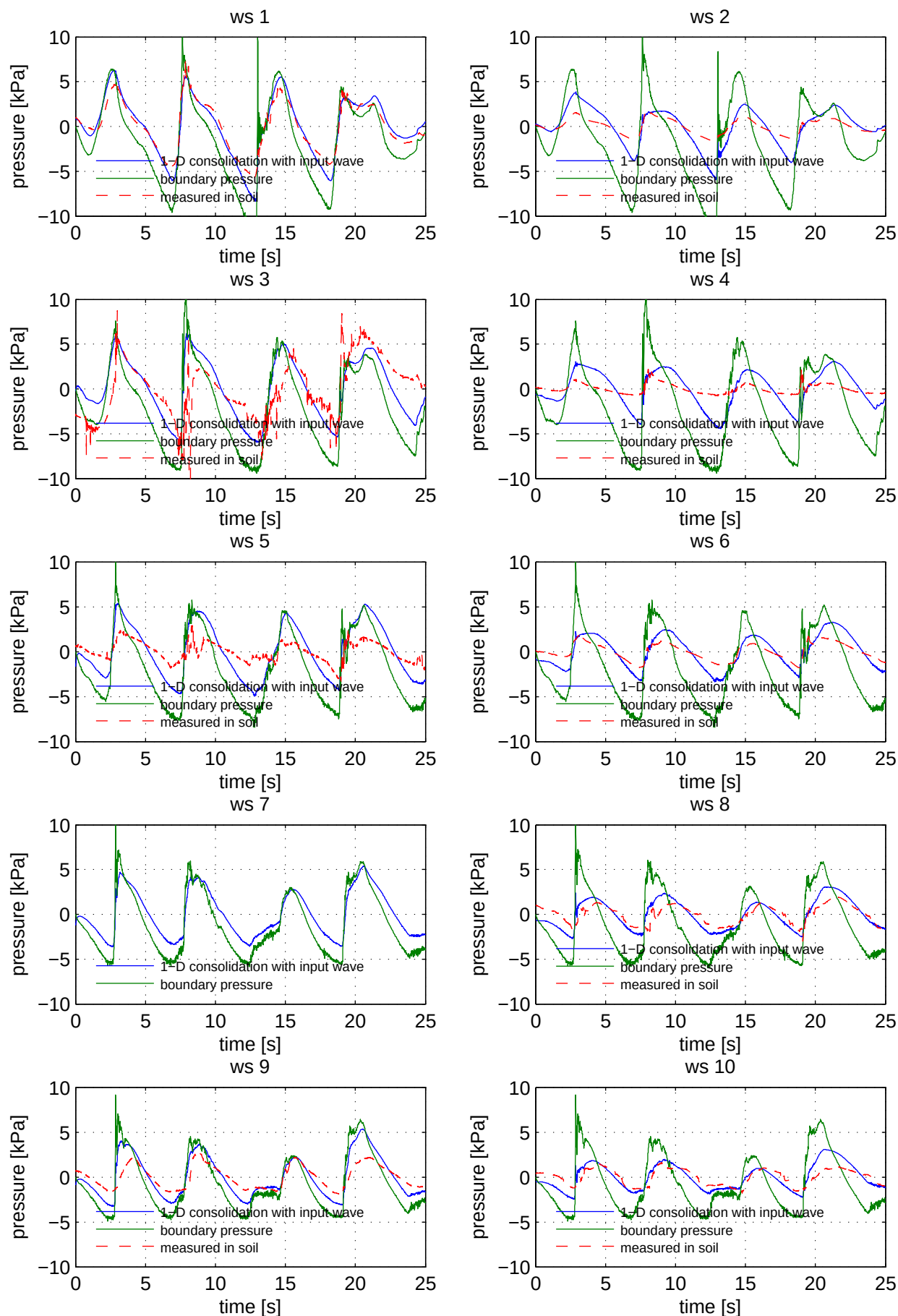
Deltagoot measurements P10

Annex.B 1.2

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-05-24	drw. prk
Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 1.1 Deltagoot measurements P10			1204200	ctr. kru
			Annex.B 1.3	form. A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

simulation: homogeneous layer with impermeable bottom
L=0.5 m, nbeta=3.08e-007 1/Pa, k=2.00e-004 m/s, E=4.00e+006 Pa

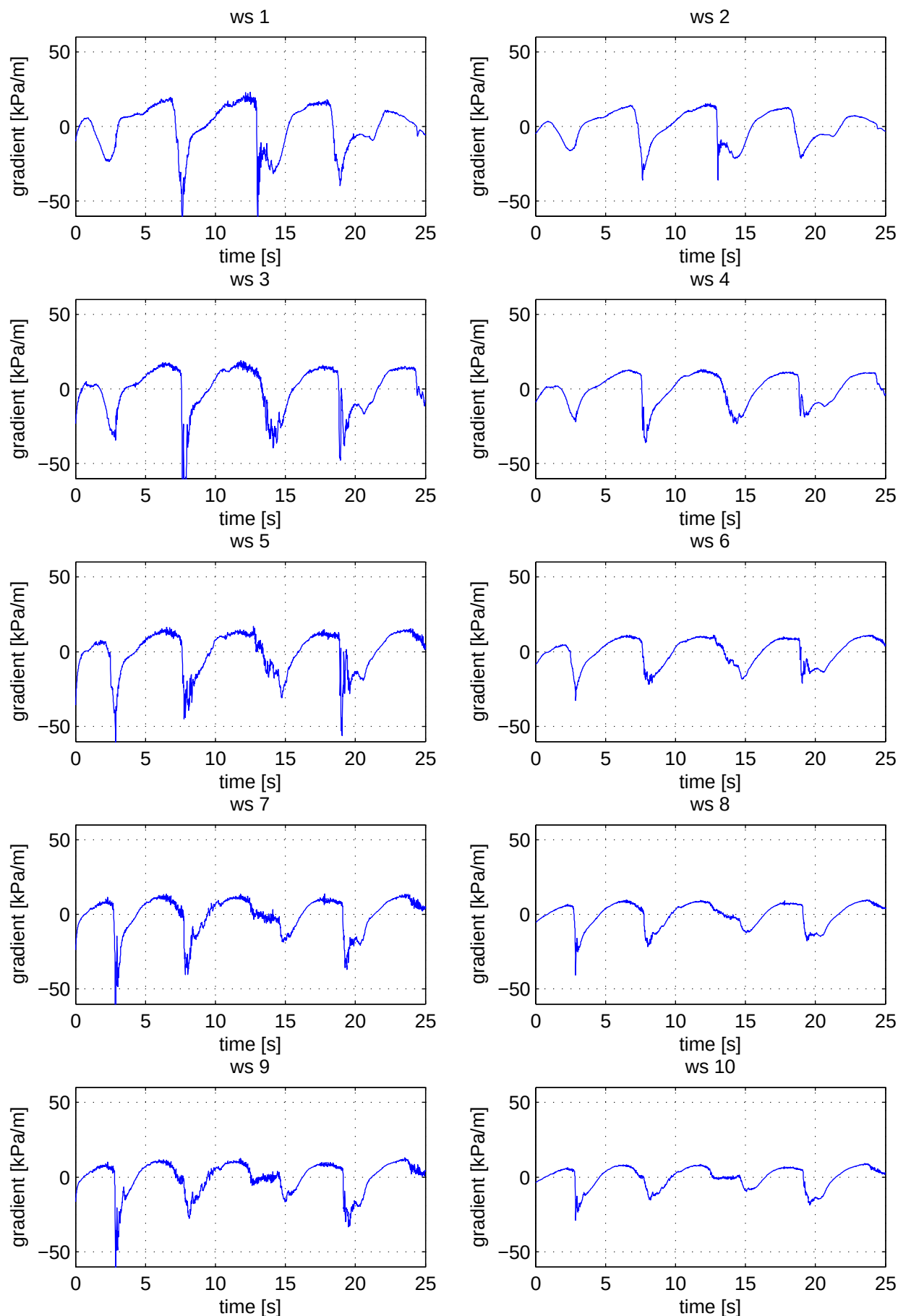
1204200

ctr.
kru

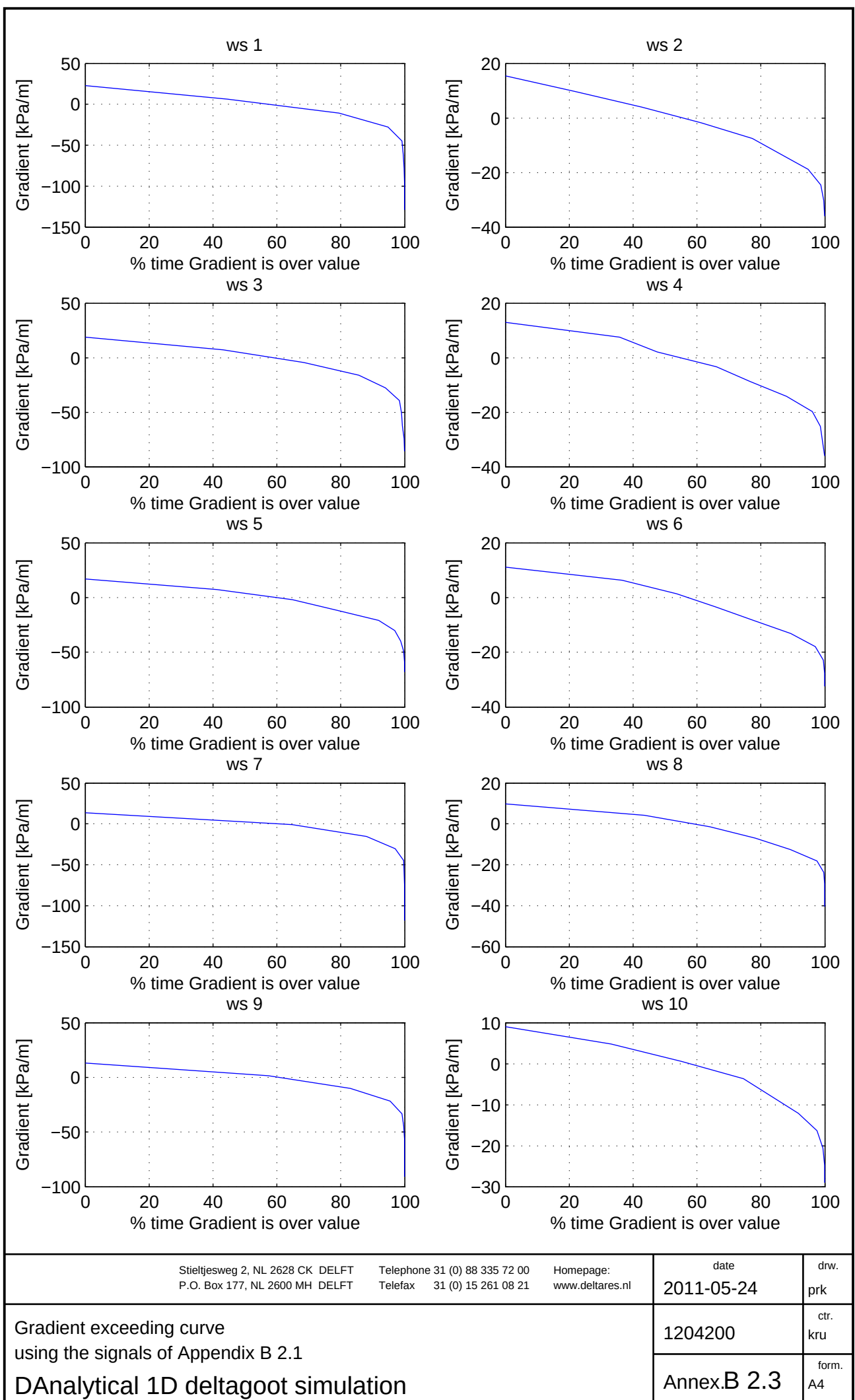
Analytical 1D deltagoot simulation

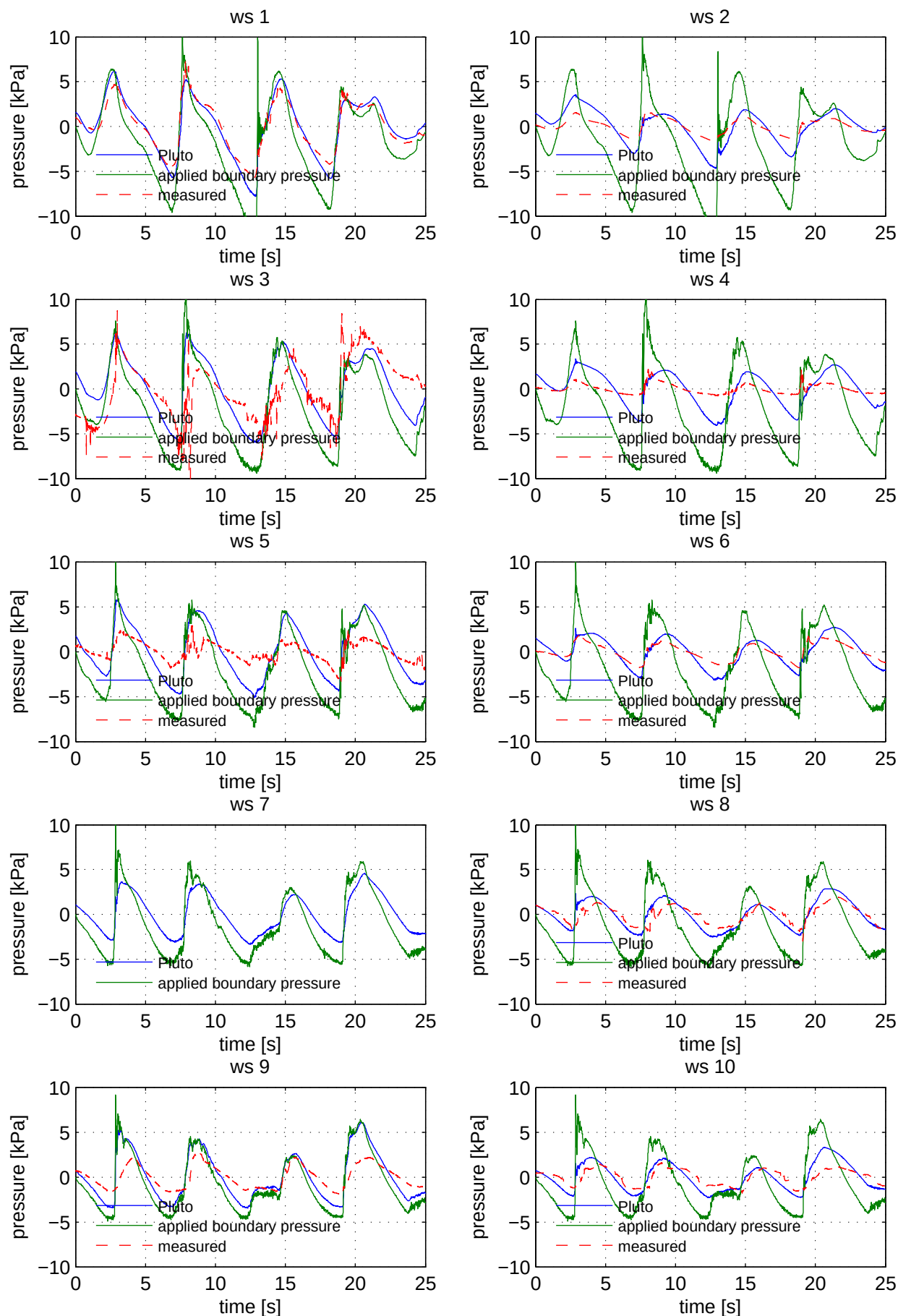
Annex.B 2.1

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT gradients of pressures between soil and surface using the calculated signals of Appendix B 2.1 Analytical 1D deltagoot simulation	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-05-24	drw. prk
	1204200			ctr. kru
	Annex.B 2.2			form. A4





Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

simulation: initial simulation based on parameters of 1D model test
L=0.5 m, nbeta=3.08e-007 1/Pa, k=2.00e-004 m/s, E=4.00e+006 Pa

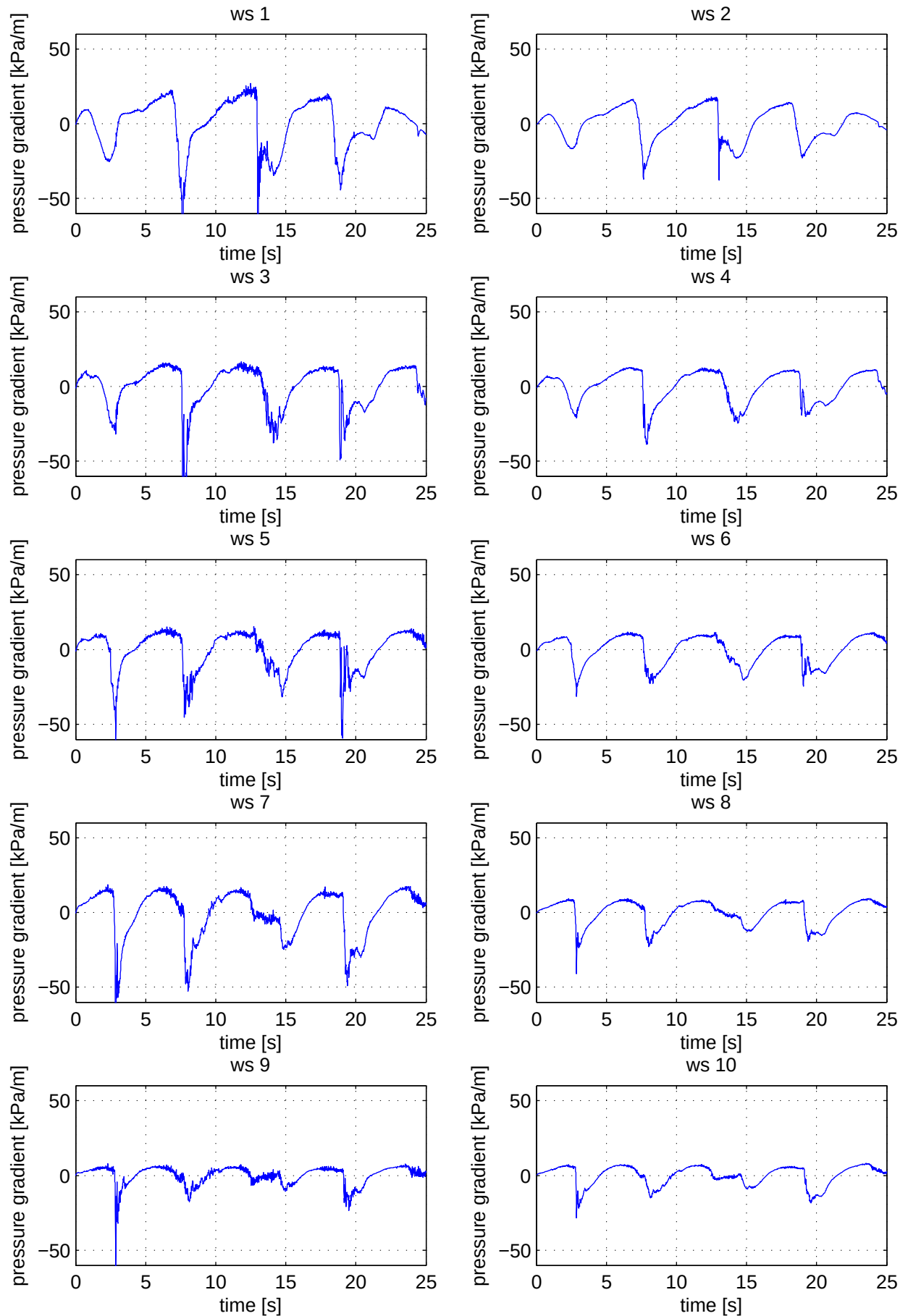
1204200

ctr.
kru

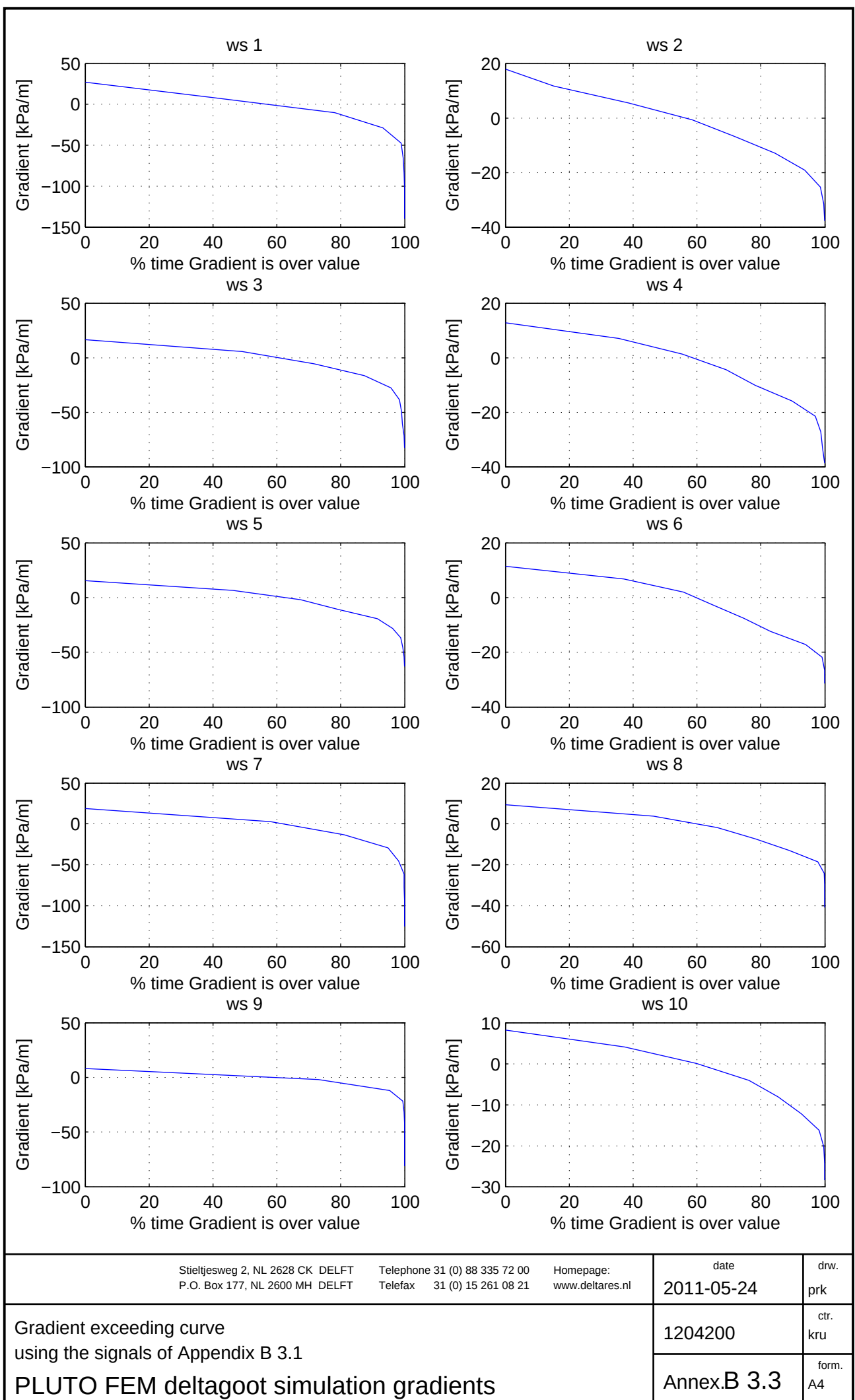
PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 3.1

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2012-04-18	drw. prk
simulation: initial simulation based on parameters of 1D model test $L=0.5$ m, $n\beta=3.08e-007$ 1/Pa, $k=2.00e-004$ m/s, $E=4.00e+006$ Pa PLUTO FEM deltagoot simulation gradients			1204200	ctr. kru
			Annex.B 3.2	form. A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

Gradient exceeding curve
using the signals of Appendix B 3.1

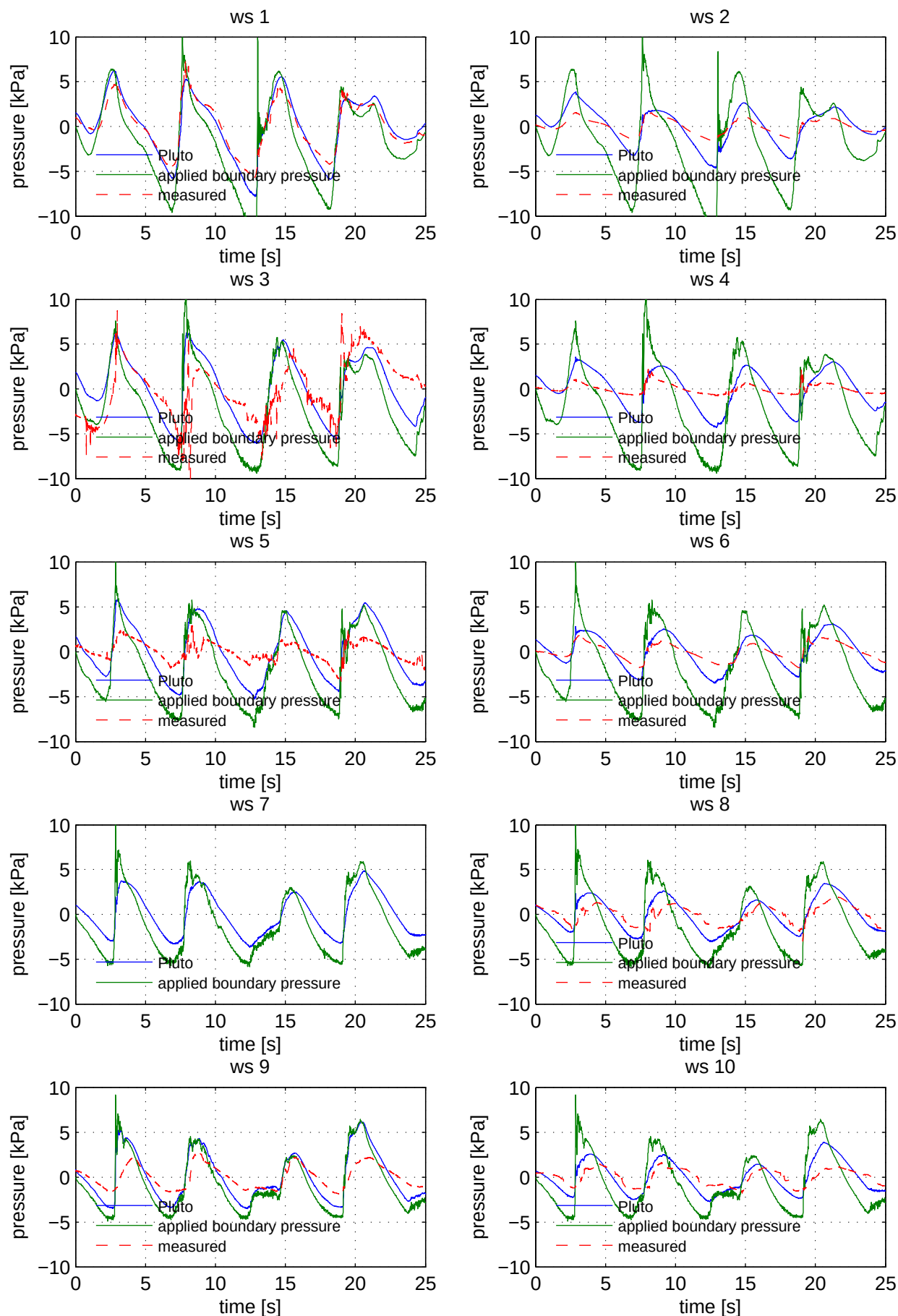
1204200

ctr.
kru

PLUTO FEM deltagoot simulation gradients

Annex.B 3.3

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

simulation: based on Appendix B3, but with permeable bottom layer
 $L=0.5$ m, $n\beta=3.08e-007$ 1/Pa, $k=2.00e-004$ m/s, $E=4.00e+006$ Pa

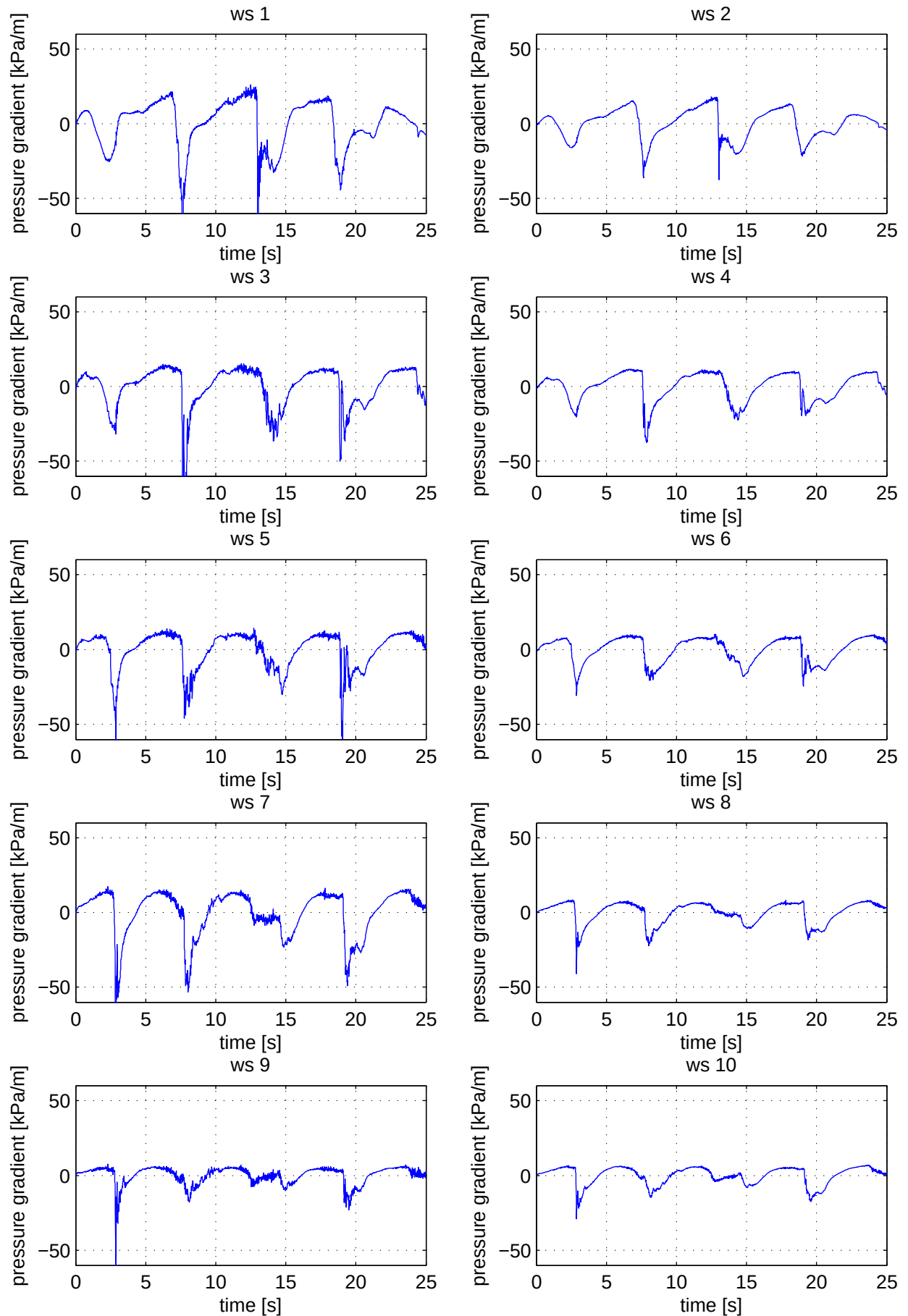
1204200

ctr.
kru

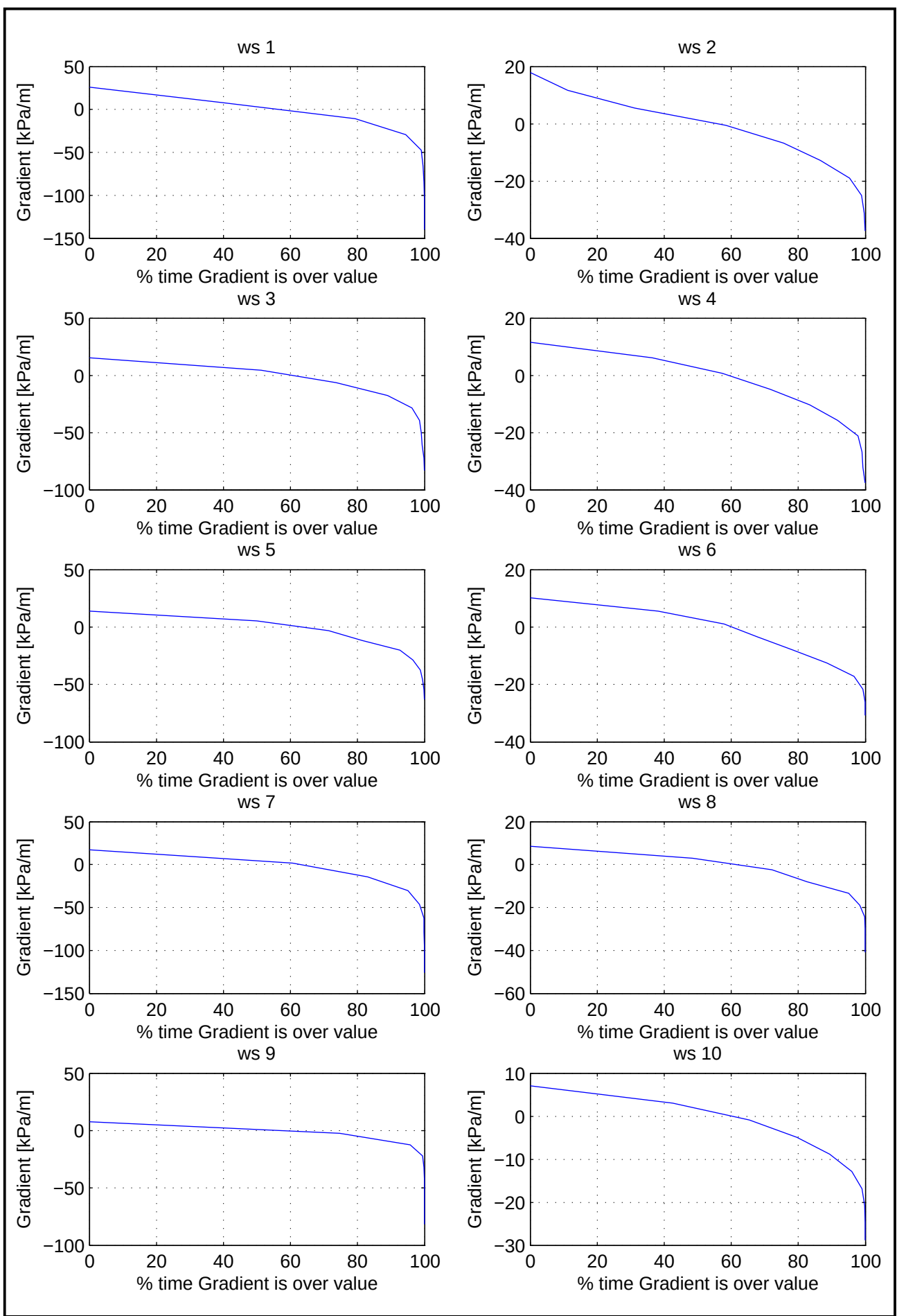
PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 4.1

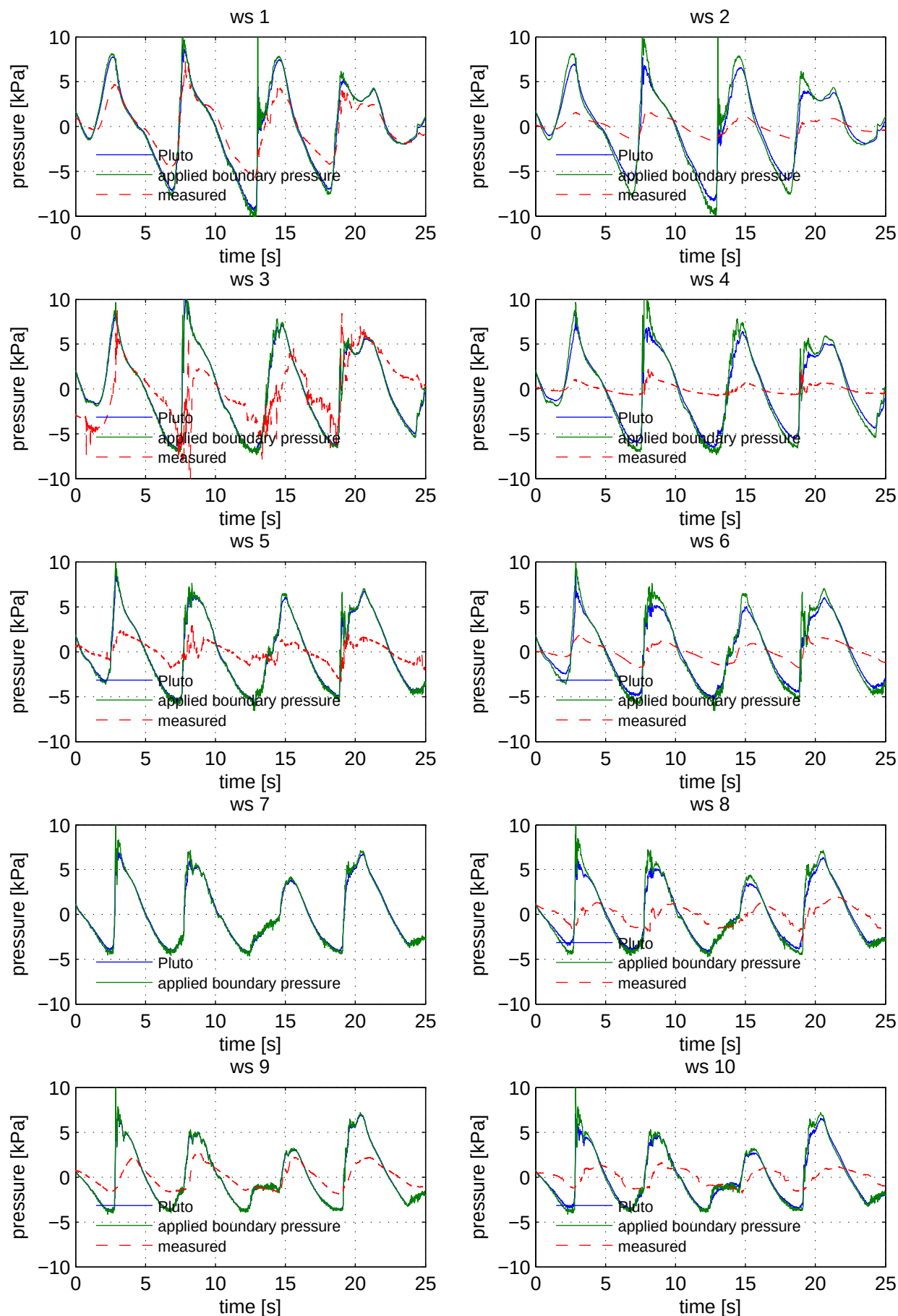
form.
A4



simulation: based on Appendix B3, but with permeable bottom layer $L=0.5$ m, $n\beta=3.08e-007$ 1/Pa, $k=2.00e-004$ m/s, $E=4.00e+006$ Pa PLUTO FEM deltagoot simulation gradients	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2012-04-18	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 4.2	form. A4



Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 4.2 PLUTO FEM deltagoot simulation gradients	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-05-24	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 4.3	form. A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

simulation: variant 1

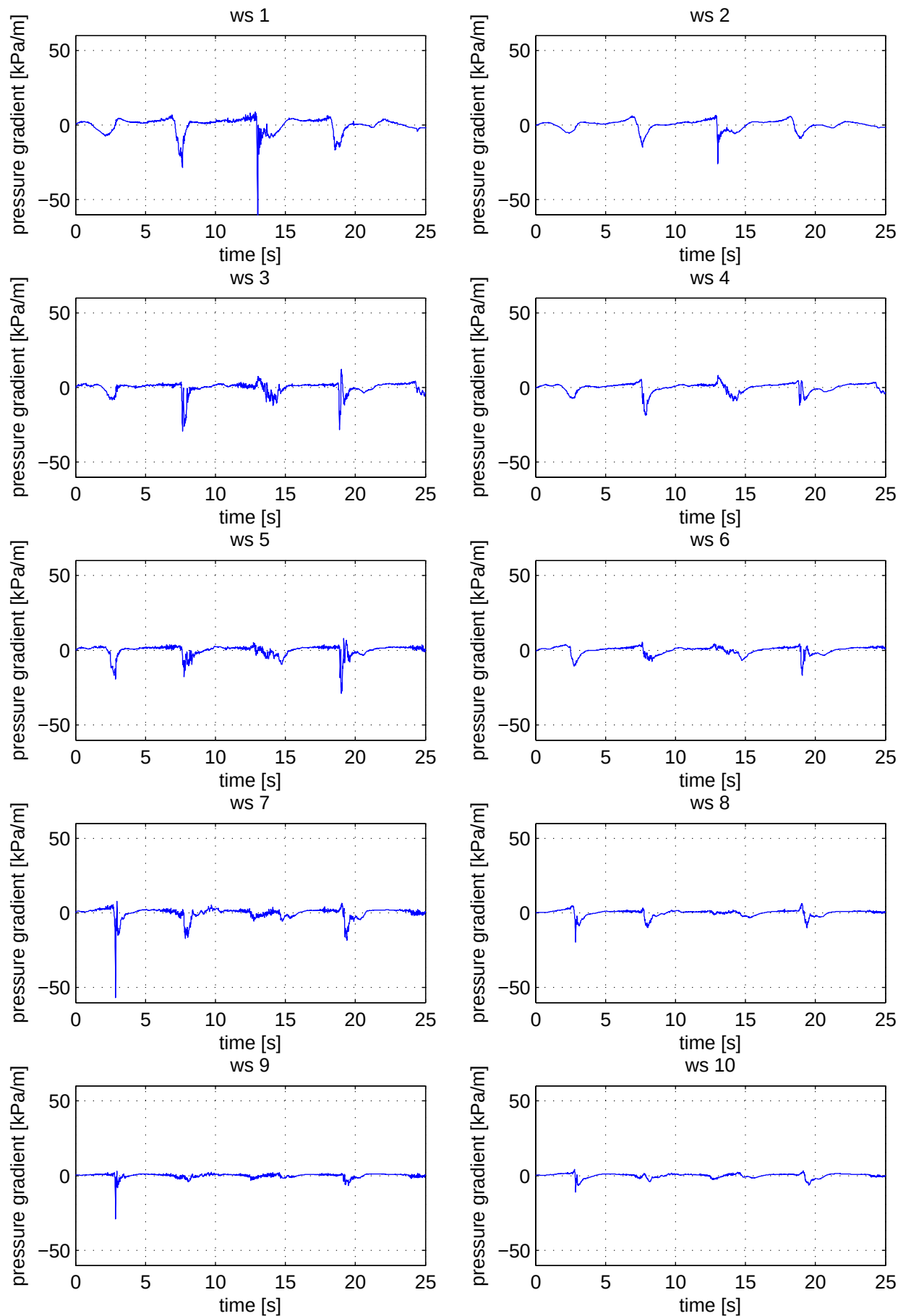
1204200

ctr.
kru

PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 5.1

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2012-04-18

drw.
prk

Gradients
using the signals of Appendix B 5.1

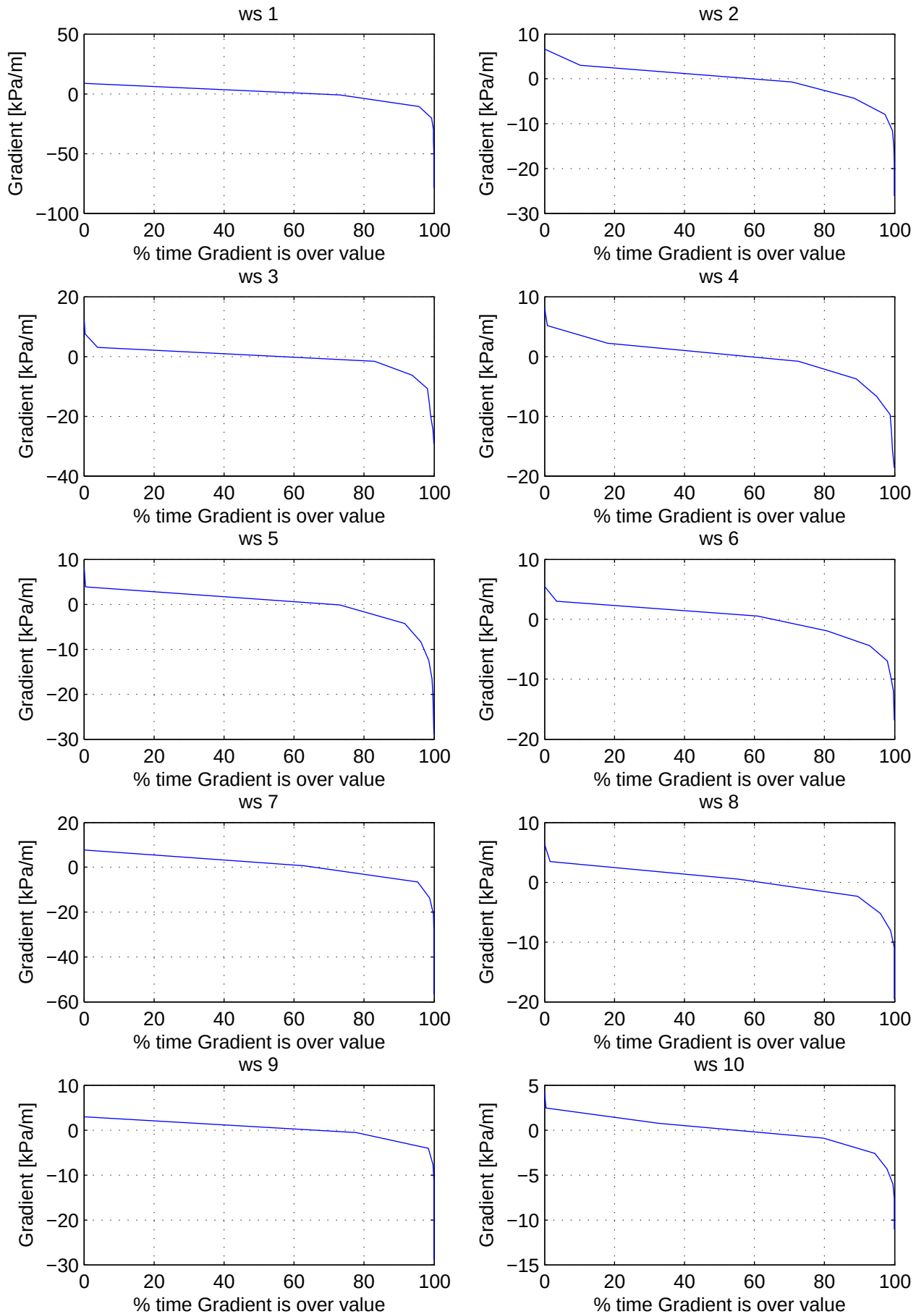
1204200

ctr.
kru

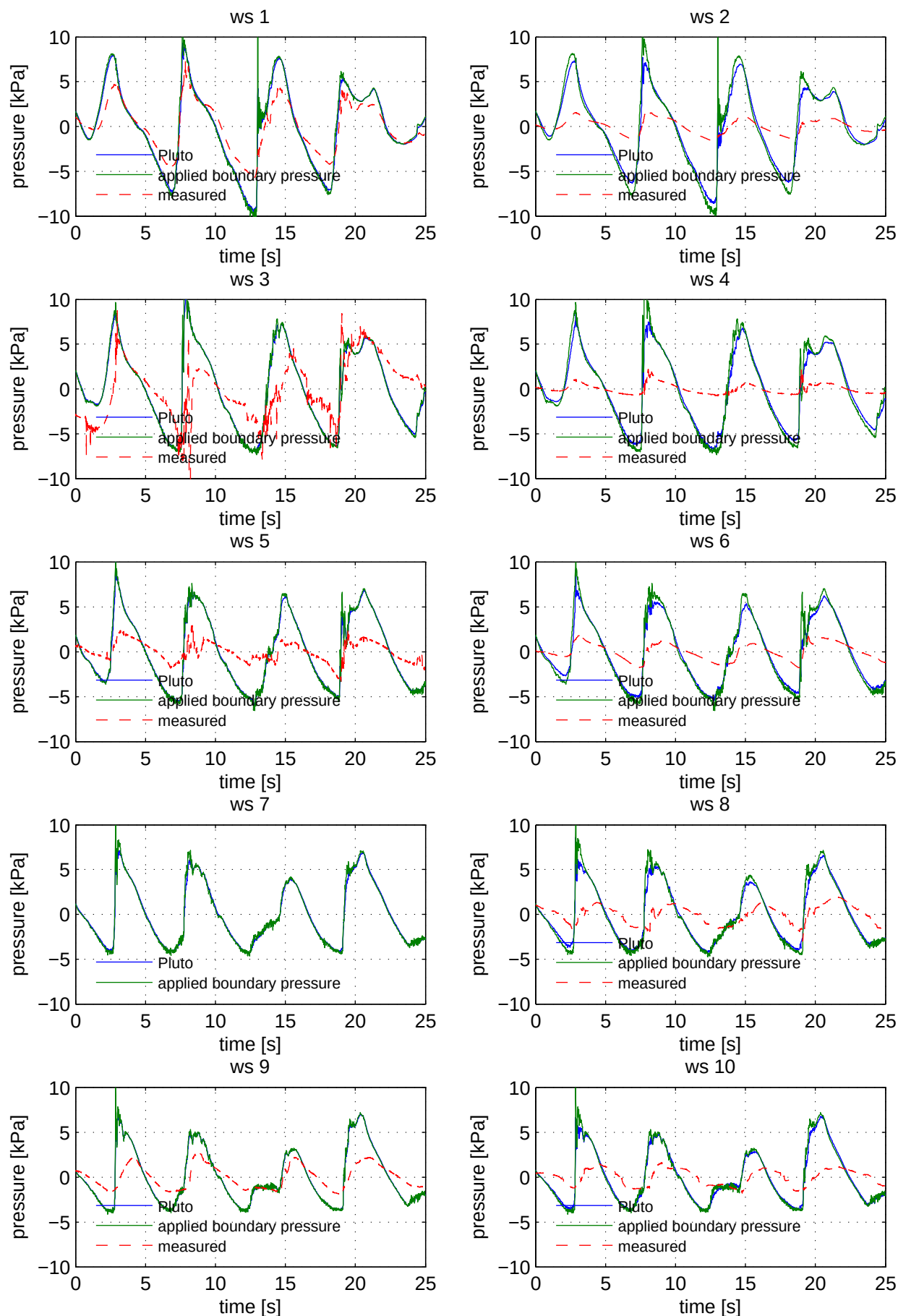
PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 5.2

form.
A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-05-24	drw. prk
Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 5.2 PLUTO FEM deltagoot simulation			1204200	ctr. kru
			Annex.B 5.3	form. A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-05-24

drw.
prk

simulation: variant 2

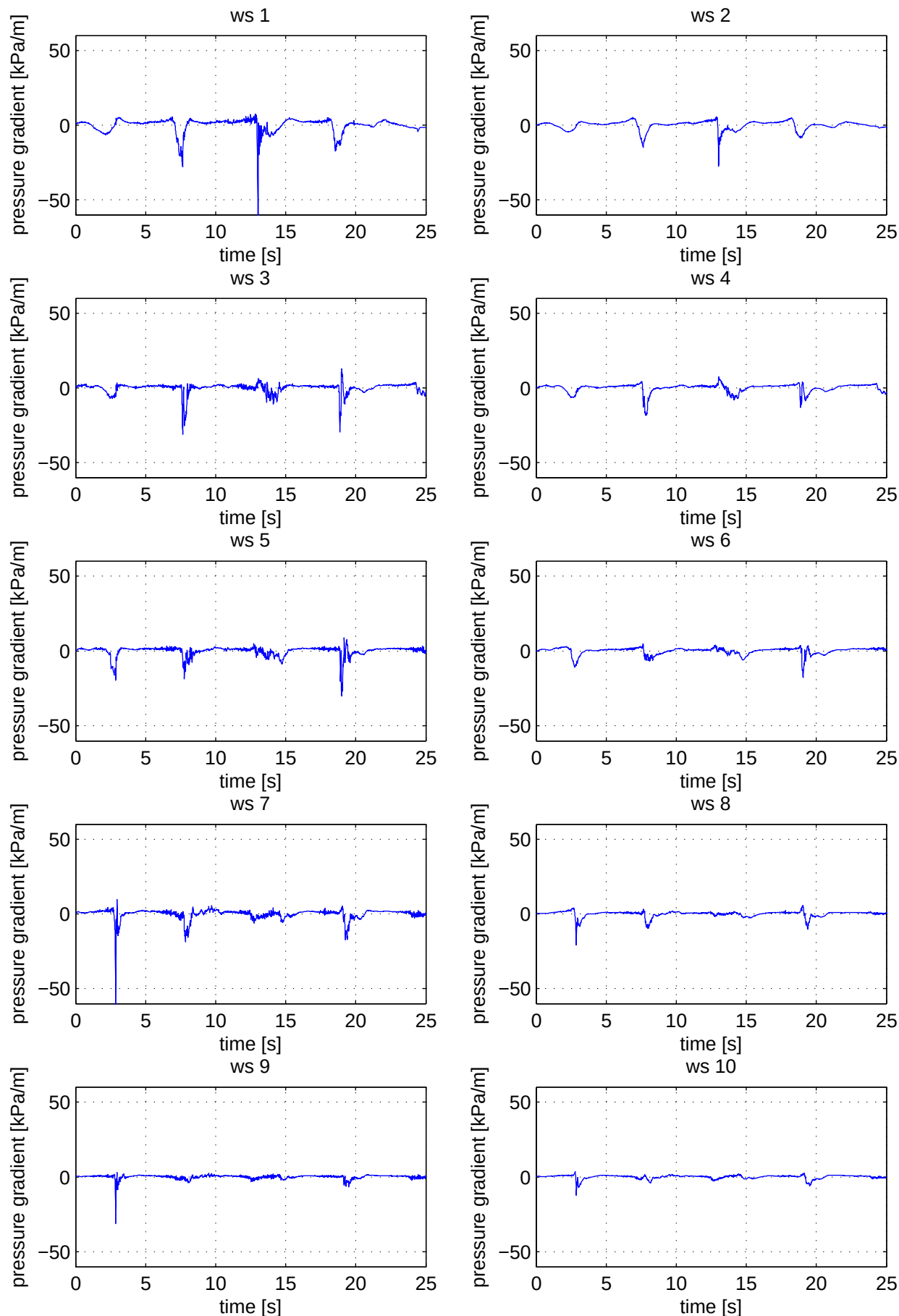
1204200

ctr.
kru

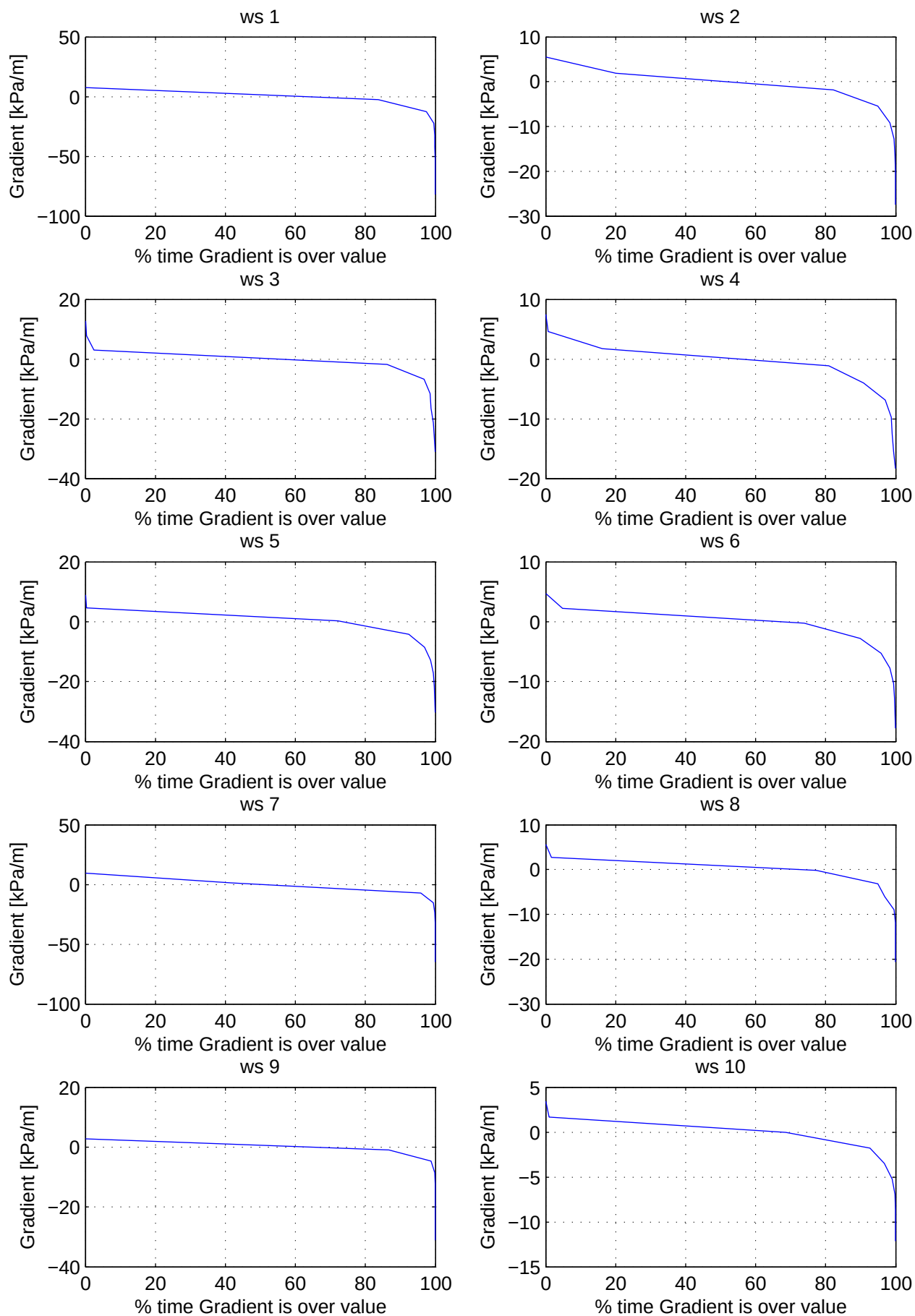
PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 6.1

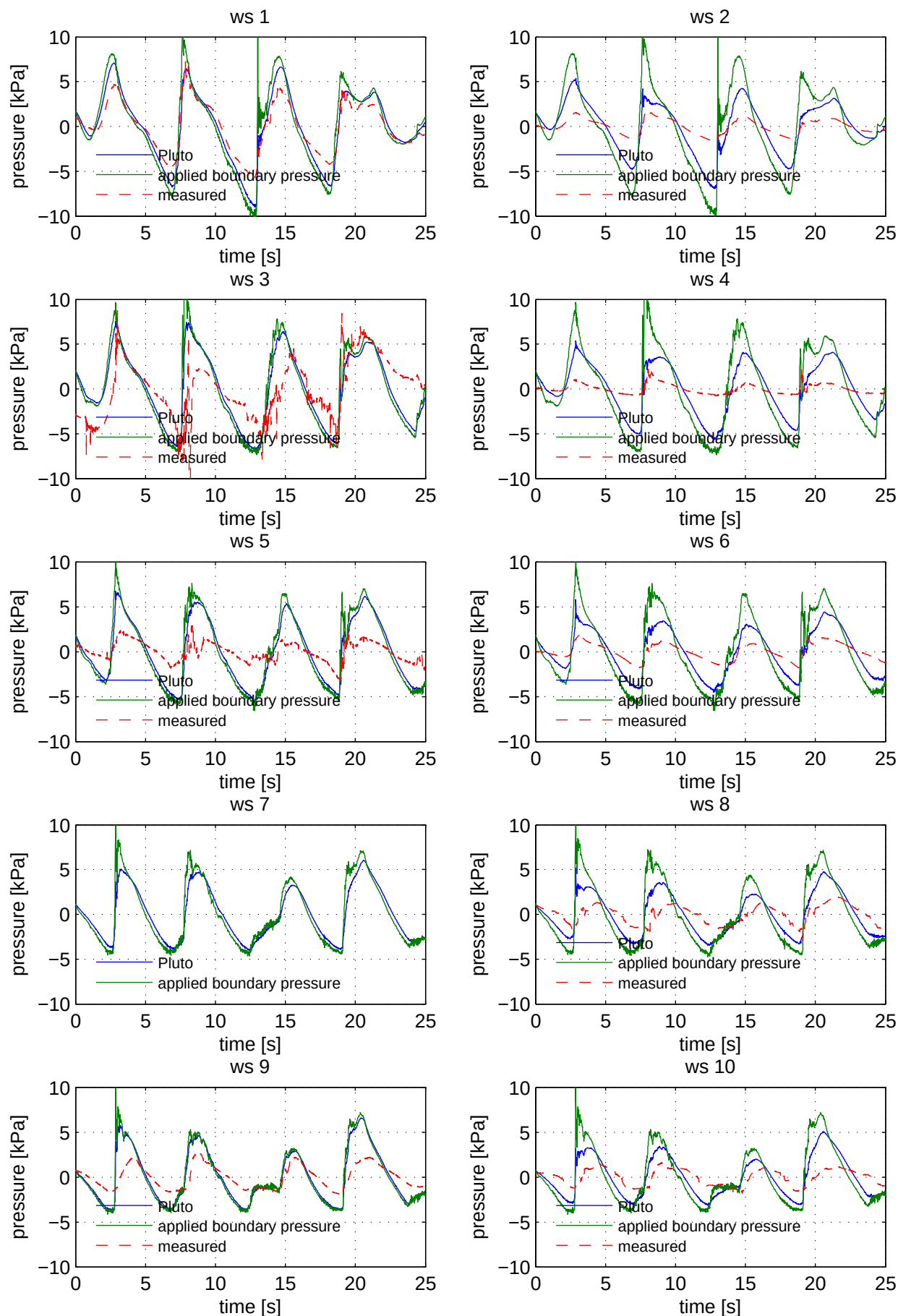
form.
A4



Gradients using the signals of Appendix B 6.1 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2012-04-18	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 6.2	form. A4



Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 6.2 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-05-24	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 6.3	form. A4



Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT
P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT

Telephone 31 (0) 88 335 72 00
Telefax 31 (0) 15 261 08 21

Homepage:
www.deltares.nl

date
2011-06-14

drw.
prk

simulation: variant 3

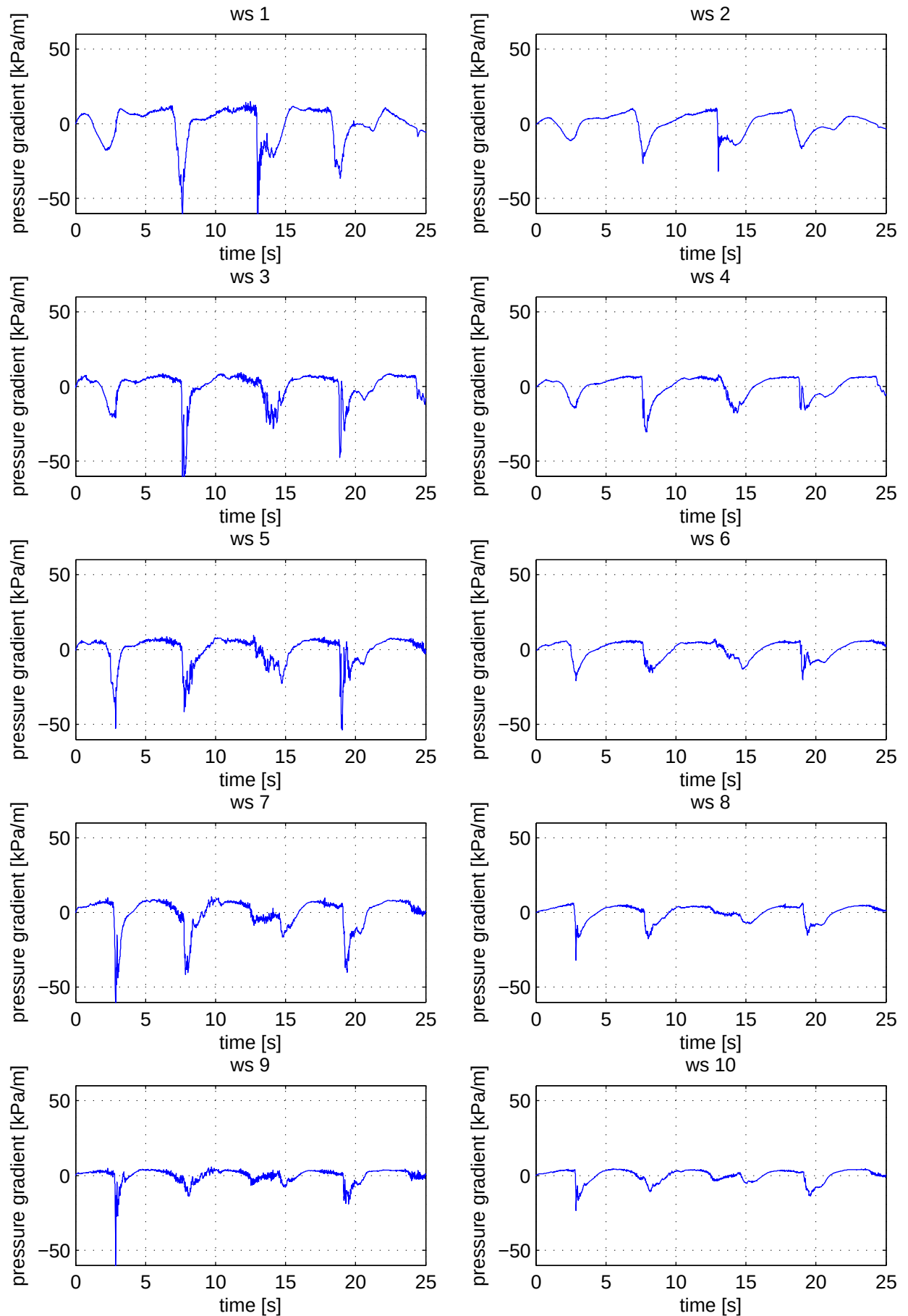
1204200

ctr.
kru

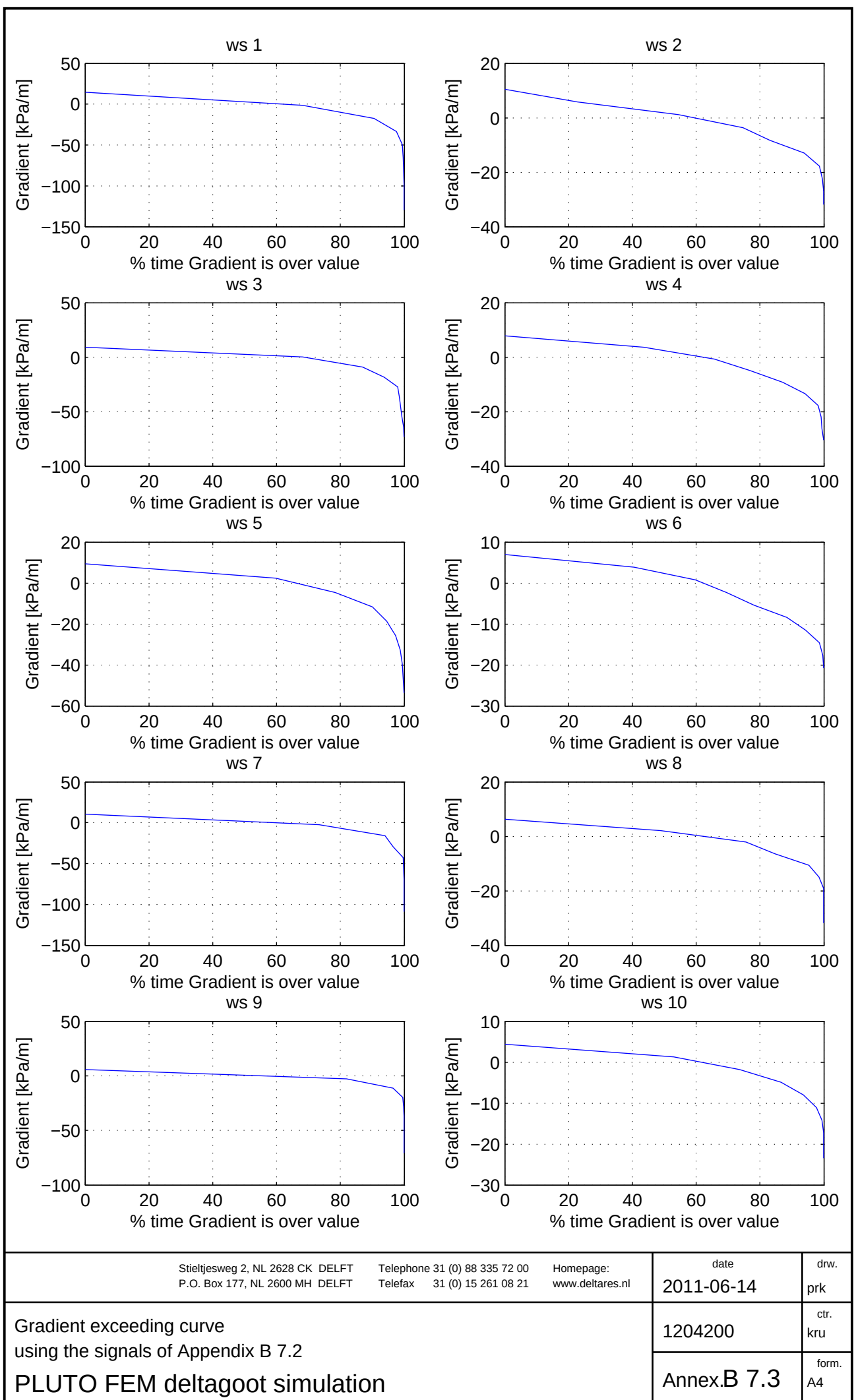
PLUTO FEM deltagoot simulation

Annex.B 7.1

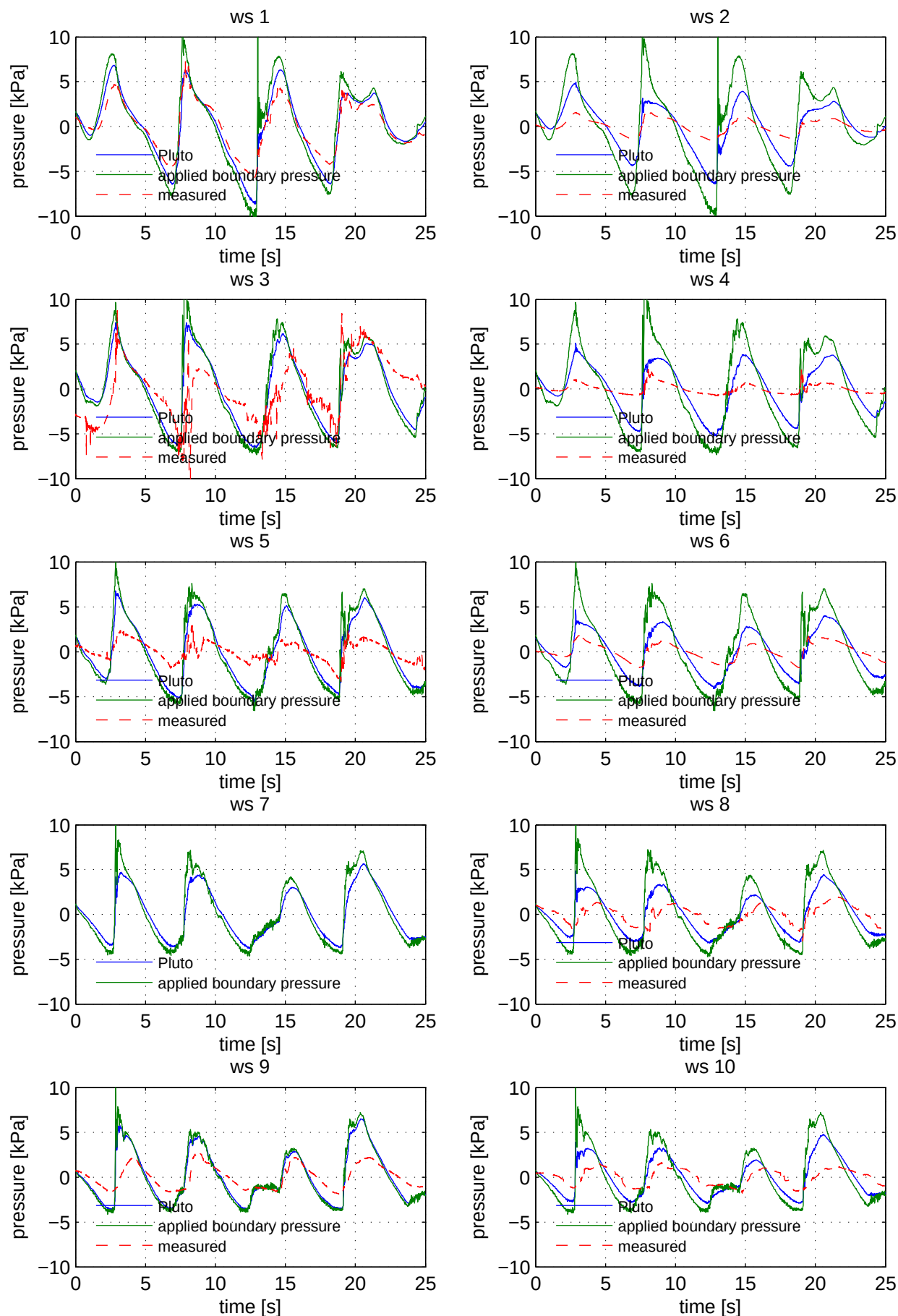
form.
A4



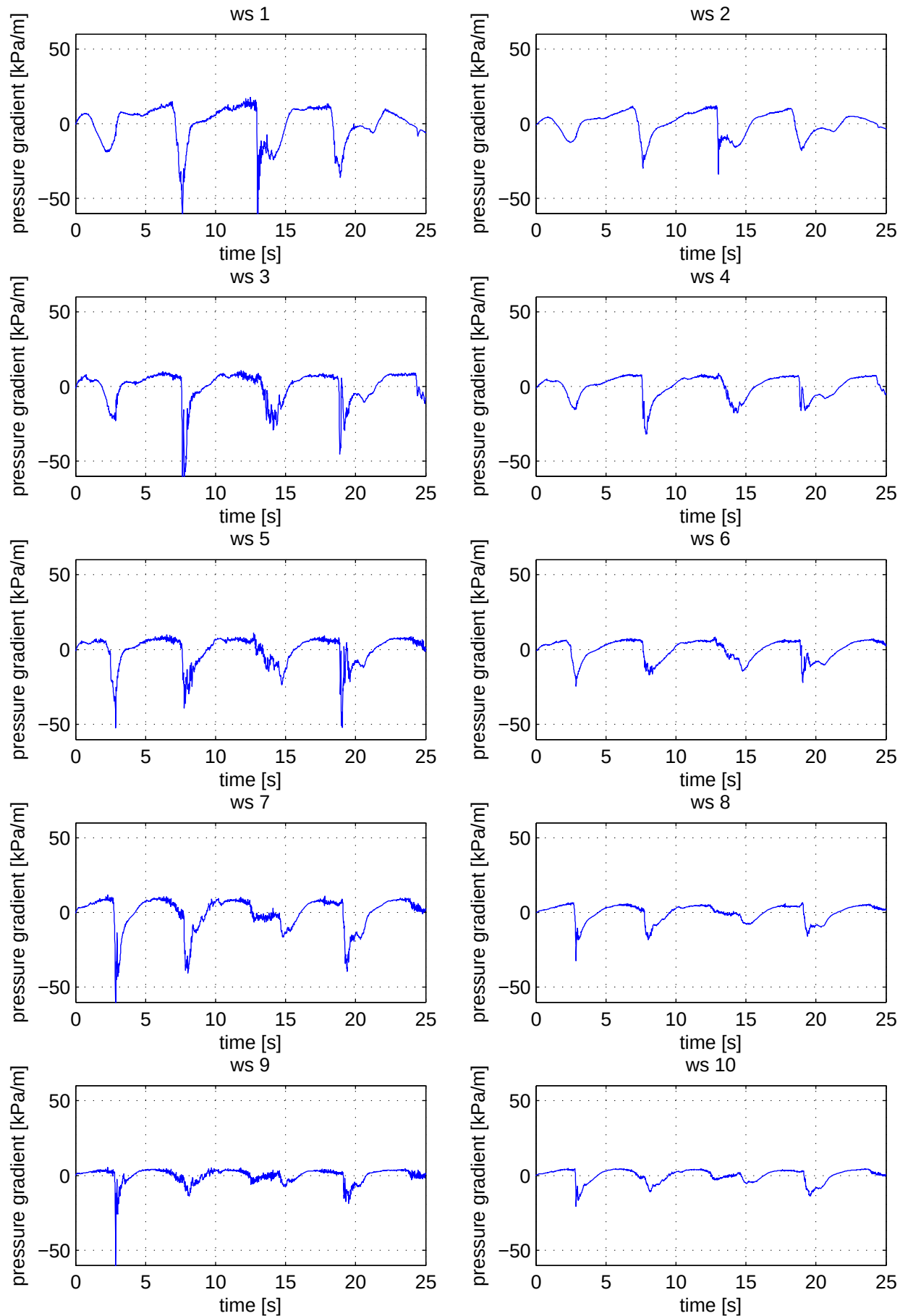
Gradients using the signals of Appendix B 7.1 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2012-04-18	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 7.2	form. A4



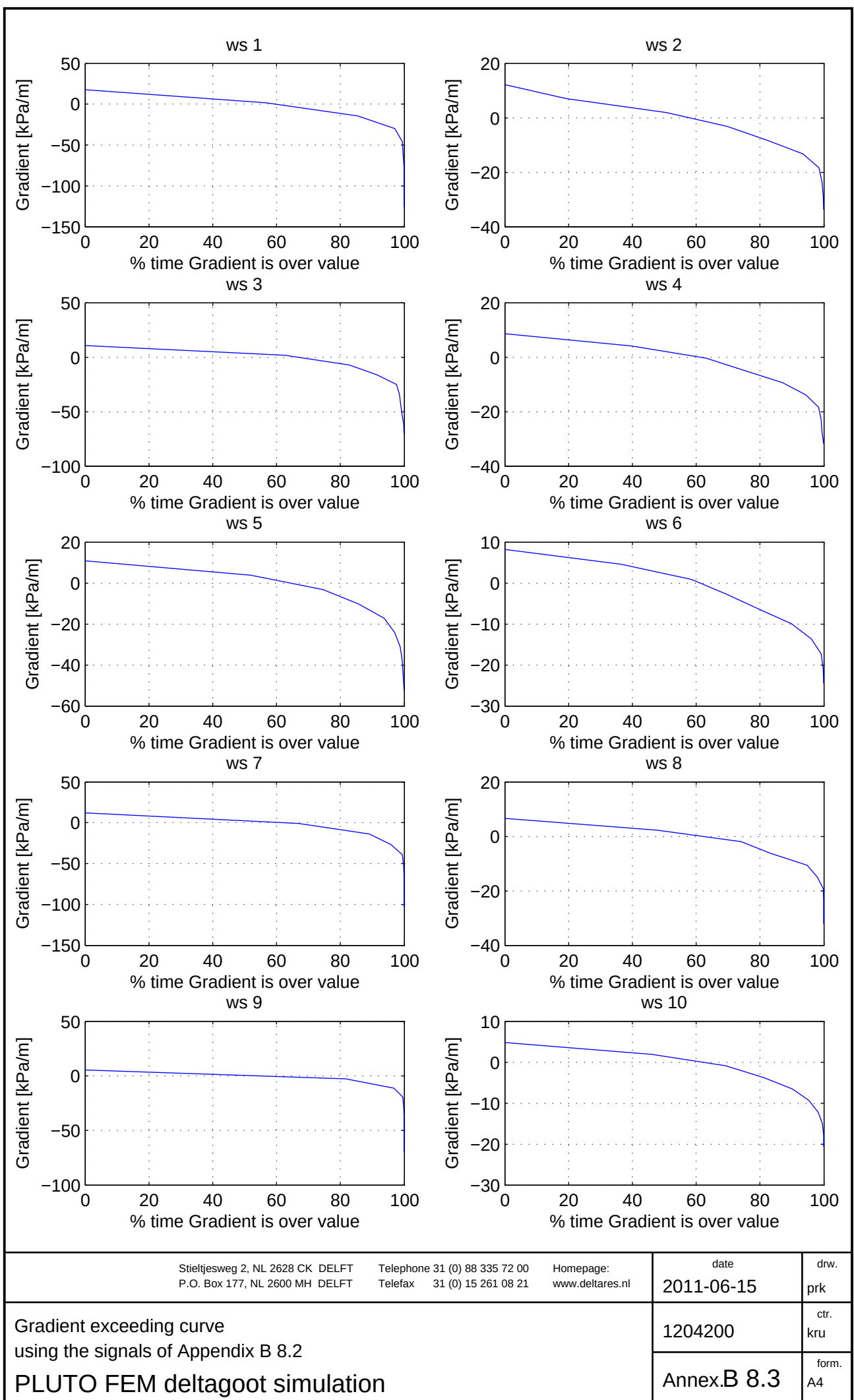
Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 7.2 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-06-14	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 7.3	form. A4



simulation: variant 4 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-06-15	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 8.1	form. A4



Gradients using the signals of Appendix B 8.1 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2012-04-18	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 8.2	form. A4



Gradient exceeding curve using the signals of Appendix B 8.2 PLUTO FEM deltagoot simulation	Stieltjesweg 2, NL 2628 CK DELFT P.O. Box 177, NL 2600 MH DELFT	Telephone 31 (0) 88 335 72 00 Telefax 31 (0) 15 261 08 21	Homepage: www.deltares.nl	date 2011-06-15	drw. prk
				1204200	ctr. kru
				Annex.B 8.3	form. A4

C Resultaten van ComFlow-berekeningen

Gijsbert Mourik

C.1 Inleiding

Tijdens een grootschalige modelproef in de Deltagoot van Deltares werd onderzoek gedaan naar het verloop van het erosieproces van een 8,5 m hoge dijk (Wolters e.a. 2011), vanaf het moment dat de eerste schade ontstond aan de aanwezige steenzetting.

Naarmate de dijk verder erodeerde, werden veranderingen geconstateerd wat betreft onder andere golfcondities, golfbreking en de erosiesnelheid. Ook over de lengte van de ontstane erosieprofielen verschilden hydraulische parameters zichtbaar als gevolg van onder andere het bodemverloop en het golfbrekingsproces. Deze verschillen werden vooral visueel waargenomen. Tijdens de reststerkteproef was het niet mogelijk om op het erosieprofiel meetinstrumenten te plaatsen, wegens de voortschrijdende erosie van het talud en een grote kans op beschadiging van de instrumenten. Het verloop van hydraulische parameters als golfhoogte, watersnelheid, debiet en druk konden daardoor niet over de volledige lengte van het profiel en in het gehele verloop van de tijd worden gemeten.

Om toch goed inzicht te krijgen in de hydraulische processen tijdens het erosieproces, en de samenhang tussen die hydraulische processen en de opgetreden erosie, is gebruik gemaakt van het numerieke simulatiemodel ComFlow. ComFlow is een programma om de stroming van viskeuze vloeistoffen met een vrij wateroppervlak in de buurt van constructies te simuleren. Een aantal in de Deltagoot gemeten erosieprofielen zijn in ComFlow ingevoerd als niet-eroderende waterdichte constructie. Hoewel het bodemprofiel in werkelijkheid erodeerde volgens een continu proces en een dynamisch karakter had, wordt de reststerkteproef in ComFlow gesimuleerd door het invoeren van een aantal opeenvolgende statische profielen. Per afzonderlijk statisch profiel simuleerde ComFlow onder andere de golfbeweging, watersnelheid, het debiet en de druk op de bodem. Het vergelijken van simulaties van opeenvolgende erosieprofielen geeft inzicht in veranderingen in de tijd.

De onderhavige bijlage geeft een uitvoerige beschrijving van de ComFlow-simulaties en de analyse van de resultaten. De analyse heeft tot doel op een kwantitatieve wijze inzicht te verkrijgen in de hydraulische processen in de loop van het erosieproces. Inzicht in de hydraulische processen kan gebruikt worden voor het verklaren van het waargenomen erosieproces.

C.2 Beschrijving ComFlow

De berekeningen zijn uitgevoerd met het numerieke rekenmodel ComFlow, versie 2.3r20.

ComFlow (Kleefsman et al., 2005) is een programma om de stroming van viskeuze vloeistoffen met een vrij wateroppervlak in de buurt van constructies te simuleren. De constructie kan een willekeurige, van tevoren opgegeven, vorm hebben en ook het vrije wateroppervlak kan gedurende de simulatie zeer verschillende configuraties aannemen. De numerieke methode in ComFlow is gebaseerd op de Navier-Stokes vergelijkingen; het vrij oppervlak wordt verplaatst met behulp van de Volume-Of-Fluid methode.

Er kan gerekend worden met een twee-fasen medium, dus lucht boven het water, of met alleen water. In dit geval is gerekend zonder lucht boven het water (met vacuüm).

Binnen het rekendomein wordt gebruik gemaakt van een onveranderlijk Cartesiaans rooster. De stromingsvariabelen, dat zijn de druk en de snelheden in de verschillende richtingen, zijn gedefinieerd op verschillende posities binnen een rekencel (staggered variables). Het rekenrooster in ComFlow loopt niet langs constructies in het domein (boundary fitted), maar constructies snijden met roosterlijnen, waardoor ter plaatse van de constructie een deel van het volume van rekencellen niet toegankelijk is voor water. Er wordt gebruik gemaakt van de cut-cell methode om deze ondoorlatende delen van een rekencel te verdisconteren.

In ComFlow worden de ruimteafgeleiden in de Navier-Stokes vergelijkingen gediscrètiseerd met behulp van de Eindige Volume-methode (Finite Volume). De discretisatie is zodanig dat de symmetrie-eigenschappen van de continue operatoren (zoals divergentie en gradiënt) behouden blijven in de discrete operatoren (Verstappen et al., 2003). Dat deze eigenschappen behouden blijven, is gunstig voor energiebehoud: er kan worden aangetoond dat energie niet kan ontstaan als gevolg van de discretisatie. En energie wordt alleen gedissipeerd door diffusie. Voor de discretisatie in de tijd wordt Forward Euler gebruikt.

In de Volume-Of-Fluid (VOF) methode wordt het vrije oppervlak verplaatst met de onderliggende stroming. De lokale positie en oriëntatie van het vrij oppervlak worden gereconstrueerd uit de verdeling van de relatieve vullingsgraad van de omliggende cellen. De ligging van het vrije oppervlak is dus nauwkeurig bepaald en als gevolg kunnen ook de drukken in de vloeistof nauwkeurig worden bepaald. In ComFlow is de VOF-methode gecombineerd met een lokale hoogtefunctie. Deze voorkomt numerieke fouten bij het verplaatsen van het vrije oppervlak, zoals druppels die onterecht losraken van het merendeel van de vloeistof.

C.3 Invoer ComFlow

Hoewel het bodemprofiel in werkelijkheid erodeerde volgens een continu proces, wordt de reststerkteproef in ComFlow gesimuleerd door het invoeren van een aantal opeenvolgende statische profielen, die tijdens de proeven werkelijk zijn ingemeten. Voor elk opeenvolgend statisch bodemprofiel voert ComFlow steeds een afzonderlijke simulatie uit. Het vergelijken van de simulaties van de opeenvolgende erosieprofielen geeft inzicht in veranderingen in de tijd.

In de opeenvolgende simulaties zijn, behalve de verschillende erosieprofielen, alle overige invoerparameters gelijk. Dit is vrijwel conform de werkelijke reststerkteproef, en het vergemakkelijkt de vergelijkbaarheid van de simulaties. De onderhavige paragraaf geeft een overzicht van de gebruikte invoergegevens.

De ComFlow-simulatie wordt uitgevoerd als 2D simulatie. Omdat ComFlow werkt met 3D rekencellen betreft een 2D-simulatie in principe een simulatie met een lengte van 1 rekencel (lengte evenwijdig aan de dijkas). De lengte van de rekencellen is gesteld op 1 m. In het vervolg van deze analyse wordt de cellengte niet steeds genoemd, tenzij nadrukkelijk anders vermeld.

Er is een numerieke golfgoot gesimuleerd met een golfgenerator op 60 m van de teen van de dijk.

C.3.1 Testsimulaties

Alvorens de uiteindelijke definitieve ComFlow-simulaties uit te voeren, werden diverse testsimulaties gedraaid, waarin met enkele invoerparameters werd gevarieerd. Het doel van de testsimulaties was te komen tot een uiteindelijke simulatie die de werkelijkheid zo goed mogelijk benadert.

De nauwkeurigheid van de testsimulaties is bepaald op basis van de gerealiseerde significante golfhoogte bij de teen van de constructie, de reflectiecoëfficiënt en de verhouding tussen de inkomende significante golfhoogte bij het golfschot ($H_{s,g}$) en bij de constructie ($H_{s,c}$). In ComFlow worden de golfhoogtes $H_{s,g}$ en $H_{s,c}$ berekend uit het golfspectrum en betreffen dus spectrale golfhoogtes (H_{m0}). In deze bijlage worden ze aangeduid als significante golfhoogte H_s . Tijdens de reststerkteproeven was de significante golfhoogte op ca 100 m van de teen van de dijk $H_s = 1,56$ à $1,63$ m. Als gevolg van energieverlies zou $H_{s,c}$ iets kleiner kunnen zijn. De reflectiecoëfficiënt was tijdens de reststerkteproeven, afhankelijk van het profiel, circa 0,20 à 0,25. In de testsimulaties werd er naar gestreefd deze waarden zo goed mogelijk te benaderen.

Tijdens de testsimulaties bleek in ComFlow teveel energieverlies op te treden tijdens de aanloop van de golven in de numerieke goot. Daardoor was $H_{s,c}$ relatief klein in verhouding met $H_{s,g}$. Daarnaast bleek ComFlow in de testsimulaties steeds een wat te hoge reflectiecoëfficiënt op te leveren, wat duidt op iets te weinig golfbreking op de constructie. In de testsimulaties wordt daarom gestreefd naar een zo hoog mogelijke golfhoogte $H_{s,c}$ en een zo laag mogelijke reflectiecoëfficiënt.

Zonder teveel van de werkelijkheid van de reststerkteproef af te wijken, werden tijdens de testsimulaties de volgende parameters gevarieerd:

- *Hogere significante golfhoogte $H_{s,g}$:*
Door een hogere significante golfhoogte $H_{s,g}$ de goot in te sturen, is $H_{s,c}$ bij de constructie ook hoger. De verhouding tussen $H_{s,g}$ en $H_{s,c}$ verandert niet noemenswaardig, maar het resulteert wel, meer conform de werkelijkheid, in een hogere golfhoogte bij de constructie. In plaats van de tijdens de reststerkteproef gebruikte $H_{s,g} = 1,6$ m, is in de uiteindelijke ComFlow simulatie gewerkt met $H_{s,g} = 1,65$ m. Een nog hogere golfhoogte $H_{s,g}$ zou wellicht een nog iets hogere golfhoogte bij de constructie kunnen geven, maar dat is niet toegepast, omdat bij een te hoge golfhoogte in de numerieke goot teveel golfbreking zal optreden.
- *Fijnere roosterresolutie:*
Hoe fijner de roosterresolutie waarmee ComFlow de simulatie uitvoert, des te nauwkeuriger zijn de resultaten. De rekentijd en hoeveelheid uitvoerdata neemt echter aanzienlijk toe naarmate het rooster fijner is. In eerste instantie is een testsimulatie uitgevoerd waarin ComFlow rekende met rekencellen van (breedte x hoogte =) $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$. Dat bleek te grof, waarna het rooster is verfijnd tot cellen van $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$. Dat gaf nauwkeurigere resultaten. Een aanvullende testsimulatie met een nog fijner rooster gaf geen significant nauwkeurigere resultaten, terwijl de rekentijd sterk toenam. Om de rekentijd niet teveel te laten oplopen, is in de uiteindelijke simulatie gerekend met rekencellen van $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$. Met die roosterresolutie is de rekentijd van de uiteindelijke simulatie circa 140 uur per doorgerekend erosieprofiel. Doordat de verschillende profielen parallel doorgerekend zijn, waren voor de in paragraaf C.3.2 genoemde profielen 6 computers gedurende 6 dagen benodigd.

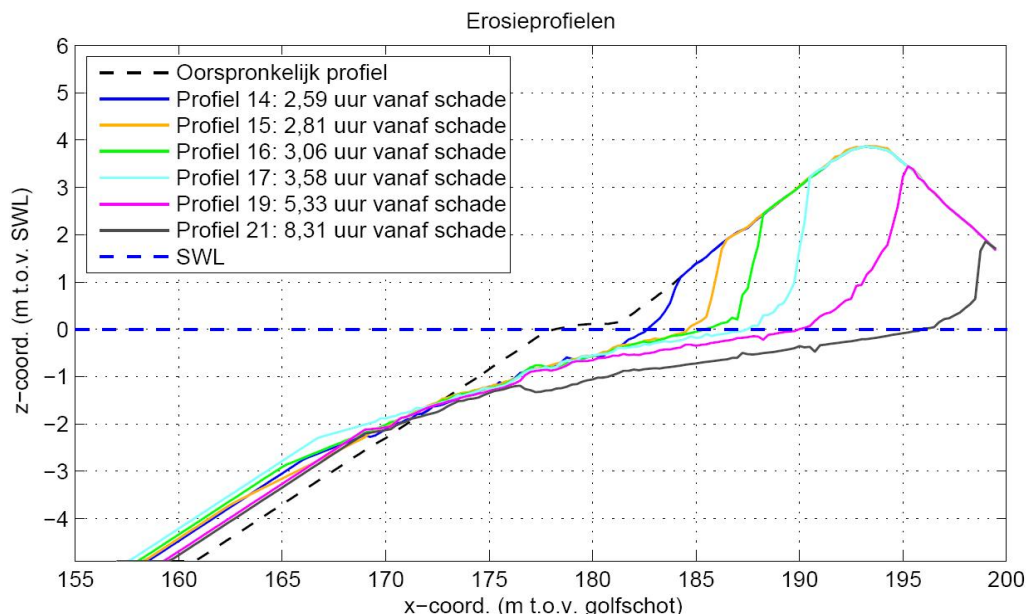
- *Niveau gootbodem:*

Tijdens de reststerkteproef lag de stilwaterlijn 4,7 m boven de gootbodem. Een waterdiepte van 4,7 m leverde in een testsimulatie echter een te groot verschil op tussen $H_{s,g}$ en $H_{s,c}$. Omdat $H_{s,c}$, die uit die testsimulatie volgde, naar verwachting circa 0,1 m hoger zou moeten zijn, is de gootbodem $2 \cdot 0,1 = 0,2$ m verlaagd (dus nieuw bodemniveau = SWL-4,9m). Helaas gaf dit slechts enkele centimeters hogere $H_{s,c}$. Een verdere bodemverlaging geeft naar verwachting een nog hogere $H_{s,c}$, maar is niet uitgevoerd om niet teveel van de werkelijke geometrie af te wijken.

Bij gebruik van de genoemde aanpassingen en optimalisaties volgt uit de uiteindelijke ComFlow simulatie dat gemiddeld $H_{s,c} = 1,4$ m. De reflectiecoëfficiënt is gemiddeld 0,34. Doordat de golfhoogte wat kleiner is dan in de Deltagoot, terwijl de golfperiode hetzelfde is, is de golfsteilheid in de ComFlow-simulatie wat kleiner. Dat verklaart ongeveer een derde van het verschil in de reflectiecoëfficiënt.

C.3.2 Erosieprofielen

Vanaf het moment dat schade aan de steenzetting ontstond, werd de proef in de Deltagoot 13 keer stilgelegd om het profiel in te meten. Per keer werd het profiel over 4 raaien ingemeten, in de lengterichting van de goot. Het gemiddelde van die 4 raaien is aangehouden als erosieprofiel op dat tijdstip in de proef.



Figuur C.1 Grafische weergave van gebruikte erosieprofielen in ComFlow simulatie.

Om de analyse niet onnodig gecompliceerd te maken en om de resultaten overzichtelijk te houden, is voor de ComFlow simulaties uitsluitend een selectie gebruikt van 6 profielen: namelijk die van na proeven 14, 15, 16, 17, 19 en 21. Zie Figuur C.1 voor een grafische weergaven van deze profielen. Op de horizontale as staat de x-coördinaat in m t.o.v. het golfshot. De verticale as geeft de z-coördinaat in m t.o.v. de stilwaterlijn (SWL).

Het niveau van de erosieprofielen is tijdens de reststerkteproef ingemeten voor elke 0,01 m op de horizontale as. Dit is uitgedund tot meetpunten om de 0,25 m. Dit heeft geen significante invloed op de resultaten van de simulatie.

Elk profiel is geplot met een identieke kleur. In analysegrafieken in het vervolg van de onderhavige bijlage worden deze identieke kleuren ook gebruikt om aan te duiden op welk profiel de betreffende resultaten betrekking hebben. Figuur C.1 geeft tevens het oorspronkelijke profiel van de dijk (zwarte stippellijn).

Tijdens de reststerkteproef startten de profielmetingen steeds vanaf $x = 169$ m, terwijl de teen van de constructie vele meters dichtbij het golfschot begon. De profielen van de teen zijn dus niet exact bekend. Omdat in ComFlow invoering van de teen wel noodzakelijk is, is per profiel een schatting gemaakt van het teenprofiel (voor $x < 169$ m). De schatting van het teenprofiel wordt onderstaand toegelicht aan de hand van Figuur C.2 en Tabel C.1.

De globale vorm van het teenprofiel kan worden afgeleid uit foto's van de teen, en op basis van waarnemingen tijdens de proef: het erosieprofiel van de teen ligt hoger dan het oorspronkelijke profiel, en lijkt grotendeels parallel te lopen aan het oorspronkelijke teenprofiel. Het onderste deel van het profiel is als volgt gekozen: deel 1 loopt van de bodem parallel aan oorspronkelijk teenprofiel en deel 2 is een overgang tussen deel 1 en het ingemeten profiel.

Geschat profiel, deel 1:

De ligging van deel 1 van het profiel is afhankelijk van de hoeveelheid geërodeerd materiaal dat vanuit de dijk op de teen terecht is gekomen. Aangenomen wordt dat die laag steeds dikker wordt, naarmate de proef verloopt en er meer materiaal uit de dijk erodeert.

Er zit echter een bovengrens aan die laagdikte: wanneer een laagdikte van ongeveer 1,0 m bereikt was, werd de laag vrijwel geheel verwijderd, totdat de teen ongeveer weer gelijk was aan het oorspronkelijke teenprofiel. De laag werd afgegraven na proef 18 en na proef 21. Er is aangenomen dat de laagdikte evenredig toeneemt van 0,0 m aan het begin van de proef of vanaf het moment van afgraven tot een dikte van 1,0 m op het moment van afgraven. Op basis van deze aanname is per profiel een schatting gemaakt van de laagdikte die aanwezig zou zijn op basis van het relatieve tijdstip ten opzichte van het moment van afgraven. Deze laagdikte staat loodrecht op het talud en wordt aangeduid als l_1 . De loodrechte laagdikte wordt vervolgens omgerekend naar een verticale laagdikte l_2 , volgens de formule: $l_2 = l_1 / \cos\alpha$.

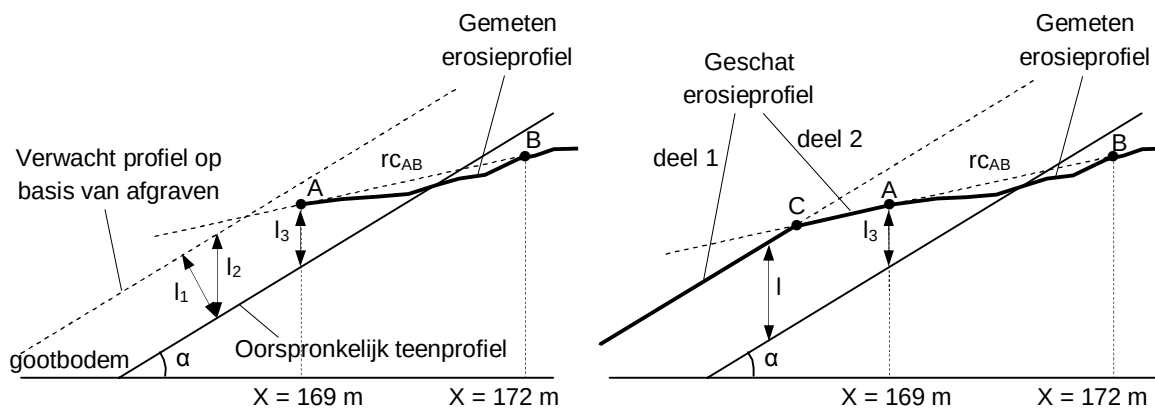
Daarnaast heeft de laagdikte ook een ondergrens. Aangenomen wordt dat de laagdikte minimaal de dikte l_3 heeft die bij $x = 169$ m werd gemeten.

De verticale dikte l van deel 1 wordt tenslotte bepaald met: $l = \max(l_2 ; l_3)$.

Geschat profiel, deel 2:

Deel 2 wordt geschematiseerd als het verlengde van de lijn door de punten A (bij $x = 169$ m) en B (bij $x = 172$ m). Punt A is het meest zeewaarts ingemeten punt. Er is gekozen voor B bij $x = 172$, omdat een grotere afstand tussen A en B een te horizontale lijn geeft, en omdat bij een kleinere afstand eventuele lokale niveauverschillen teveel invloed hebben op de schematisatie.

De geschatte profieldelen 1 en 2 snijden elkaar in punt C (zie Figuur C.2).



Figuur C.2 Werkwijze schatting erosieprofiel bij teen (schematische weergave); links: bepaling I_1 , I_2 , I_3 en rc_{AB} ; rechts: geschatte profielf delen 1 en 2 op basis van I en rc_{AB} .

In Figuur C.2 is:

- I_1 = laagdikte op basis van afgraven, loodrecht op talud (m)
- I_2 = laagdikte op basis van afgraven, verticaal (m)
- I_3 = gemeten laagdikte bij $x = 169$ m, verticaal (m)
- I = geschatte laagdikte, verticaal (m)
- rc_{AB} = lijn met richtingscoëfficiënt van profiel tussen A en B
- A = gemeten profiel bij $x = 169$ m
- B = gemeten profiel bij $x = 172$ m
- C = geschat profiel op snijpunt van lijn rc_{AB} en (niveau oorspronkelijk profiel+ I)

Tabel C.1 geeft van de in ComFlow gebruikte profielen op welke tijdstippen de profielen zijn ingemeten na het ontstaan van de eerste schade aan de steenzetting, de waarden I_1 , I_2 , I_3 , I en de richtingscoëfficiënt rc_{AB} van de lijn door A en B.

Profiel	Tijdstip na schade	I_1 (m)	I_2 (m)	I_3 (m)	I (m)	rc_{AB} (-)
14	2,59 uur	0,63	0,66	0,32	0,66	0,172
15	2,81 uur	0,68	0,71	0,27	0,71	0,218
16	3,06 uur	0,76	0,79	0,37	0,79	0,178
17	3,58 uur	0,88	0,92	0,54	0,92	0,124
19	5,33 uur	0,29	0,30	0,43	0,43	0,154
21	8,31 uur	0,00	0,00	0,36	0,36	0,132

Tabel C.1 Overzicht waarden t.b.v. schatting erosieprofiel bij teen

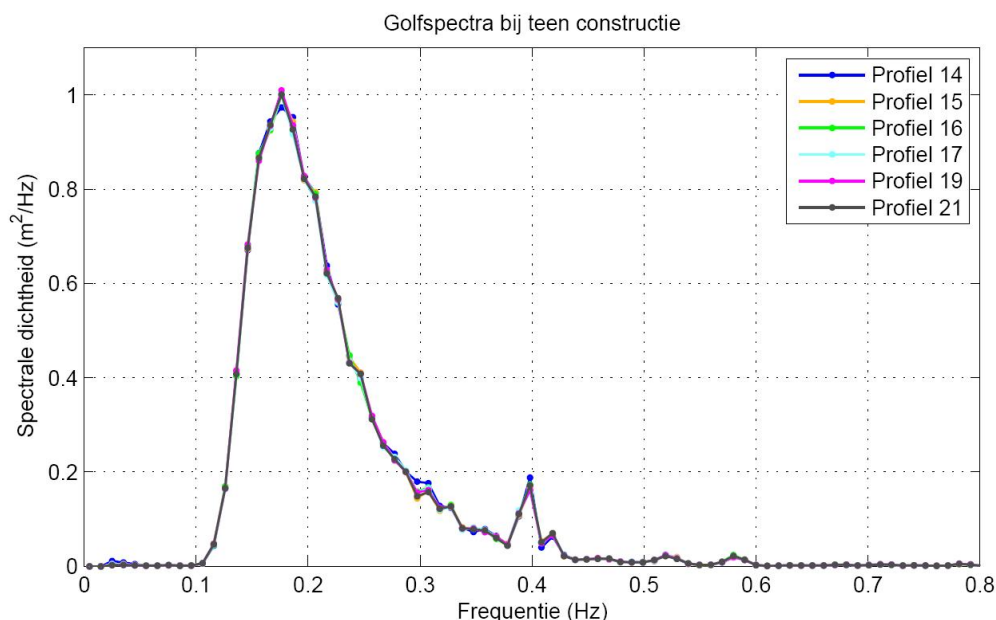
Opgemerkt wordt dat de gootbodem in de simulatie ligt op SWL-4,9m. Dat is 0,20 m lager dan het werkelijk bodemniveau (SWL-4,7m). Zie paragraaf C.3.1 voor de toelichting daarop.

C.3.3 Golfspectrum

De ComFlow simulaties zijn uitgevoerd met een Pierson-Moskowitz golfspectrum. Dit type golfspectrum is ook gebruikt tijdens de reststerkteproef. Het spectrum wordt gekarakteriseerd door de volgende parameters:

$$T_p = 5,7 \text{ s}$$

$$H_{s,g} = 1,65 \text{ m}$$



Figuur C.3 Golfspectra voor teen van de constructie voor diverse profielen.

Zie Figuur C.3 voor een grafische weergave van de spectra van de inkomende golven, voor de verschillende erosieprofielen. ComFlow bepaalde de spectra vlak voor de teen van de constructie. De spectra van de verschillende simulaties komen vrijwel overeen.

C.3.4 Overzicht invoerparameters

Tabel C.2 geeft een overzicht van de gebruikte invoerparameters in de ComFlow simulatie. Daarnaast is voor overige numerieke parameters de standaardinstelling gebruikt.

Overzicht invoerparameters ComFlow simulatie	
Type simulatie	2-dimensionaal (2D)
Rekendomein (in lengterichting goot)	$x_{\min} = 100 \text{ m}$; $x_{\max} = 199,5 \text{ m}$
Rekendomein (in hoogterichting goot)	$z_{\min} = -4,9 \text{ m}$; $z_{\max} = 5,0 \text{ m}$
Rekendomein (in breedterichting goot)	$y_{\min} = -0,5 \text{ m}$; $y_{\max} = 0,5 \text{ m}$
Afmeting rekencellen (x·z·y)	$0,10 \times 0,10 \times 1,00 \text{ m}^3$
Niveau gootbodem	SWL-4,9m
Golfspectrum (ingestuurd golfsignaal)	Pierson-Moskowitz
Significante golfhoogte (ingestuurd golfsignaal)	1,65 m
Piekperiode (ingestuurd golfsignaal)	5,7 s
Tijdsduur simulatie	2073 s (tijdsduur van 400 golven, uitgaande van vereenvoudiging dat $T_m = T_p/1,1 = 5,18 \text{ s}$.)
Bemonsteringsfrequentie data-uitvoer	4 Hz

Tabel C.2 Overzicht invoerparameters ComFlow simulatie

C.4 Uitvoer ComFlow

ComFlow simuleert de waterbewegingen in de goot als functie van de tijd. ComFlow doet dat voor alle rekencellen waarin zich water bevindt. Voorafgaand aan de simulatie is de bemonsteringsfrequentie vastgesteld op 4 Hz, wat inhoudt dat ComFlow elke 0,25 s (proefduur) alle grootheden in het gehele rekendomein opslaat in uitgebreide datafiles. Voor elke willekeurige rekencel en elk bemonsteringstijdstip kan achteraf de gewenste data worden ingelezen ten behoeve van de analyse.

Op basis van het gestelde doel van de simulaties richt de analyse zich op de volgende processen rond het erosieprofiel:

- Waterstanden boven erosieprofielen (o.a. golfbeweging)
- Watersnelheden over erosieprofielen
- Debieten boven erosieprofielen
- Drukken op erosieprofielen

C.4.1 Uitvoerlocaties

Met oog op het doel van de analyse wordt uitsluitend de uitvoer boven het erosieprofiel beschouwd. Afhankelijk van het type proces is enig verschil aanwezig in de exacte uitvoerlocaties. De onderhavige paragraaf geeft inzicht in de beschouwde uitvoerlocaties.

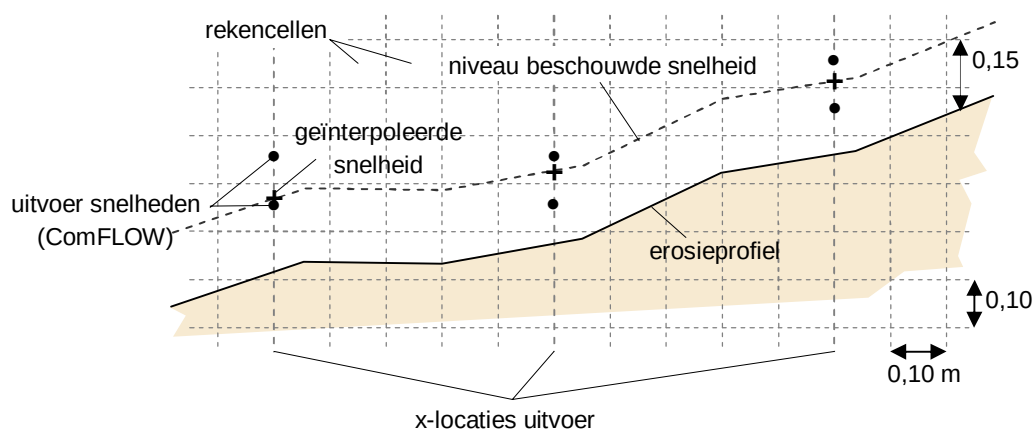
De waterstanden, snelheden en debieten zijn geanalyseerd vanaf $x = 175$ m, met tussenafstanden van 0,50 m, tot aan de laatste uitvoerlocatie waarvoor geldt dat het beschouwde erosieprofiel nog net onder de stilwaterlijn ligt.

Hoger gelegen profieldelen worden niet geanalyseerd, omdat de relatief dunne waterlaag (golfoplooptong) soms wel en soms niet aanwezig is, en de waterdiepte gering is ten opzichte van de maat van de rekencellen van $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$, waardoor de resultaten minder nauwkeurig zijn en de analyse gecompliceerder is.

Watersnelheden over erosieprofielen:

Per x-locatie kunnen watersnelheden boven de erosieprofielen sterk verschillen per niveau in waterdiepte. Bijvoorbeeld: op één bepaalde x-locatie kan de snelheid vlak boven de bodem sterk verschillen van de snelheid aan het wateroppervlak. In het kader van het onderzoek naar erosie is de snelheid over de bodem echter het meest relevant. Om de snelheden over de profielen onderling goed te kunnen vergelijken, is steeds de snelheid geselecteerd op een vaste hoogte boven de profielen.

ComFlow geeft echter steeds één snelheid per grensvlak tussen twee roostercellen (zie zwarte '●' in Figuur C.4), namelijk in het midden ervan. Aangenomen wordt dat deze snelheid representatief is voor de snelheden door het gehele grensvlak. De snelheid in alle uitvoerlocaties (op de horizontale as) is bepaald op een hoogte van 0,15 m boven het erosieprofiel (zie zwarte '+' in Figuur C.4). Die snelheden zijn bepaald door middel van lineaire interpolatie van de snelheden van de eerste twee volledig met water gevulde rekencellen boven het profiel.



Figuur C.4 Bepaling geïnterpoleerde snelheid 0,15 m boven erosieprofiel (schematische weergave)

Drukken op erosieprofielen:

Drukken op het talud worden geanalyseerd vanaf 2,0 m vóór tot 3,0 m na het snijpunt van het beschouwde profiel en de stilwaterlijn. Uitsluitend dit gedeelte van de profielen wordt beschouwd, omdat de drukanalyse zich richt op drukken op het talud als gevolg van golfklappen die erosie geven aan de voet van de klif. Deze treden naar verwachting op binnen het beschouwde profieldeel.

C.5 Analyse

De uitvoer van de ComFlow-simulatie is op diverse wijzen geanalyseerd en grafisch weergegeven. De diverse grafische weergaven geven elk een bepaald inzicht in de opgetreden belastingen. De onderhavige paragraaf geeft een overzicht van de analyse van de diverse hydraulische processen, en geeft een toelichting op elke figuur. In de figuren corresponderen de kleuren van de lijnen met de kleuren van de erosieprofielen in Figuur C.7, Figuur C.10, en Figuur C.12. Deze figuren geven een overzicht van de erosieprofielen ter ondersteuning van de andere figuren.

C.5.1 Wateroppervlak

SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE (Figuur C.5)

Figuur C.5 geeft het verloop van de significante golfhoogte over de erosieprofielen. De horizontale as geeft de x-coördinaat (m t.o.v. golfschot). De verticale as geeft een benadering van de significante golfhoogte H_s (m). De gegeven significante golfhoogte is niet exact hetzelfde gedefinieerd als de significante golfhoogte in de goot, waardoor het opgevat kan worden als een benadering.

De golfhoogte is gedefinieerd als het verschil tussen de hoogste en laagste niveau van het wateroppervlak in tijdvakken gelijk aan de golfperiode. Het feit dat het slechts een benadering is, heeft echter geen invloed op de gepresenteerde conclusies.

De significante golfhoogte H_s is benaderd door het totale meetsignaal op te delen in stukjes met een tijdsduur gelijk aan een schatting van de gemiddelde golfperiode $T_m = T_p / 1,1 = 5,7 / 1,1 = 5,18$ s. Op deze wijze ontstaan 400 afzonderlijke tijdvakken, waarvan ter vereenvoudiging wordt gesteld dat elk stukje betrekking heeft op één golf. Per golf is de maximale en minimale niveau van het wateroppervlak geselecteerd, waarna de golfhoogte is

bepaald door ze van elkaar af te trekken. Van het $1/3^e$ deel hoogste golven is het gemiddelde bepaald. Die waarde is een goede schatting van de significante golfhoogte H_s .

Uit de figuur blijkt dat H_s afneemt naarmate de waterdiepte boven het profiel kleiner wordt. Over een afstand van slechts enkele meters neemt de golfhoogte substantieel af. Daar waar het erosieprofiel in de buurt komt van de stilwaterlijn, lijkt de golfhoogte weer toe te nemen. Daar is er echter nauwelijks sprake meer van een 'golfhoogte', maar kan beter gesproken worden van het verschil tussen de laagdikte tijdens golfneerloop en golfoploop.

GEMIDDELDE WATERSTAND T.O.V. STILWATERLIJN (Figuur C.6)

Figuur C.6 geeft het verloop van de gemiddelde waterstand boven de erosieprofielen. De horizontale as geeft de x-coördinaat (m t.o.v. golfschot). De verticale as geeft de gemiddelde waterstand $z_{\text{gem.waterstand}}$ (m t.o.v. SWL).

De gemiddelde waterstand is bepaald door het gemiddelde te bepalen van alle waterstanden uit het gehele meetsignaal. Uit de figuur blijkt dat $z_{\text{gem.waterstand}}$ naar de constructie toe steeds hoger wordt. Dit is een vergelijkbaar verschijnsel als de golfopzet op een flauw oplopende bodem waar sprake is van golfbreking (strand).

C.5.2 Snelheden

ROOT MEAN SQUARE VAN SNELHEID (Figuur C.8)

Figuur C.8 geeft het verloop van de root mean square (RMS) snelheid over de erosieprofielen. De horizontale as geeft de x-coördinaat (m t.o.v. golfschot). De verticale as geeft de RMS van de snelheid u_{RMS} (m/s).

u_{RMS} is bepaald door de RMS te bepalen van alle snelheden uit het gehele meetsignaal. Uit de figuur blijkt dat u_{RMS} over de lengte van de profielen vrijwel constant is.

GEMIDDELDEN VAN MAXIMALE POSITIEVE EN MINIMALE NEGATIEVE SNELHEDEN PER GOLF (Figuur C.9)

Figuur C.9 geeft het verloop van de gemiddelden van de maximale positieve en minimale negatieve snelheden per golf. Een positieve snelheid heeft betrekking op een stroomrichting naar de constructie toe. Een negatieve snelheid heeft betrekking op een stroomrichting van de constructie af. De horizontale as geeft de x-coördinaat (m t.o.v. golfschot). De verticale as geeft de gemiddelde waarden van de maximale positieve en minimale negatieve snelheden per golf $u_{\text{gem, in top en dal}}$ (m). De totale snelheidsvector is beschouwd.

$u_{\text{gem, in top en dal}}$ is bepaald door het totale meetsignaal op te delen in kortere stukjes met een tijdsduur gelijk aan de gemiddelde golfperiode $T_m = T_p / 1,1 = 5,7 / 1,1 = 5,18$ s. Op deze wijze ontstaan 400 afzonderlijke tijdvakken, waarvan ter vereenvoudiging wordt gesteld dat elk stukje betrekking heeft op één golf. Per golf is de maximale positieve en de minimale negatieve snelheid geselecteerd. Van alle maximale positieve snelheden is het gemiddelde bepaald, en vervolgens is dat ook gedaan voor alle minimale negatieve snelheden.

Uit de figuur volgt dat bij een waterdiepte van circa 1,3 m de positieve en negatieve snelheid ongeveer aan elkaar gelijk zijn. De absolute negatieve snelheid (van constructie af) blijft over het profiel vrij constant, maar neemt hoger op het talud iets af (vanaf waterdiepten kleiner dan 0,1 à 0,2 m). De absolute positieve snelheid (naar constructie toe) neemt hoger op het profiel in eerste instantie af (minimaal bij waterdiepte van circa 0,5 m), maar neemt vervolgens sterk

toe naarmate de waterdiepte kleiner wordt. Over het algemeen is de negatieve snelheid beduidend groter dan de positieve snelheid.

C.5.3 Debieten

ROOT MEAN SQUARE VAN DEBIET (Figuur C.11)

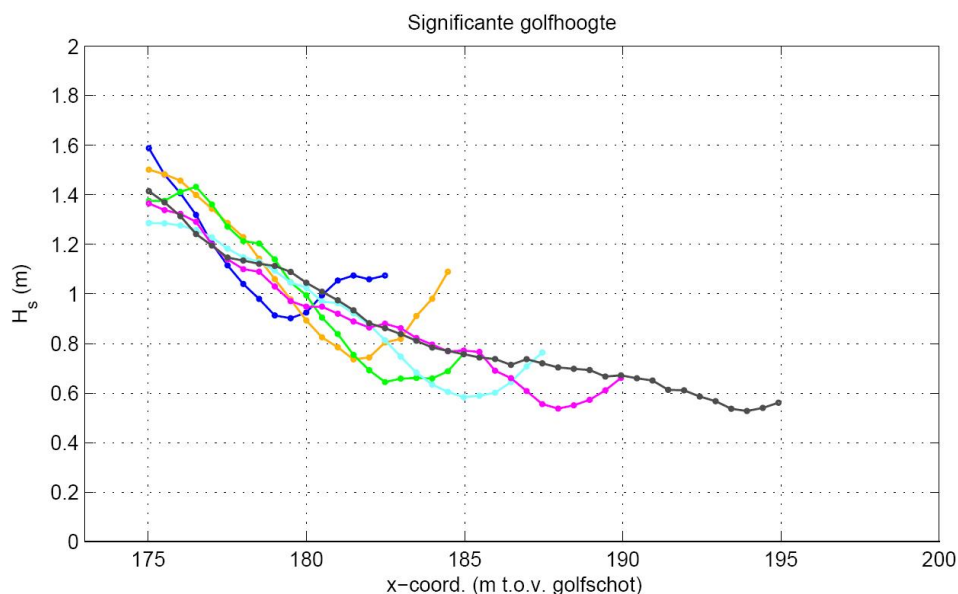
Figuur C.11 geeft het verloop van de root mean square (RMS) van het debiet door de verticaal als functie van de locatie. De horizontale as geeft de x-coördinaat (m t.o.v. golfschot). De verticale as geeft de RMS van het debiet Q_{RMS} ($m^3/s/m$).

Q_{RMS} is bepaald door de RMS te bepalen van alle debieten uit het gehele meetsignaal. Uit de figuur blijkt dat Q_{RMS} over de lengte van de profielen afneemt.

C.5.4 Drukken

SIGNIFICANTE DRUK OP TALUD ROND SWL (Figuur C.13)

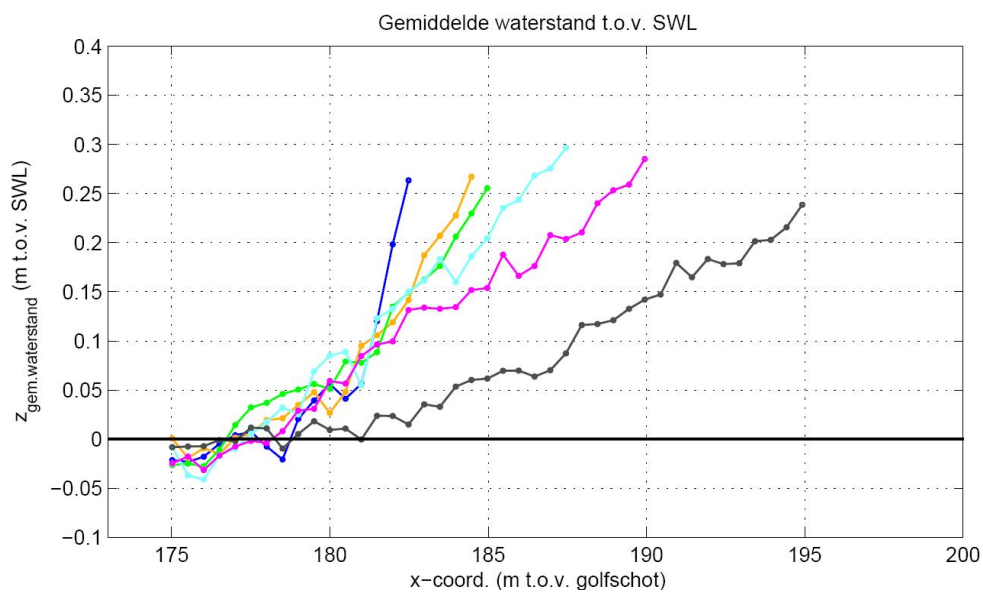
Figuur C.13 geeft het verloop van de significante druk op het profieldeel rond SWL (profieldeel vanaf 2,0 m vóór tot 3,0 m na snijpunt van het beschouwde profiel en SWL) als functie van de tijd. De horizontale as geeft de tijd in uren na het begin van proef 10. Proef 10 is de eerste proef waarbij de klei volledig bloot lag en belast werd door de golven. De verticale as geeft de significante druk P_s (kN/m^2).



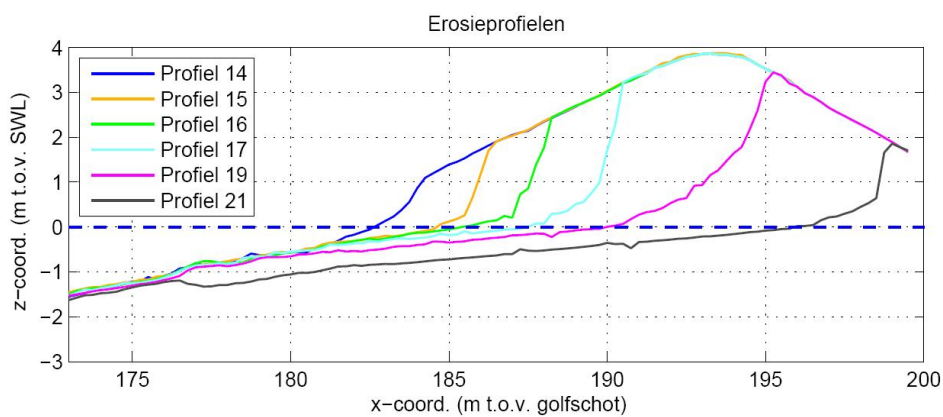
Figuur C.5 Significante golfhoogte

P_s is bepaald door de totale meetsignalen van de beschouwde uitvoerlocaties op te delen in kortere stukjes met een tijdsduur gelijk aan de gemiddelde golfperiode $T_m = T_p / 1,1 = 5,7 / 1,1 = 5,18$ s. Op deze wijze ontstaan 400 afzonderlijke tijdvakken, waarvan ter vereenvoudiging wordt gesteld dat elk stukje betrekking heeft op één golf. Per golf is de maximale druk op het totale beschouwde profieldeel geselecteerd. Van het $1/3^e$ deel hoogste drukken is het gemiddelde bepaald: de significante druk P_s .

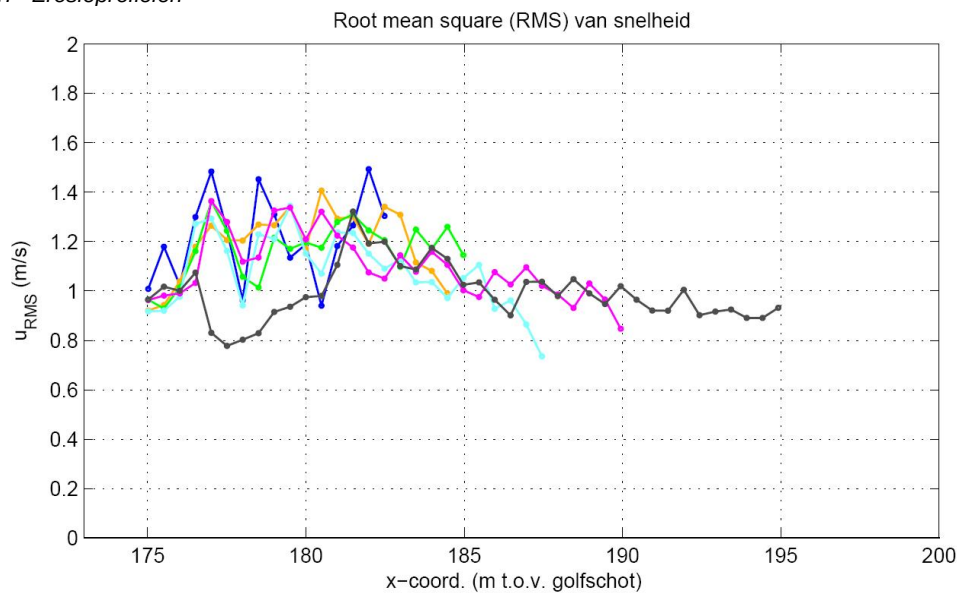
Uit de figuur blijkt dat de significante druk op het talud rond SWL een dalende trend vertoont naarmate het erosieproces zich verder ontwikkelt.



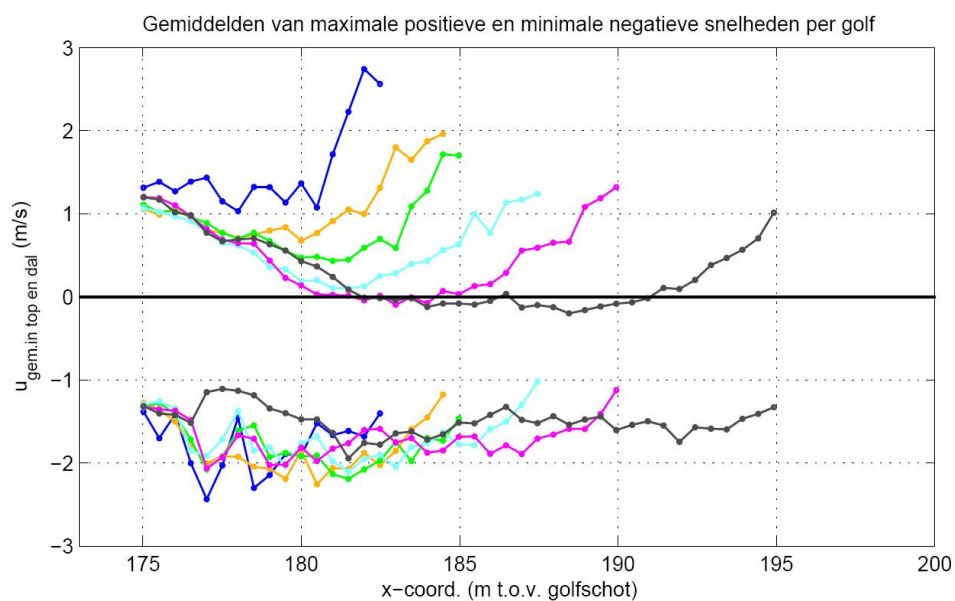
Figuur C.6 Gemiddelde waterstand t.o.v. stilwaterlijn (set-up)



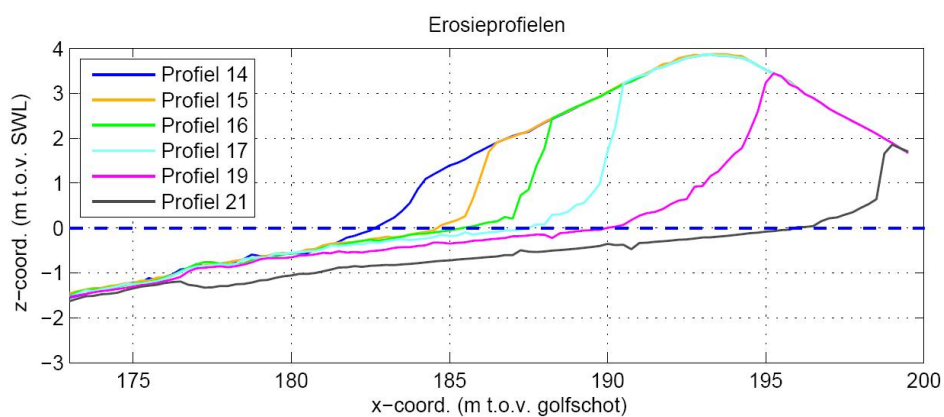
Figuur C.7 Erosieprofielen



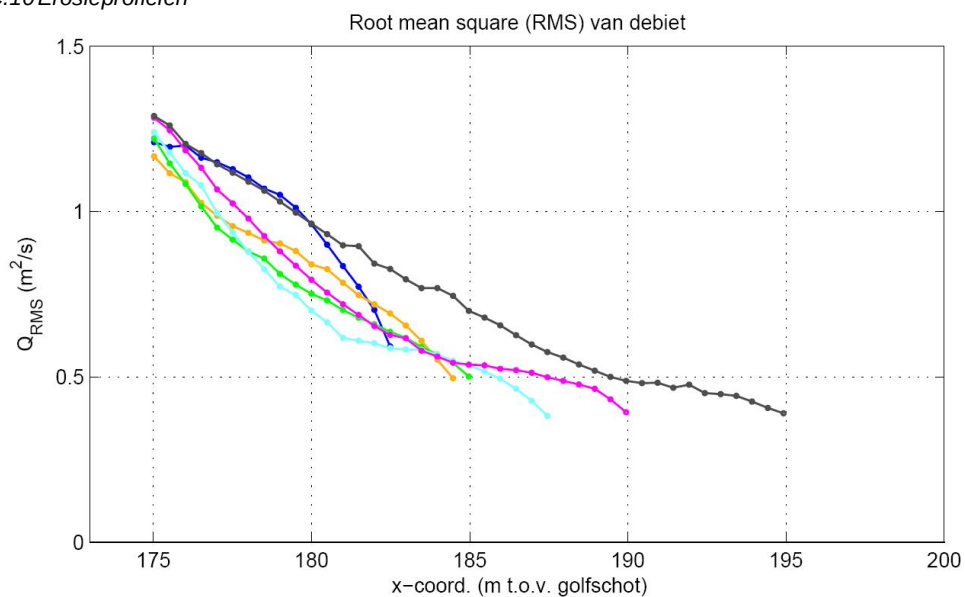
Figuur C.8 Root mean square (RMS) van snelheid



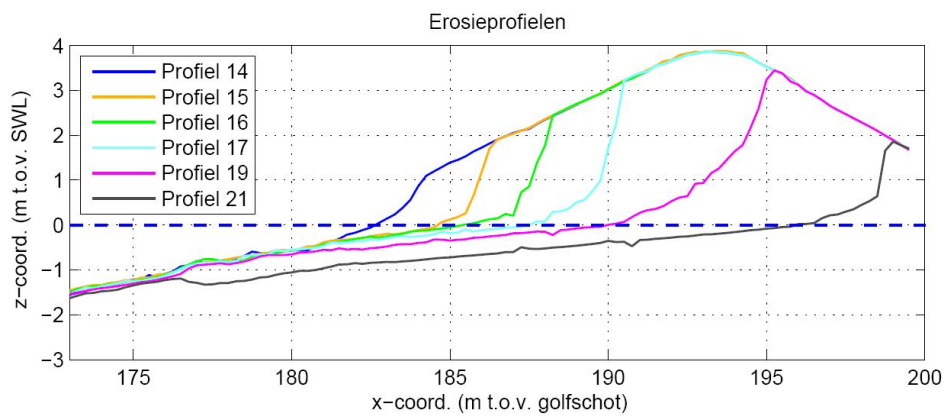
Figuur C.9 Gemiddelden van maximale positieve en minimale negatieve snelheden per golf



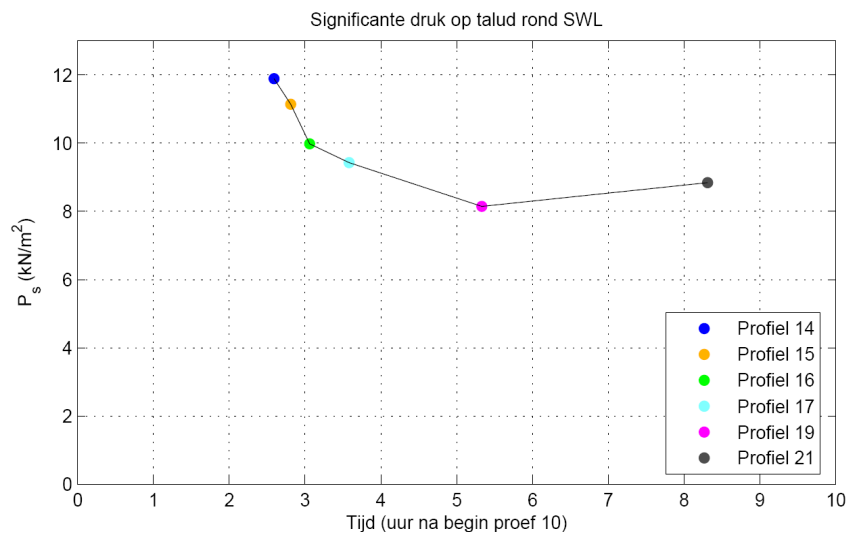
Figuur C.10 Erosieprofielen



Figuur C.11 Root mean square (RMS) van debiet



Figuur C.12 Erosieprofielen



Figuur C.13 Significante druk op talud rond SWL

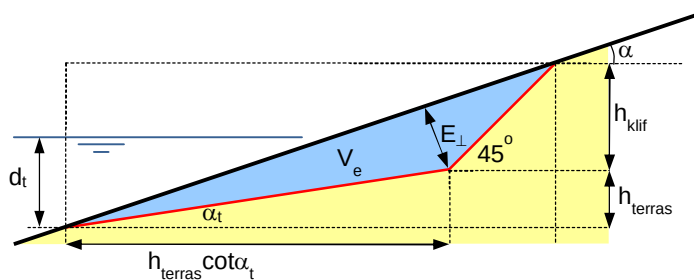
D Berekening erosieprofiel

In deze bijlage zijn voor een eenvoudige dijkgeometrie formules afgeleid waarmee het erosieprofiel berekend kan worden, gegeven het erosievolume per meter dijk V_e (zie formule (5.1) en (5.2)) en de diepte van het erosieterras d_t (zie formule (5.3)).

Er worden verschillende fases onderscheiden, omdat aanvankelijk de overgang van het terras naar de klif nog op $H_s/4$ onder water zit, maar later steeds hoger komt tot het op de waterlijn zit. Vervolgens kan de klif de kruin van de dijk snijden (vierde fase) en tenslotte zelfs door het binnentalud lopen (vijfde fase).

Voor elke fase is een formule afgeleid voor de terrashelling α_t (behalve in fase 2, want dan is α_t gegeven en wordt h_{terras} bepaald). Zodra deze bekend is, is de rest van de geometrie eenvoudig te berekenen. Zo geldt voor de grootste erosiediepte (haaks op het talud gemeten, zie figuur D.1):

$$E_{\perp} = \frac{h_{\text{terras}}}{\sin \alpha_t} \sin(\alpha - \alpha_t) \quad (4.1)$$



Figuur D.1 Definitie van enkele variabelen

De volgende variabelen zijn gebruikt:

- V_e = erosievolume per meter dijk (m^2/m)
- d_t = diepte van de voorrand van het terras ten opzichte van de stilwaterlijn (m)
- h_{klif} = hoogte van de klif (m)
- h_{terras} = hoogte van het terras (m)
- α = taludhelling ($^\circ$)
- α_t = helling van het terras ($^\circ$)
- h_{kr} = hoogte van de kruin van de dijk (m)
- B_{kr} = breedte van de kruin van de dijk (m)
- α_b = helling van het binnentalud ($^\circ$)
- $E_{\perp}$ = grootste erosiediepte t.o.v. het taludoppervlak (gemeten haaks op het talud) (m)

Eerste fase

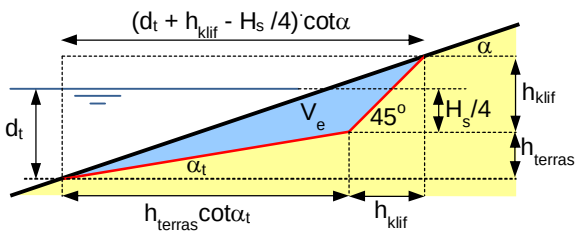
Het uitgangspunt voor de eerste fase is dat de helling van het terras $\cot \alpha_t < 8$ en dat de overgang van het terras naar de klif op een diepte $H_s/4$ zit, zie figuur D.2. De waarde van $\cot \alpha_t$ moet bepaald worden.

$$V_e = \frac{1}{2} (h_{\text{terras}} + h_{\text{klif}})^2 \cot \alpha - \frac{1}{2} (h_{\text{terras}} + h_{\text{klif}})^2 - \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 \cot \alpha_t + \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 \quad (4.2)$$

Verder geldt:

$$h_{\text{terras}} \cot \alpha_t + h_{\text{klif}} = (h_{\text{terras}} + h_{\text{klif}}) \cot \alpha \Rightarrow \quad (4.3)$$

$$h_{\text{klif}} = \frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} h_{\text{terras}} \quad (4.4)$$



Figuur D.2 Geometrie van het erosieprofiel tijdens fase 1

Substitutie van formule (4.4) in (4.2) geeft:

$$V_e = \frac{1}{2} \left(h_{\text{terras}} + \frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} h_{\text{terras}} \right)^2 (\cot \alpha - 1) + \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 (1 - \cot \alpha_t) \quad (4.5)$$

$$\frac{2V_e}{h_{\text{terras}}^2} (\cot \alpha - 1) = (1 - \cot \alpha_t)^2 + (1 - \cot \alpha_t) (\cot \alpha - 1) \quad (4.6)$$

$$\cot \alpha_t = \frac{1}{2} (\cot \alpha + 1) \pm \sqrt{\frac{2V_e}{h_{\text{terras}}^2} (\cot \alpha - 1) + \frac{1}{4} (\cot \alpha - 1)^2} \quad (4.7)$$

Er geldt:

$$h_{\text{terras}} = d_t - \frac{1}{4} H_s \quad (4.8)$$

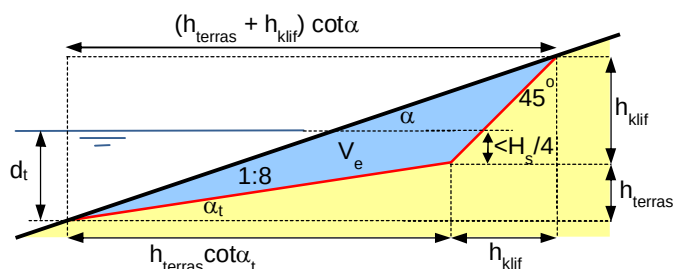
Formule (4.7) en (4.8) leveren samen:

$$\cot \alpha_t = \frac{1}{2} (\cot \alpha + 1) \pm \sqrt{\frac{2V_e}{\left(d_t - \frac{1}{4} H_s\right)^2} (\cot \alpha - 1) + \frac{1}{4} (\cot \alpha - 1)^2} \quad (4.9)$$

Mits: $\cot \alpha_t < 8$.

Tweede fase

In de tweede fase geldt dat de terrashelling $\cot \alpha_t = 8$, en dat de overgang van het terras naar de klif wat hoger zit dan in de eerste fase: $0 \leq d_t - h_{\text{terras}} \leq H_s/4$. Nu moet de waarde van h_{terras} bepaald worden op basis van V_e en d_t .



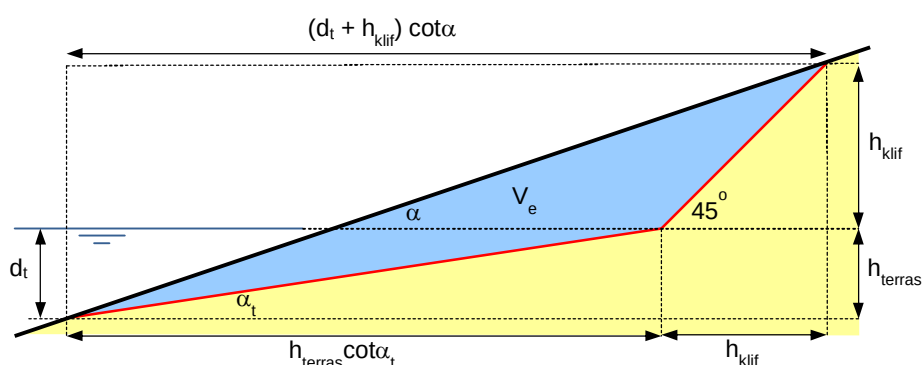
Figuur D.3 Geometrie van het erosieprofiel tijdens fase 2

Uit formule (4.6) volgt:

$$h_{\text{terras}} = \sqrt{\frac{2V_e (\cot \alpha - 1)}{(1 - \cot \alpha_t)^2 + (1 - \cot \alpha_t)(\cot \alpha - 1)}} \quad (4.10)$$

Derde fase

In de derde fase is de overgang van het terras naar de klif zo hoog komen te liggen dat deze gelijk is aan de stilwaterlijn, zie figuur D.4. Er geldt dat $h_{\text{terras}} = d_t$ en $\cot \alpha_t \geq 8$ met als voorwaarde: $h_{\text{klif}} \leq h_{\text{kr}}$. In deze fase moet de waarde van $\cot \alpha_t$ weer bepaald worden.



Figuur D.4 Geometrie van het erosieprofiel tijdens fase 3

De afleiding verloopt identiek als in fase 1, behalve dat de term ' $H_s/4$ ' weggelaten moet worden. Dit levert:

$$\cot \alpha_t = \frac{1}{2}(\cot \alpha + 1) \pm \sqrt{\frac{2V_e}{d_t^2}(\cot \alpha - 1) + \frac{1}{4}(\cot \alpha - 1)^2} \quad (4.11)$$

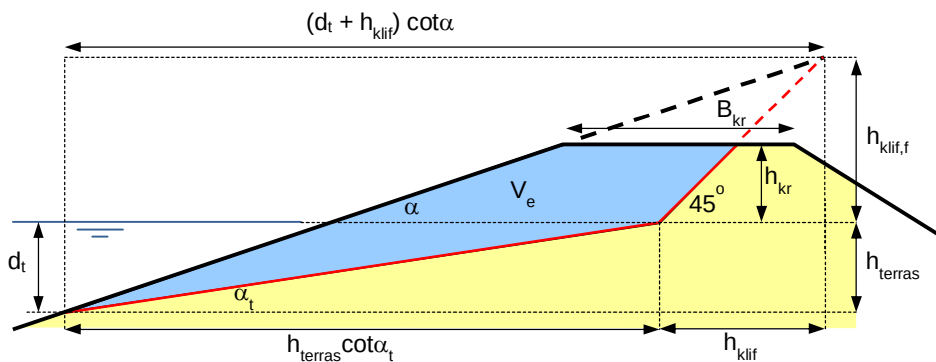
Met de volgende voorwaarden:

- $h_{\text{terras}} = d_t$

- $\cot \alpha_t \geq 8$
- $$h_{kr} \leq \frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} d_t \quad (4.12)$$

Vierde fase

In de vierde fase gaat het erosieprofiel door de kruin. In de afleiding wordt in gedachten het talud tot boven de kruin doorgetrokken. Dat levert een fictieve klifhoogte, $h_{klif,f}$, zoals gegeven in de figuur. Dit maakt de afleiding eenvoudiger.



Figuur D.5 Geometrie van het erosieprofiel tijdens fase 4 (de klif snijdt door de kruin)

Mits $h_{terras} = d_t$ en $\cot \alpha_t \geq 8$ en $h_{klif} \geq h_{kr}$ en $(h_{klif} - h_{kr})(\cot \alpha - 1) \leq B_{kr}$

Er geldt (vergelijk fase 1):

$$h_{klif,f} = \frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} h_{terras} \quad (4.13)$$

$$V_e = \frac{1}{2} (h_{terras} + h_{klif,f})^2 \cot \alpha - \frac{1}{2} (h_{terras} + h_{klif,f})^2 - \frac{1}{2} h_{terras}^2 \cot \alpha_t + \frac{1}{2} h_{terras}^2 - \left(\frac{1}{2} (h_{klif,f} - h_{kr})^2 \cot \alpha - \frac{1}{2} (h_{klif,f} - h_{kr})^2 \right) \quad (4.14)$$

Substitutie van formule (4.13) in (4.14) levert:

$$V_e = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\cot \alpha - \cot \alpha_t}{1 - \cot \alpha} \right)^2 (\cot \alpha - 1) d_t^2 + \frac{1}{2} (1 - \cot \alpha_t) d_t^2 - \frac{1}{2} (\cot \alpha - 1) \left(\frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} d_t - h_{kr} \right)^2 \quad (4.15)$$

$$\frac{2V_e}{d_t^2} = \frac{(1 - \cot \alpha_t)^2}{\cot \alpha - 1} + (1 - \cot \alpha_t) - \frac{1}{\cot \alpha - 1} \cdot \left(\left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) \right)^2 + (1 - \cot \alpha_t)^2 + 2(1 - \cot \alpha_t)(\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) \right) \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned}
 V_e = & \frac{1}{2} \left(h_{\text{terras}} + h_{\text{klif},f} \right)^2 \cot \alpha - \frac{1}{2} \left(h_{\text{terras}} + h_{\text{klif},f} \right)^2 - \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 \cot \alpha_t + \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 - \\
 & \left(\frac{1}{2} \left(h_{\text{klif},f} - h_{kr} \right)^2 \cot \alpha - \frac{1}{2} \left(h_{\text{klif},f} - h_{kr} \right)^2 \right) - \\
 & \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\left((h_{\text{klif},f} - h_{kr})(\cot \alpha - 1) - B_{kr} \right)^2}{\cot \alpha_b + 1} \right)
 \end{aligned} \quad (4.22)$$

De term op de tweede regel van deze formule is het oppervlak boven de kruin, en de term op de derde regel is het oppervlak boven het binnentalud maar onder de kruin.

Substitutie van formule (4.21) levert:

$$\begin{aligned}
 V_e = & \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \cot \alpha_t}{1 - \cot \alpha} \right)^2 (\cot \alpha - 1) d_t^2 + \frac{1}{2} (1 - \cot \alpha_t) d_t^2 - \\
 & \frac{1}{2} (\cot \alpha - 1) \left(\frac{\cot \alpha - \cot \alpha_t}{\cot \alpha - 1} d_t + h_{kr} \right)^2 - \\
 & \frac{1}{2} \left((\cot \alpha - 1) \left(\frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} d_t - h_{kr} \right) - B_{kr} \right)^2 \frac{1}{\cot \alpha_b + 1}
 \end{aligned} \quad (4.23)$$

$$\begin{aligned}
 \frac{2V_e}{d_t^2} = & \frac{(1 - \cot \alpha_t)^2}{\cot \alpha - 1} + (1 - \cot \alpha_t) - \frac{1}{\cot \alpha - 1} \cdot \\
 & \cdot \left(\left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) \right)^2 + (1 - \cot \alpha_t)^2 + 2(1 - \cot \alpha_t)(\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) \right) - \\
 & \frac{1}{\cot \alpha_b - 1} \cdot \\
 & \left((1 - \cot \alpha_t)^2 + 2(1 - \cot \alpha_t) \left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) + \frac{B_{kr}}{d_t} \right) + \left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) + \frac{B_{kr}}{d_t} \right)^2 \right)
 \end{aligned} \quad (4.24)$$

Vanwege het feit dat dit een standaard kwadratische vergelijking is van de vorm $ax^2 + bx + c = 0$, introduceren we drie hulpvariabelen:

$$a = \frac{\cot \alpha - 1}{\cot \alpha_b + 1} \quad (4.25)$$

$$b = (\cot \alpha - 1) \left(1 + 2 \frac{h_{kr}}{d_t} \right) + \frac{2(\cot \alpha - 1)}{(\cot \alpha_b + 1)} \left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) + \frac{B_{kr}}{d_t} \right) \quad (4.26)$$

$$c = \frac{2V_e}{d_t^2} (\cot \alpha - 1) + \left((\cot \alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right)^2 + \frac{\cot \alpha - 1}{\cot \alpha_b + 1} \left((\cot \alpha - 1) \left(1 + \frac{h_{kr}}{d_t} \right) + \frac{B_{kr}}{d_t} \right)^2 \right) \quad (4.27)$$

$$\cot \alpha_t = 1 - \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (4.28)$$

Met de volgende voorwaarden:

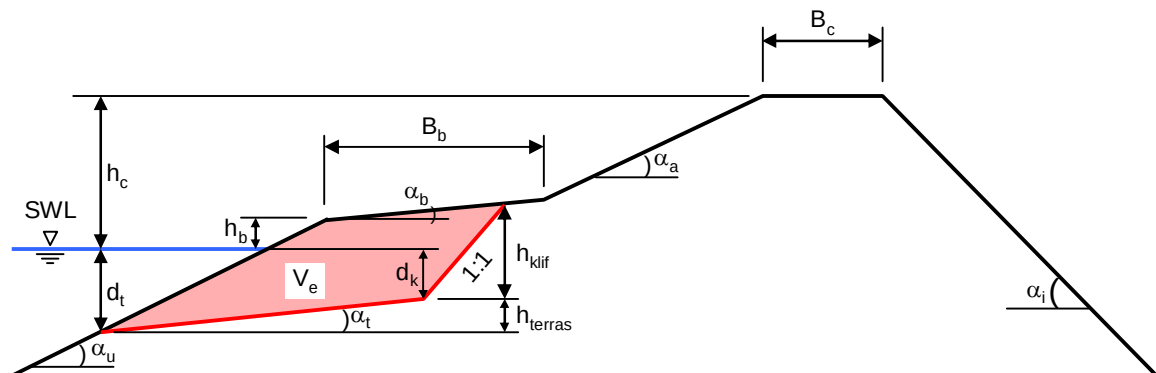
- $h_{\text{terras}} = d_t$
- $\cot \alpha_t \geq 8$
- $h_{kr} > \frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} d_t \quad (4.29)$

$$B_{kr} \leq \left(\frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha}{\cot \alpha - 1} d_t - h_{kr} \right) (\cot \alpha - 1) \quad (4.30)$$

E Numerical calculation of erosion profile

E.1 Introduction

For a more complicated dike geometry compared to the one used in Appendix D it is necessary to calculate the erosion profile numerically. A program has been developed as VBA-code to an Excel file with which it is possible to calculate the erosion profile for a dike geometry with an outer slope consisting of three segments with a different slope angle each. This allows us to calculate for example the erosion profile for a dike with a berm (Figuur E.1). The transition from the bottom slope to the middle slope is assumed to be above 0.7 m under the still water level (higher than SWL – 0.7 m). When this criteria is met, the erosion will start in the slope below the berm.



Figuur E.1 Dike profile with the erosion profile and all used variables

The numerical calculation of the erosion profile is based on the results and equations from the previous chapters (see chapter 4). Note that the calculation of V_e is straightforward as long as the erosion is in the clay. Once the erosion profile cuts through the clay, the calculation of V_e becomes more complicated since in chapter 4 only a formula for $\partial V_e / \partial t$ is given for the erosion in the sand core. In this appendix it is assumed that V_e is known at a certain moment and that we want to calculate the erosion profile based on this value of V_e . However, the calculation of the erosion profile can easily be used to create a step by step calculation of the erosion as a function of time.

The simplified geometry of a typical dike is shown in Figuur E.1. With this profile the calculations are conducted. The following input parameters of the dike geometry are needed:

- h_{SWL} height of the still water level [m]
- $\cot \alpha_u$ cotangent of the angle of the outer slope under the berm [-]
- h_b height of the berm relative to the still water level [m]
- $\cot \alpha_b$ cotangent of the angle of the slope of the berm [-]
- B_b width of the berm [m]
- $\cot \alpha_a$ cotangent of the angle of the outer slope above the berm [-]
- h_c height of the crest relative to the still water level [m]
- B_c width of the crest [m]
- $\cot \alpha_i$ cotangent of the angle of the inner slope [-]

The parameters of the waves are also needed and as follows:

- H_S significant wave height [m]
- T_P wave peak period [s]
- S_{op} wave steepness [-]

The size and number of the time steps have to be chosen and inserted:

- t_s size of the time steps [h]
- N_{ts} Number of the time steps [-]

E.2 Structure of the model

The numerical calculation is divided into several steps, which are described in the following paragraphs. For every time step, the script will run through those calculating steps.

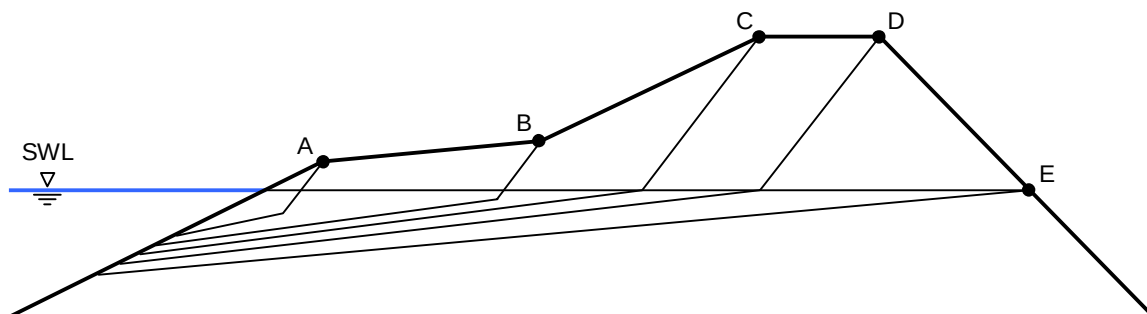
This calculation routine can only be applied, when the starting point (seaside) of the erosion terrace (indicated by d_t) lies in the outer slope under the berm. Since the minimum depth of the starting point is -0.7 m, the berm level should be above SWL -0.7 m.

Step 1

The first step is to calculate the erosion volume V_e [m^3] and the depth of the start of the erosion terrace d_t [m]. The necessary information and equations are described in section 4.5 in the main text (equations (4.11) and (4.12)). With V_e and d_t , the variables describing the erosion profile can be calculated.

Step 2

In the second step, the script calculates the erosion volumes on the significant points of the profile. These are at the beginning of the berm (A), at the end of the berm (B) at the beginning of the dike crest (C), at the end of the dike crest (D) and on the inner slope on the height of the still water level (E). The last Point indicates the full breach of the dike, when the water will flow into the hinterland. The points with the corresponding erosion profiles are shown in Figuur E.2.

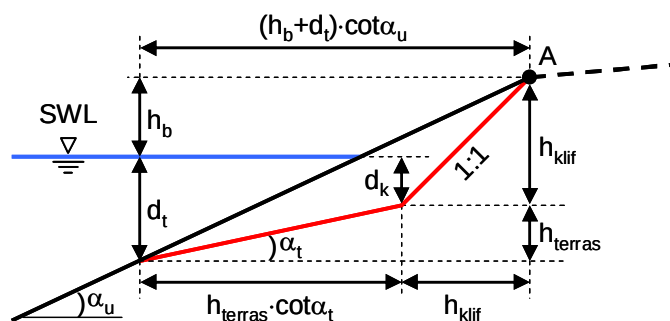


Figuur E.2 Erosion profiles for the specific points of the dike profile

The erosion profiles in those points are needed, because the equations for the erosion volumes differ from case to case due to their geometry. Therefore, the erosion volumes of the profiles in the points A, B, C, D and E are calculated to assess where the erosion profile is located. The necessary equations and their derivation are described for each case.

CASE A

In Case A the upper point of the erosion cliff lies exactly at the end of the slope under the berm. Figuur E.3 shows the detail of the lower outer slope with the erosion profile and the necessary variables.



Figuur E.3 Detail of the erosion profile in case A

For the erosion profile, the analytical equations of appendix D are applicable. These are based on the following assumptions:

- the steepness of the slope of the cliff is 1:1
- 1st phase: $\cot \alpha_t < 8$, $d_k = \frac{1}{4} H_s$
- 2nd phase: $\cot \alpha_t = 8$, $d_k < \frac{1}{4} H_s$
- 3rd phase: $\cot \alpha_t > 8$, $d_k = 0$

For the calculation of the searched variables h_{terras} and h_{klif} , their relations in horizontal and vertical direction can be stated in the following equations. The relations can be observed in Figuur E.3.

Vertical:

$$h_{\text{terras}} + h_{\text{klif}} = h_b + d_t \quad (5.1)$$

Horizontal:

$$h_{\text{terras}} \cdot \cot \alpha_t + h_{\text{klif}} = (h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u \quad (5.2)$$

By inserting equation (4.4) from appendix D for h_{klif} in equation (5.1), the following equation for h_{terras} is derived after some transformations:

$$h_{\text{terras}} = \frac{h_b + d_t}{\frac{\cot \alpha_t - \cot \alpha_u}{\cot \alpha_u - 1} + 1} \quad (5.3)$$

As it includes the cotangent of the angle of the erosion terrace $\cot \alpha_t$, which is also not known, an assumption has to be made. With the first assumption of $\cot \alpha_t = 8$, h_{terras} can be calculated. To verify this assumption, the depth of the cliff d_k has to be calculated:

$$d_k = d_t - h_{terras} \quad (5.4)$$

If $d_k < 0$ or $d_k > \frac{1}{4}H_S$, which is not feasible, it has to be set to $d_k = 0$, respectively

$d_k = \frac{1}{4}H_S$, and $\cot\alpha_t$ has to be calculated by one of the following equations:

- For $d_k = \frac{1}{4}H_S$ (1st phase):

$$\cot\alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot\alpha_u - h_b - \frac{1}{4}H_S}{d_t - \frac{1}{4}H_S} \quad (5.5)$$

With $h_{terras} = d_t - \frac{1}{4}H_S$ and $\cot\alpha_t < 8$ and:

$$h_{klif} = h_b + \frac{1}{4}H_S \quad (5.6)$$

- For $d_k = 0$ (3rd phase):

$$\cot\alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot\alpha_u - h_b}{d_t} \quad (5.7)$$

With $h_{terras} = d_t$ and $\cot\alpha_t > 8$ and:

$$h_{klif} = h_b \quad (5.8)$$

- For $0 < d_k < \frac{1}{4}H_S$ (2nd phase):

The assumption of $\cot\alpha_t = 8$ is correct and the height of the cliff h_{klif} can be calculated by equation (4.4) from appendix D or the following:

$$h_{klif} = h_b + d_k \quad (5.9)$$

With the now known values for h_{terras} , h_{klif} and $\cot\alpha_t$ the erosion volume in point A can be calculated with the following equation:

$$V_{ecA} = \frac{1}{2}(h_b + d_t)^2 \cdot (\cot\alpha_u - 1) + \frac{1}{2}h_{terras}^2 \cdot (1 - \cot\alpha_t) \quad (5.10)$$

CASE B

When the erosion profile lies in point B, different equations have to be stated, because there is now a kink in the relevant dike profile.

Similar to case A the following equations can be stated for the relations of h_{terras} and h_{klif} :

$$h_{\text{terras}} + h_{\text{klif}} = h_b + d_t + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \quad (5.11)$$

$$h_{\text{terras}} \cdot \cot \alpha_t + h_{\text{klif}} = (h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b \quad (5.12)$$

Equation (5.12) is solved for h_{klif} and inserted in equation (5.11). By transforming it in some steps, the equation for h_{terras} is derived:

$$h_{\text{terras}} = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b - h_b - d_t - \frac{B_b}{\cot \alpha_b}}{\cot \alpha_t - 1} \quad (5.13)$$

As in case A, it has to be checked, whether the first assumption of $\cot \alpha_t = 8$ is correct by calculating d_k with equation (5.4). If $d_k < 0$ or $d_k > \frac{1}{4} H_s$, which is not feasible, it has to be set to $d_k = 0$, respectively $d_k = \frac{1}{4} H_s$, and $\cot \alpha_t$ has to be calculated by one of the following equations:

- For $d_k = \frac{1}{4} H_s$ (1st phase):

$$\cot \alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} - \frac{1}{4} H_s}{d_t - \frac{1}{4} H_s} \quad (5.14)$$

With $h_{\text{terras}} = d_t - \frac{1}{4} H_s$ and $\cot \alpha_t < 8$ and:

$$h_{\text{klif}} = h_b + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} + \frac{1}{4} H_s \quad (5.15)$$

- For $d_k = 0$ (3rd phase):

$$\cot \alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b}}{d_t} \quad (5.16)$$

With $h_{\text{terras}} = d_t$ and $\cot \alpha_t > 8$ and:

$$h_{klif} = h_b + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \quad (5.17)$$

- For $0 < d_k < \frac{1}{4} H_S$ (2nd phase):

The assumption of $\cot \alpha_t = 8$ is correct and thus the above equation for h_{terras} is valid. For h_{klif} the following equation is received:

$$h_{klif} = h_b + d_t + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} - h_{terras} \quad (5.18)$$

With the calculated values of h_{terras} , h_{klif} and $\cot \alpha_t$, the erosion volume in point B can be calculated as follows:

$$V_{ecB} = \frac{1}{2} (h_b + d_t)^2 \cdot \cot \alpha_u + (h_b + d_t) \cdot B_b + \frac{1}{2} \frac{B_b^2}{\cot \alpha_b} - \frac{1}{2} (h_{klif} + h_{terras})^2 + \frac{1}{2} h_{terras}^2 \cdot (1 - \cot \alpha_t) \quad (5.19)$$

CASE C

In case C the cliff of the erosion profile reaches the beginning of the dike crest. As in the two cases above, the following equations can be stated for vertical and horizontal sums.

For the vertical sum it is:

$$h_{terras} + h_{klif} = h_c + d_t \quad (5.20)$$

As there is no value for the distance between the berm and the dike crest, it has to be calculated by the dike's geometry. Therefore, the equation for the horizontal sum is as follows:

$$h_{terras} \cdot \cot \alpha_t + h_{klif} = (h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a \quad (5.21)$$

Repeating the steps as in case B, the following equation for h_{terras} is derived:

$$h_{terras} = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a - h_c - d_t}{\cot \alpha_t - 1} \quad (5.22)$$

With the first assumption of $\cot \alpha_t = 8$ the value of h_{terras} can be calculated. This assumption has to be checked with the depth of the cliff d_k (equation (5.4)). According to the previous cases, the correct phase has to be found. If $d_k < 0$ or $d_k > \frac{1}{4} H_S$, which is not feasible, it has

to be set to $d_k = 0$, respectively $d_k = \frac{1}{4}H_s$, and $\cot\alpha_t$ has to be calculated by one of the following equations:

- For $d_k = \frac{1}{4}H_s$ (1st phase):

$$\cot\alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot\alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot\alpha_b}\right) \cdot \cot\alpha_a - h_c - \frac{1}{4}H_s}{d_t - \frac{1}{4}H_s} \quad (5.23)$$

With $h_{\text{terras}} = d_t - \frac{1}{4}H_s$ and $\cot\alpha_t < 8$ and:

$$h_{\text{klif}} = h_c + \frac{1}{4}H_s \quad (5.24)$$

- For $d_k = 0$ (3rd phase):

$$\cot\alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot\alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot\alpha_b}\right) \cdot \cot\alpha_a - h_c}{d_t} \quad (5.25)$$

With $h_{\text{terras}} = d_t$ and $\cot\alpha_t > 8$ and:

$$h_{\text{klif}} = h_c \quad (5.26)$$

- For $0 < d_k < \frac{1}{4}H_s$ (2nd phase):

The assumption of $\cot\alpha_t = 8$ is correct and thus the above equation for h_{terras} is valid. The height of the cliff h_{klif} can be calculated with the following equation:

$$h_{\text{klif}} = h_c + d_t - h_{\text{terras}} \quad (5.27)$$

As all the variables for the calculation of the erosion volume in point C are known, it can be determined with the following equation:

$$\begin{aligned}
 V_{ecC} = & \frac{1}{2}(h_b + d_t)^2 \cdot \cot \alpha_u + (h_b + d_t) \cdot B_b + \frac{1}{2} \frac{B_b^2}{\cot \alpha_b} \\
 & + \left(h_b + d_t + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a \\
 & + \frac{1}{2} \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right)^2 \cdot \cot \alpha_a \\
 & - \frac{1}{2} (h_{klif} + h_{terras})^2 + \frac{1}{2} h_{terras}^2 \cdot (1 - \cot \alpha_t)
 \end{aligned} \tag{5.28}$$

CASE D

When the erosion profile reaches the end of the dike crest, it is called case D. Similar derivations as in the previous cases will yield:

$$h_{terras} + h_{klif} = h_c + d_t \tag{5.29}$$

$$h_{terras} \cdot \cot \alpha_t + h_{klif} = (h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a + B_c \tag{5.30}$$

Equation (5.29) is solved for h_{klif} and inserted in equation (5.30). After some transformations, the following equation for h_{terras} is derived:

$$h_{terras} = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a + B_c - h_c - d_t}{\cot \alpha_t - 1} \tag{5.31}$$

As in the above cases, it has to be checked whether the first assumption of $\cot \alpha_t = 8$ is correct by calculating d_k with equation (5.4). If $d_k < 0$ or $d_k > \frac{1}{4} H_s$, which is not feasible, it has to be set to $d_k = 0$, respectively $d_k = \frac{1}{4} H_s$, and $\cot \alpha_t$ has to be calculated by one of the following equations:

- For $d_k = \frac{1}{4} H_s$ (1st phase):

$$\cot \alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a + B_c - h_c - \frac{1}{4} H_s}{d_t - \frac{1}{4} H_s} \tag{5.32}$$

With $h_{\text{terras}} = d_t - \frac{1}{4}H_S$ and $\cot \alpha_t < 8$ and:

$$h_{\text{kliif}} = h_c + \frac{1}{4}H_S \quad (5.33)$$

- For $d_k = 0$ (3rd phase):

$$\cot \alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a + B_c - h_c}{d_t} \quad (5.34)$$

With $h_{\text{terras}} = d_t$ and $\cot \alpha_t > 8$ and:

$$h_{\text{kliif}} = h_c \quad (5.35)$$

- For $0 < d_k < \frac{1}{4}H_S$ (2nd phase):

The assumption of $\cot \alpha_t = 8$ is correct and thus equation (5.31) for h_{terras} is valid. For h_{kliif} the following equation is derived:

$$h_{\text{kliif}} = h_c + d_t - h_{\text{terras}} \quad (5.36)$$

With the calculated values of h_{terras} , h_{kliif} and $\cot \alpha_t$, the erosion volume in point D can be calculated as follows:

$$\begin{aligned} V_{\text{ecD}} = & \frac{1}{2}(h_b + d_t)^2 \cdot \cot \alpha_u + (h_b + d_t) \cdot B_b + \frac{1}{2} \frac{B_b^2}{\cot \alpha_b} \\ & + \left(h_b + d_t + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a \\ & + \frac{1}{2} \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right)^2 \cdot \cot \alpha_a + (h_c + d_t) \cdot B_c \\ & - \frac{1}{2} (h_{\text{kliif}} + h_{\text{terras}})^2 + \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 \cdot (1 - \cot \alpha_t) \end{aligned} \quad (5.37)$$

CASE E

When the erosion cliff reaches the inner slope at the height of the still water level, which is point E, it indicates the full dike breach, because the water can flow into the hinterland.

As the erosion profile is already progressed all the way through the dike, the depth of the erosion cliff d_k is in this case probably $d_k = 0$. Hence, the equations for the height of the

erosion terrace and the erosion cliff and the cotangent of the slope of the erosion terrace are as follows:

$$h_{\text{terras}} = d_t \quad (5.38)$$

$$h_{\text{klif}} = 0 \quad (5.39)$$

$$\cot \alpha_t = \frac{(h_b + d_t) \cdot \cot \alpha_u + B_b + \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a + B_c + h_c \cdot \cot \alpha_i}{d_t} \quad (5.40)$$

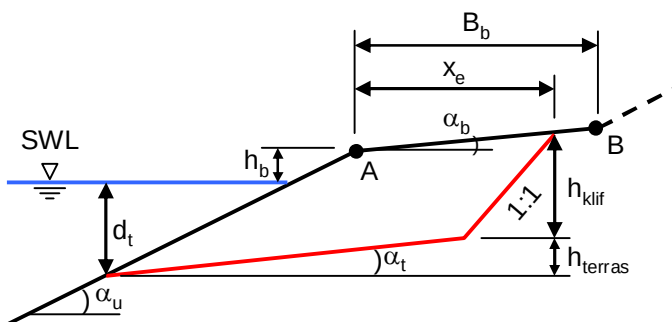
With those values and the following equation the erosion volume of the erosion profile in point E can be calculated:

$$\begin{aligned} V_{\text{ecE}} = & \frac{1}{2} (h_b + d_t)^2 \cdot \cot \alpha_u + (h_b + d_t) \cdot B_b + \frac{1}{2} \frac{B_b^2}{\cot \alpha_b} \\ & + \left(h_b + d_t + \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right) \cdot \cot \alpha_a \\ & + \frac{1}{2} \left(h_c - h_b - \frac{B_b}{\cot \alpha_b} \right)^2 \cdot \cot \alpha_a + (h_c + d_t) \cdot B_c \\ & + \frac{1}{2} (h_c + d_t)^2 \cdot \cot \alpha_i - \frac{1}{2} h_{\text{terras}}^2 \cdot (\cot \alpha_i + \cot \alpha_t) \end{aligned} \quad (5.41)$$

Step 3

With the calculated erosion volumes in the specific points A, B, C, D and E (see Figuur E.2) the actual erosion volume for the time step V_e can be assigned to the cases. Thereby “Case A” means that the erosion volume V_e is less than or equal to the erosion volume in point A (V_{ecA}). In “Case B” the erosion volume V_e is in between V_{ecA} and V_{ecB} , etc.

To calculate the exact position of the cliff, the variable x_e is introduced. The variable x_e is defined as the horizontal distance between the upper point of the erosion cliff and the fixed point of the profile left to it, see Figuur E.4.



Figuur E.4 Definition of the variable x_e to describe the location of the erosion profile

For case A, the location of the erosion profile can be calculated due to the simple geometry with the equations from appendix D. This is dependent on the phase as described above.

For the other cases, an interpolation is performed to find the location of the erosion cliff. The following equation shows the first step of the interpolation in case B. That means, the value of the erosion volume V_e lies in between V_{ecA} and V_{ecB} , and thus x_e is smaller than B_b (see also Figuur E.4). The first estimation of x_e is calculated with the following equation:

$$x_e = \frac{V_e - V_{ecA}}{V_{ecA} - V_{ecB}} \cdot B_b \quad (5.42)$$

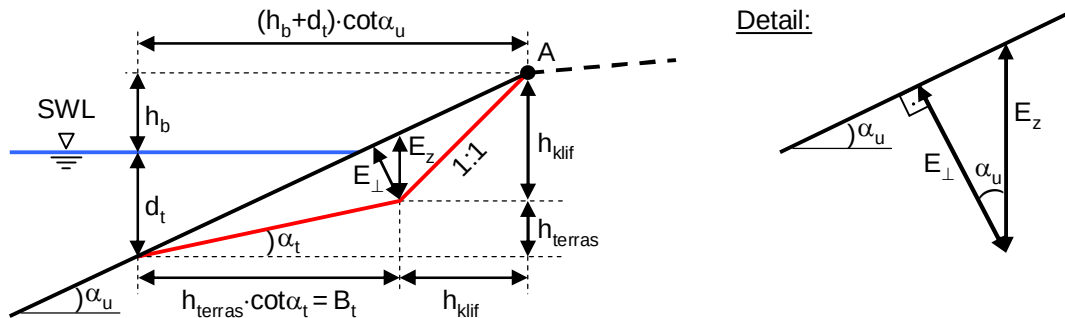
With this first value of x_e , the erosion volume in that point is calculated, according to the equations presented above.

The interpolation is repeated until the erosion volume in the point at x_e is equivalent to the erosion volume V_e with a maximum error of 0.01 m^3 .

For the other cases the interpolation is conducted similarly.

Step 4

With the specific erosion profile for the time step, it has to be checked whether the clay layer is completely eroded. If that is the case, the erosion will be in the sand core and formula (5.2) should be used to calculate V_e . Therefore, the perpendicular distance between the original dike profile and the deepest point in the erosion profile has to be calculated, which is called erosion depth $E_\perp$ (see Figuur E.5).



Figuur E.5 Definition of the largest perpendicular distance $E_\perp$ between the dike profile and the erosion profile

The largest eroded distance $E_\perp$ is calculated by the relation to the vertical distance E_z , for which also the definition is given in Figuur E.5. The vertical distance E_z is derived from the width of the erosion terrace B_t . The following equations are examples for case A. For the other cases, they can be derived in a similar way.

$$E_{pA} = \sin \alpha_u \cdot E_{zA} \quad (5.43)$$

$$E_{zA} = \frac{B_t}{\cot \alpha_u} - h_{terras} = \frac{h_{terras} \cdot \cot \alpha_t}{\cot \alpha_u} - h_{terras} = h_{terras} \left(\frac{\cot \alpha_t}{\cot \alpha_u} - 1 \right) \quad (5.44)$$

The correct case is found by comparing the horizontal coordinate of the deepest point of the erosion profile (foot of the cliff) to the horizontal coordinate of the profile points A, B, C, D and E.

As stated in section 4.5, the clay layer breaks through at a remaining clay thickness of 5-10 cm and from that moment on the erosion proceeds in a quicker pace in the sand core. When the erosion profile enters the sand core, the following time steps have to be calculated with the equation for the erosion volume in sand (eq. (4.13) in chapter 4 of the main text). This is indicated in the comment line of the table by "Sand core is reached!".

Step 5

When the erosion volume V_e exceeds the value of the calculated erosion volume in point E V_{ecE} , the dike breach is occurred. In that time step, the erosion profile is lower than the still water level and the water can flow over it and into the hinterland. This is indicated in the comment line of the table by "Dike breach!".

Step 6

The steps 1 to 5 are repeated for every time step. The procedure will stop when the specified number of time steps is completed, or the dike breach is ascertained.

For the visual results, the geometry of the dike as well as for the erosion profiles of every time step can be drawn in a chart.

E.3 Examples

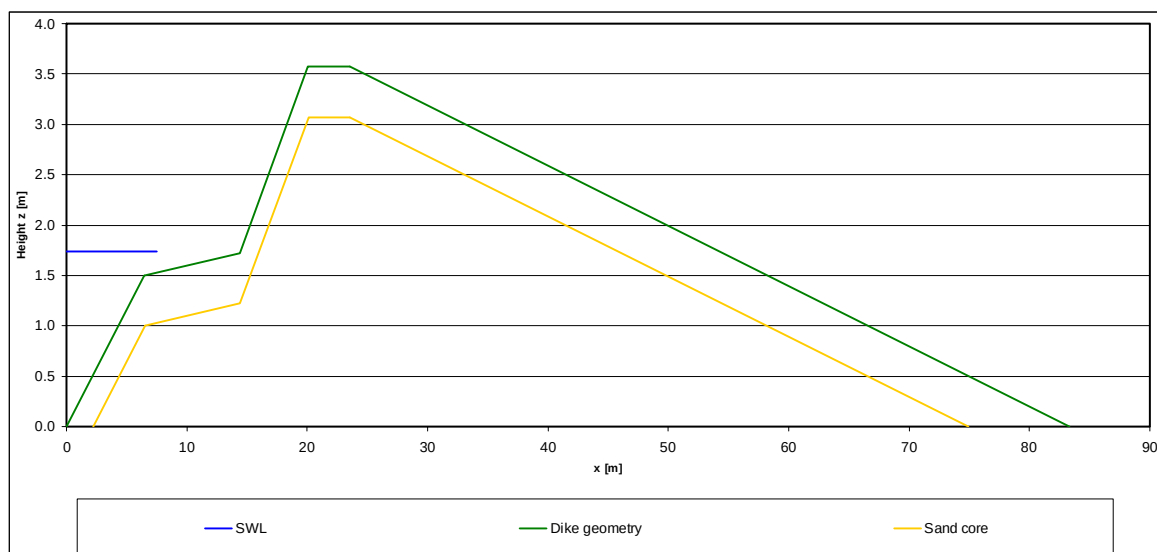
To show the results of the numerical calculation three examples are presented in the following sections. The examples are performed to explain the differences due to different geometries of a dike.

E.3.1 Example 1: Dike with large width

For the 1st example, the "Zwartemeerdijk" is selected, which is located at the south of the Noordostpolder, along the Zwartemeer in The Netherlands. The cross-section with the smallest volume is chosen for the numerical calculation, because this will be the "worst case" leading to the smallest residual strength. The simplified profile of the dike is shown in Figuur E.6.

The determining hydraulic conditions for the safety assessment show a wave height $H_s = 0.60$ m with a wave steepness of $s_{op} = 0.031$ at a water level of NAP+1.74 m. Because of this small wave height this case lies outside the range of application of the formulas. Therefore it was chosen to make the calculations with a slightly higher wave height.

The input parameters for the calculations are given in Tabel E.1. The parameters describe the sea state and the dike profile, as well as the choice of the size and the amount of the time steps. The time steps are chosen to be $t_s = 0.5$ hours and the amount was set to $N_{ts} = 80$. That gives 40 hours of calculated time, which is more than a storm surge as normally used in a safety assessment. The large amount of the time steps was chosen to calculate the erosion until the dike fully breaches.



Figuur E.6 Simplified profile of the "Zwartmeerdijk" (distorted scale) at cross-section 54

Tabel E.1 Input parameters for the example of the "Zwartmeerdijk"

Sea state parameters		
Height of stillwater level	h_{SWL} [m]	1.74
Significant wave height	H_S [m]	1.00
Wave steepness	S_{op} [-]	0.031
Wave peak period	T_P [s]	4.55
Dike geometry		
Outer dike slope under the berm	$\cot\alpha_u$ [-]	4.32
Height of the berm	h_b [m]	-0.24
Slope of the berm	$\cot\alpha_b$ [-]	35.11
Width of the berm	B_b [m]	7.90
Outer dike slope above the berm	$\cot\alpha_a$ [-]	3.09
Height of the crest	h_c [m]	1.83
Width of the crest	B_c [m]	3.46
Inner dike slope	$\cot\alpha_i$ [-]	16.75
Thickness of the clay layer	d_c [m]	0.50
Time steps		
Time step value	t_s [h]	0.50
Number of time steps	N_{ts} [-]	80

RESULTS

The results of the numerical calculation provides the time of the dike failure between $t = 29$ h and $t = 29.5$ h. The erosion profiles for every 2.5 h are presented in Figuur E.8.

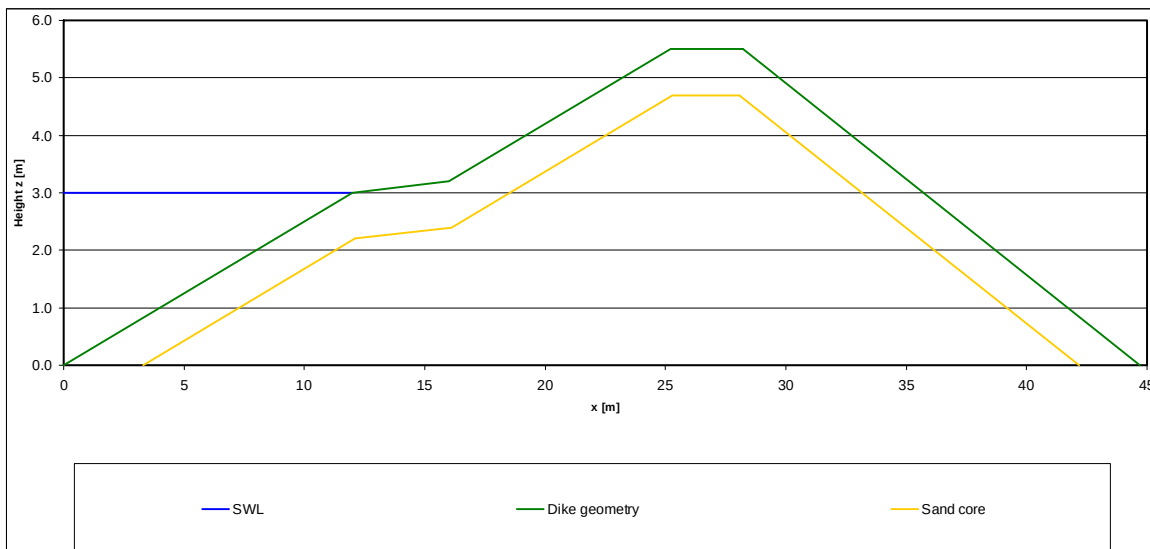
It can be seen in Figuur E.8 that the erosion has already progressed into the sand core at $t = 5$ h. The calculated time when the erosion profile reaches the sand core is at $t = 4.0$ h.

E.3.2 Example 2: Dike with normal width

In the 2nd example a dike with a common geometry was chosen, which is not as wide as the dike of the 1st example. It is therefore a bit higher and also differs in the thickness of the clay layer, which is now larger: $d_c = 0.8$ m. The geometry of the dike chosen for this example is shown in Figuur E.7.

Just as in the previous example the significant wave height of $H_S = 1.0$ m is applied, but in this example the wave steepness was set to $s_{op} = 0.04$. The water level in this example is at the height of the beginning of the berm.

All input parameters needed for the calculations are listed in Tabel E.2. The time step is set to $t_s = 0.5$ h.



Figuur E.7 Geometry of the dike for example 2 (superelevated)

Tabel E.2 Input parameters for the calculations of the 2nd example

Sea state parameters		
Height of stillwater level	h_{SWL} [m]	3.00
Significant wave height	H_S [m]	1.00
Wave steepness	s_{op} [-]	0.04
Wave peak period	T_P [s]	4.00
Dike geometry		
Outer dike slope under the berm	$\cot\alpha_u$ [-]	4.00
Height of the berm	h_b [m]	0
Slope of the berm	$\cot\alpha_b$ [-]	20.0
Width of the berm	B_b [m]	4.00
Outer dike slope above the berm	$\cot\alpha_a$ [-]	4.00
Height of the crest	h_c [m]	2.50
Width of the crest	B_c [m]	3.00
Inner dike slope	$\cot\alpha_i$ [-]	3.00
Thickness of the clay layer	d_c [m]	0.80
Time steps		
Time step value	t_s [h]	0.50

RESULTS

The calculations of the 2nd example provide the time until the full breach after $t_{\text{breach}} = 31.0$ h and the start of the erosion in the sand core with $t_{\text{Sand}} = 15.5$ h. Figuur E.9 shows the calculated erosion profiles for every 2.5 h.

Compared to the 1st example of the “Zwartemeerdijk” the breach occurs 2 hours later. Because of the large width of the dike in the 1st example, it was expected to breach earlier in this example. This is partly because of the height of the dike, which is larger in the 2nd example than in the 1st example. Furthermore, the clay layer is thicker in the 2nd example, which plays a big role in the duration until the full breach of the dike. With the start of the erosion in the sand core at $t_{\text{Sand}} = 15.5$ h in the 2nd example, it is a lot later than in the 1st example with $t_{\text{Sand}} = 4.0$ h. As the erosion progresses much faster in the sand core, the time until the clay layer is completely eroded is very important for the whole duration of erosion.

E.3.3 Example 3: Dike with normal width and core of clay

Unfortunately the formulas are not valid for dikes with a core of clay. Formula (5.1) in chapter 5 of the main text is only valid as long as the thickness of the clay layer is less than 3 m. Applying this formula to a dike with a core of clay will probably lead to an overestimation of the erosion volume. This is because clay gets structured during the years, but this structuring process is primarily active near the surface of the clay. The larger the distance from the clay surface, the less structured the clay will be and the more erosion resistant it will be.

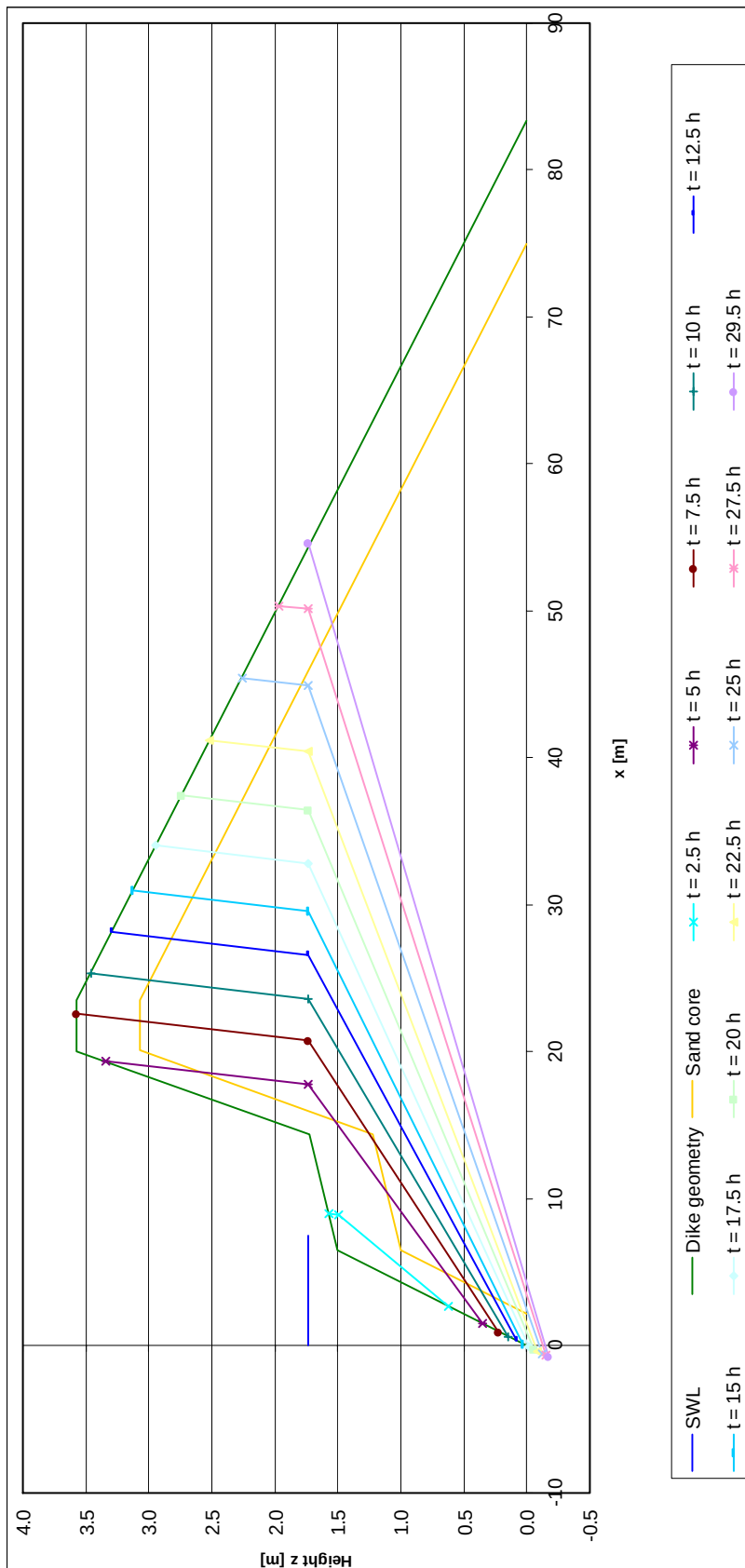
To give an impression of the difference between the residual strength of a dike with clay layer and sand core compared with a dike with a clay core, the erosion process of the dike of the previous section is calculated again for the situation with a clay core. Because the erosion resistance of the clay is underestimated, the difference in reality will be even larger than calculated here.

For the calculations, the size of the time steps was raised to $t_s = 1.0$ h to reduce the number of calculations. This has no effect on the result, as the equation for the erosion volume V_e (eq. (5.1) in chapter 5 of the main text) is a linear function of the time.

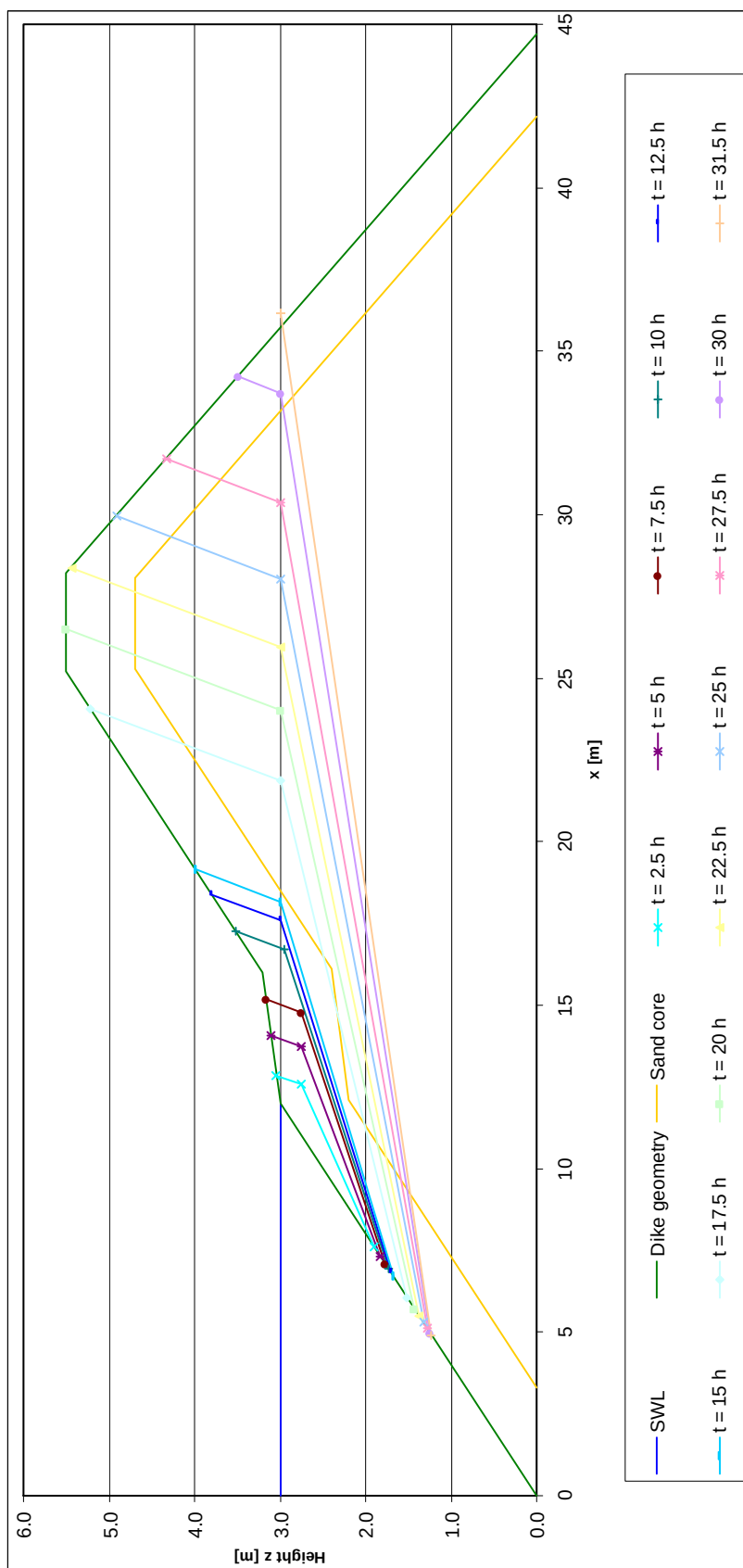
RESULTS

The results of the calculation in the 3rd example show the time of the full breach of the dike at $t_{\text{breach}} = 128.0$ h. The figures of the erosion profiles are displayed in Figuur E.9 for every 10 hours.

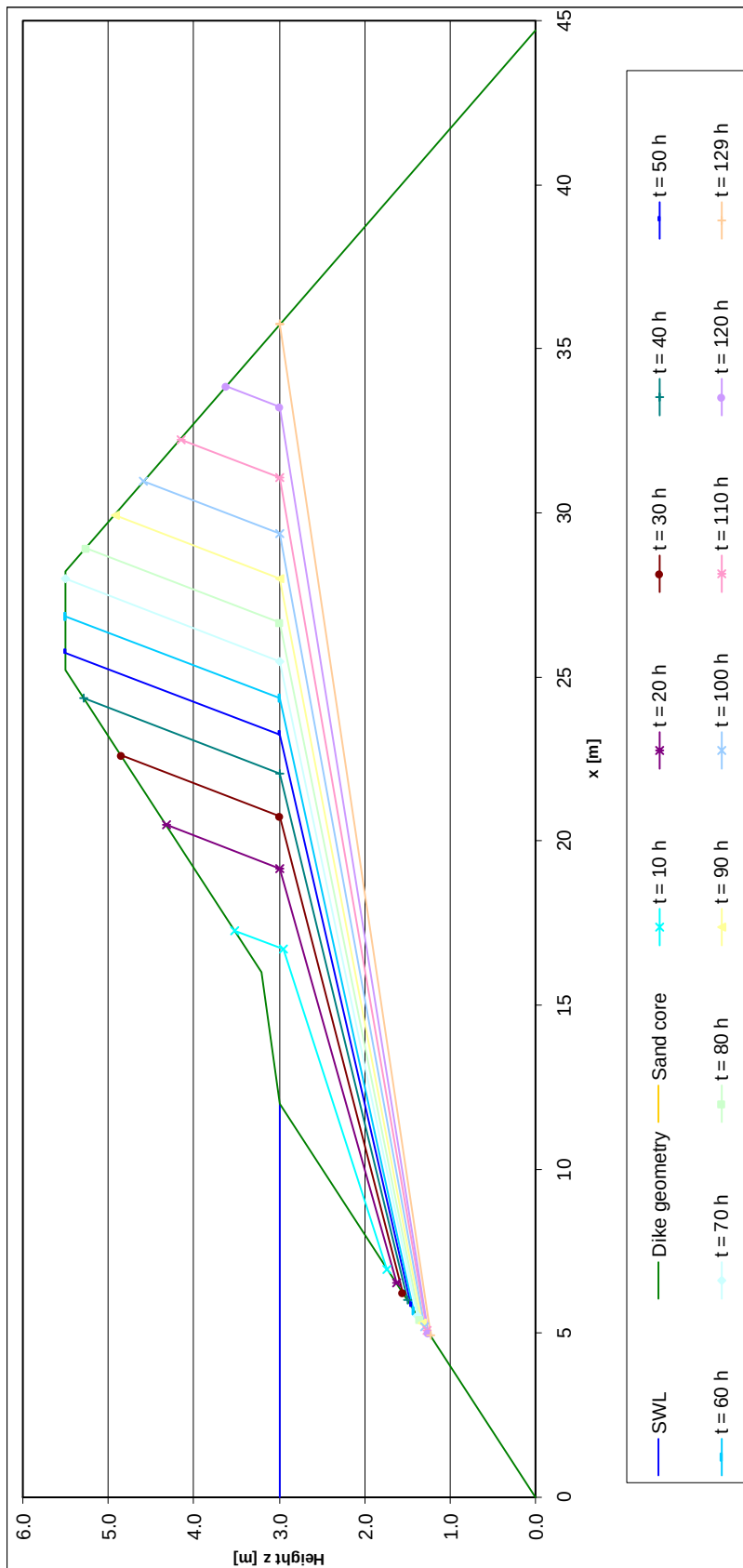
As described above, this duration is even underestimated, because the clay core has a much larger erosion resistance than the upper clay-layers of a dike, for which the equations were set up. As the calculations already provide a very long duration until the full failure of the dike, it shows the huge difference between a sand core and a clay core very well.



Figuur E.8 Erosion profiles of the 1st example ("Zwartemeerdijk", distorted scale)



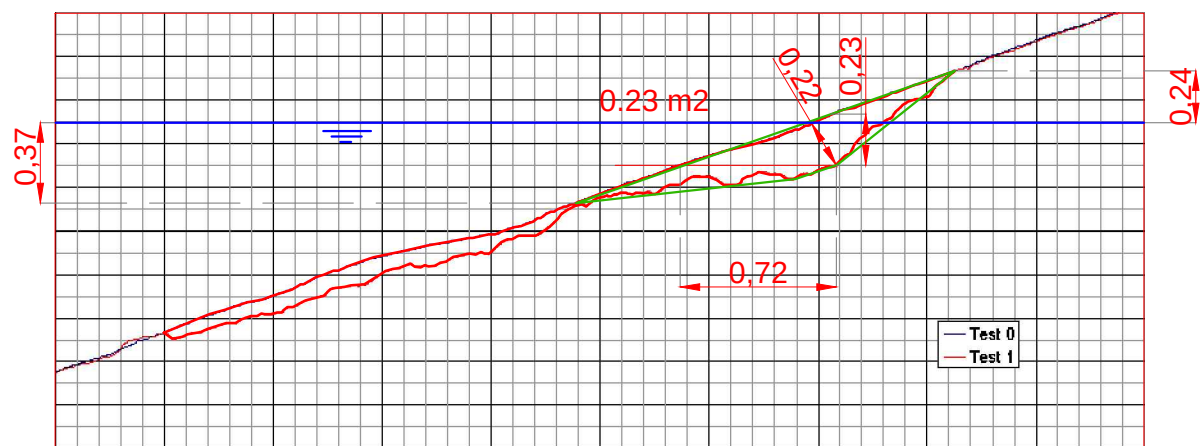
Figuur E.9 Erosion profiles of the 2nd example (distorted scale)



Figuur E.10 Erosion profiles of the 3^d example (distorted scale)

F Gemeten erosieprofielen

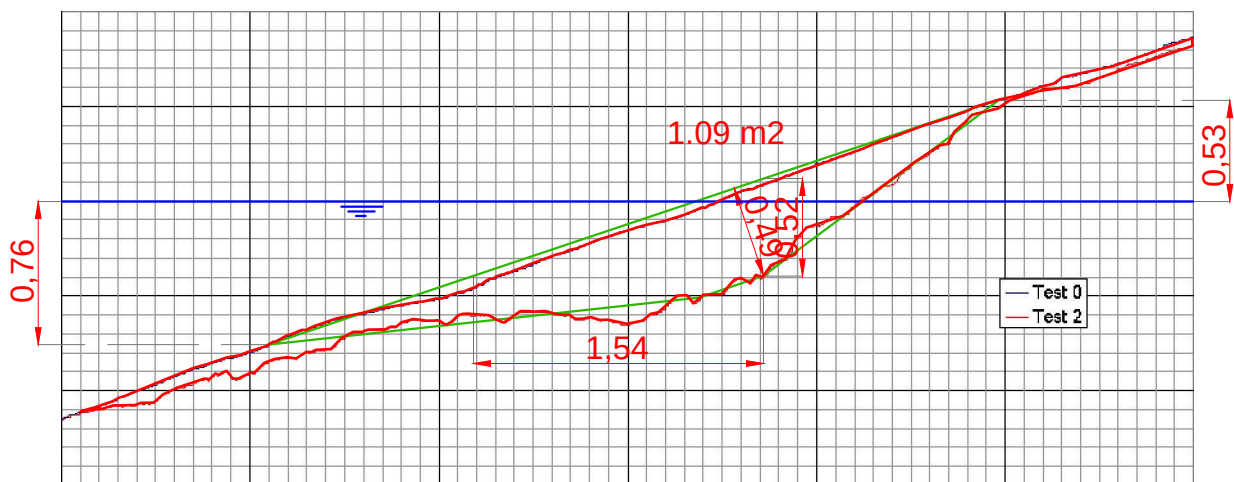
Analyse Keileem Wieringermeerdijk Deltagootproeven



P1

LEGENDA

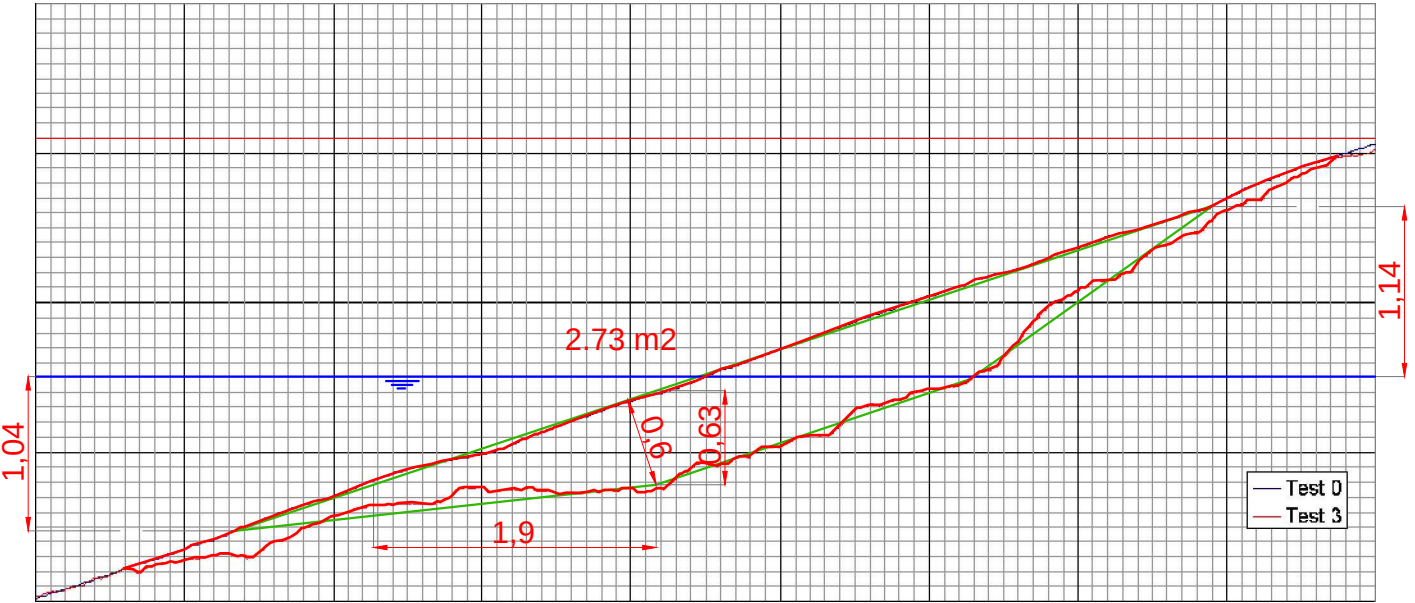
- Waterstand
- Erosieoppervlak



P2

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven		
Deltares	1204200-008	Fig. F-1

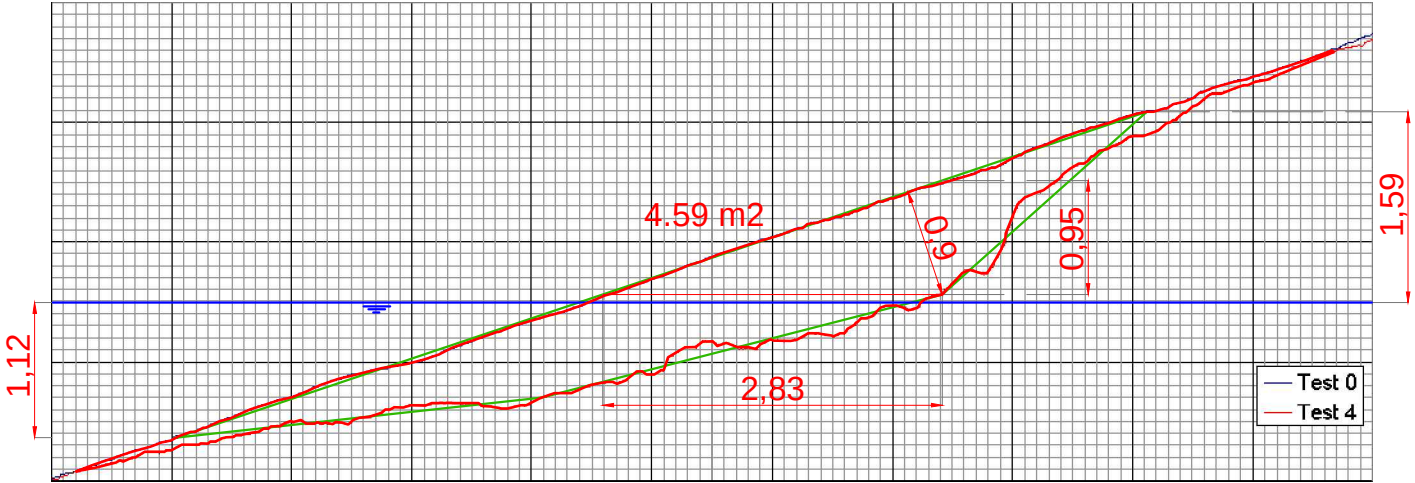
Analyse Keileem Wieringermeerdijk Deltagootproeven



P3

LEGENDA

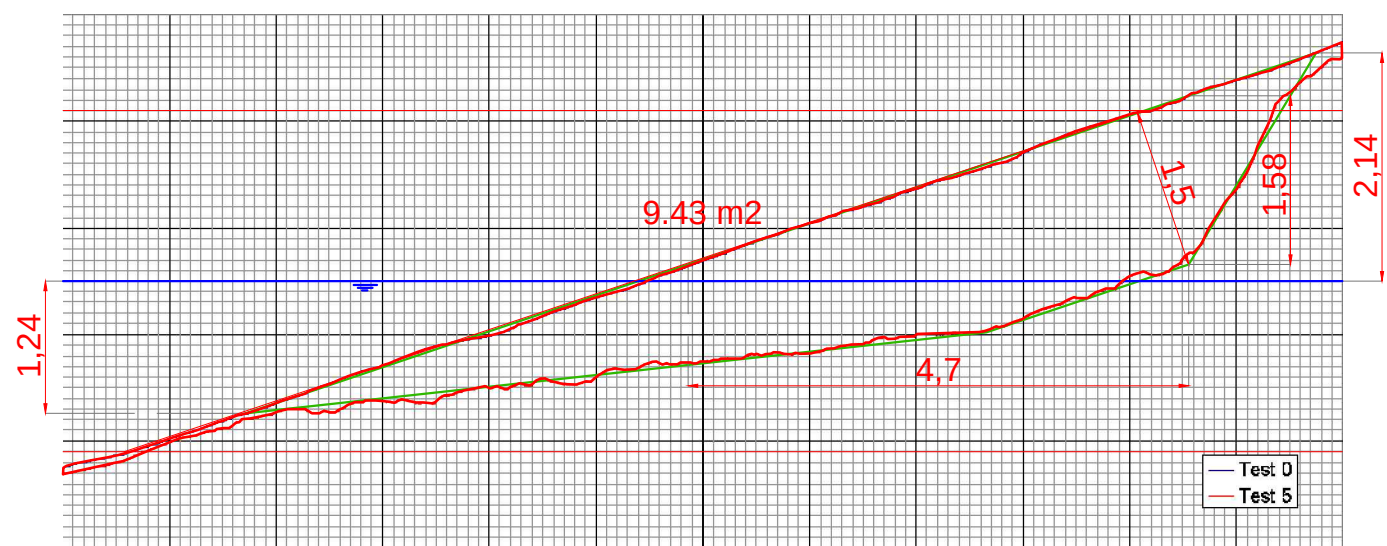
- Waterstand
- Erosieoppervlak



P4

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven		
Deltares	1204200-008	Fig. F-2

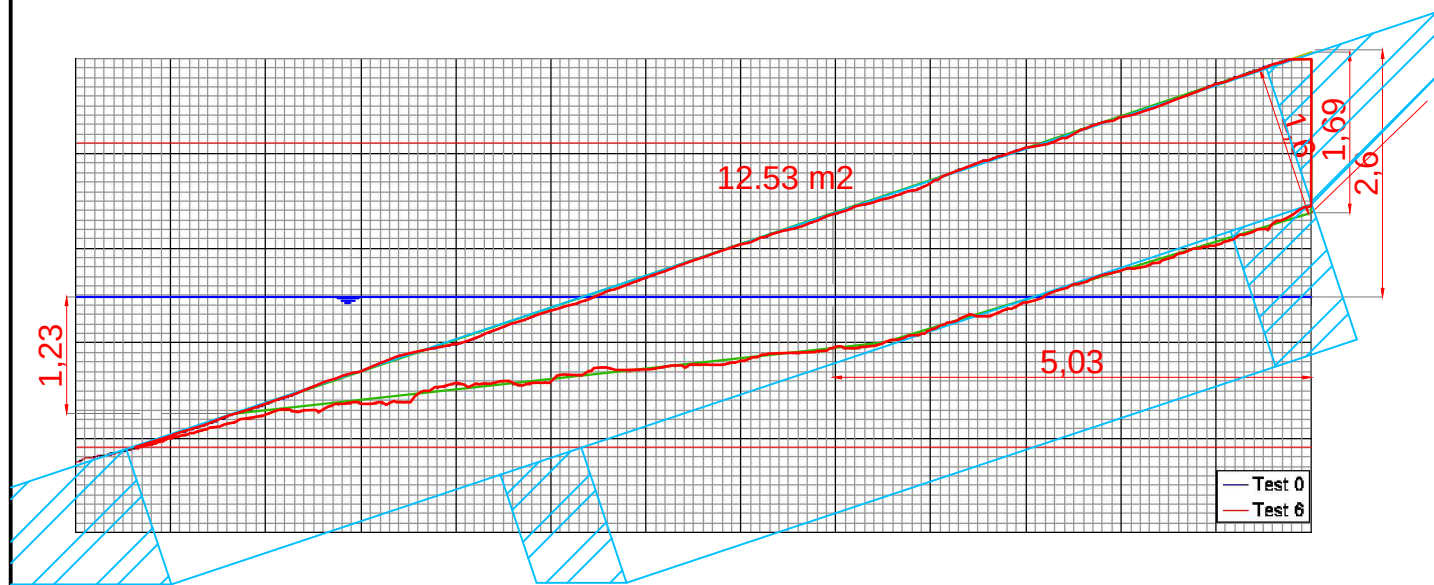
Analyse Keileem Wieringermeerdijk Deltagootproeven



P5

LEGENDA

- Waterstand
- Erosieoppervlak



P6

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

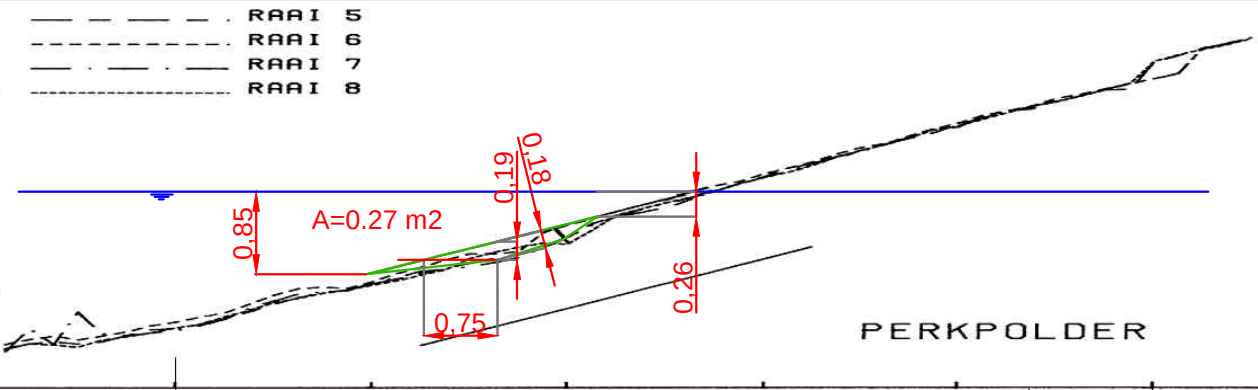
1204200-008

Fig. F-3

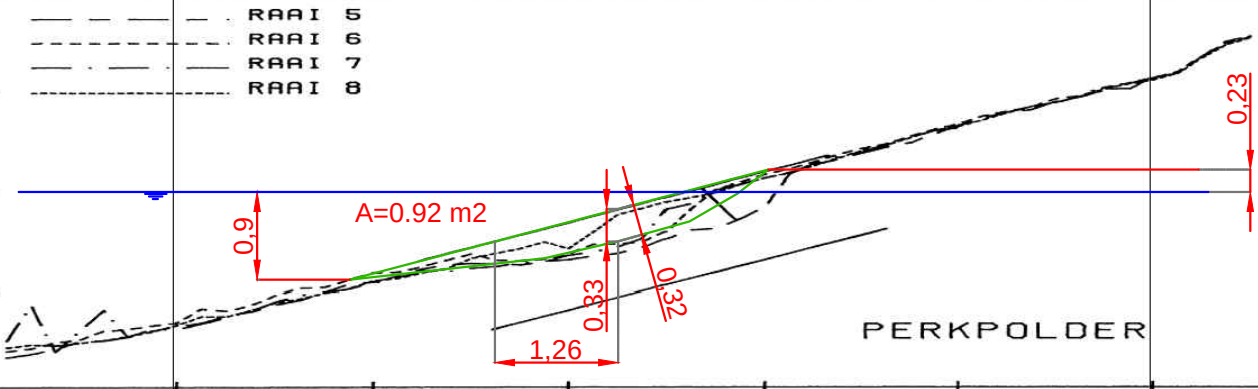
Analyse Klei Perkpolder Deltagootproeven

LEGENDA

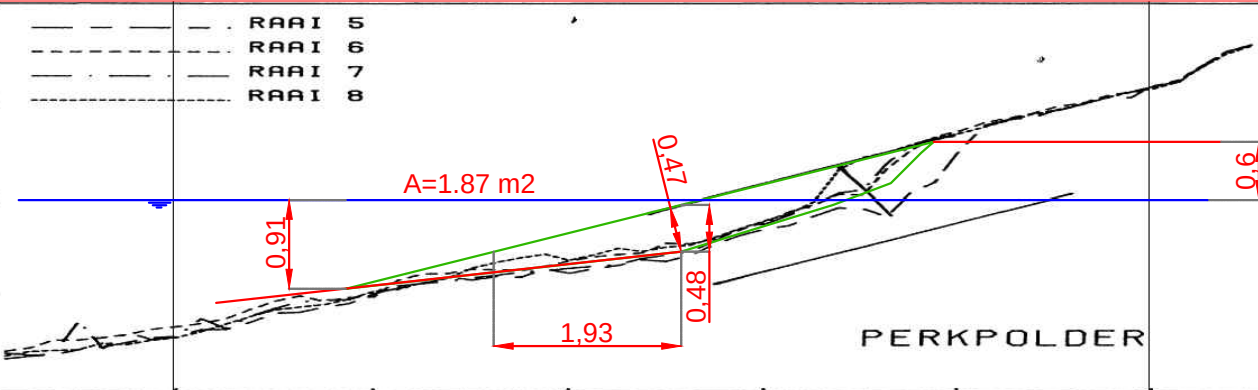
- Waterstand
- Erosieoppervlak



K21-22



K23



K24-25

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

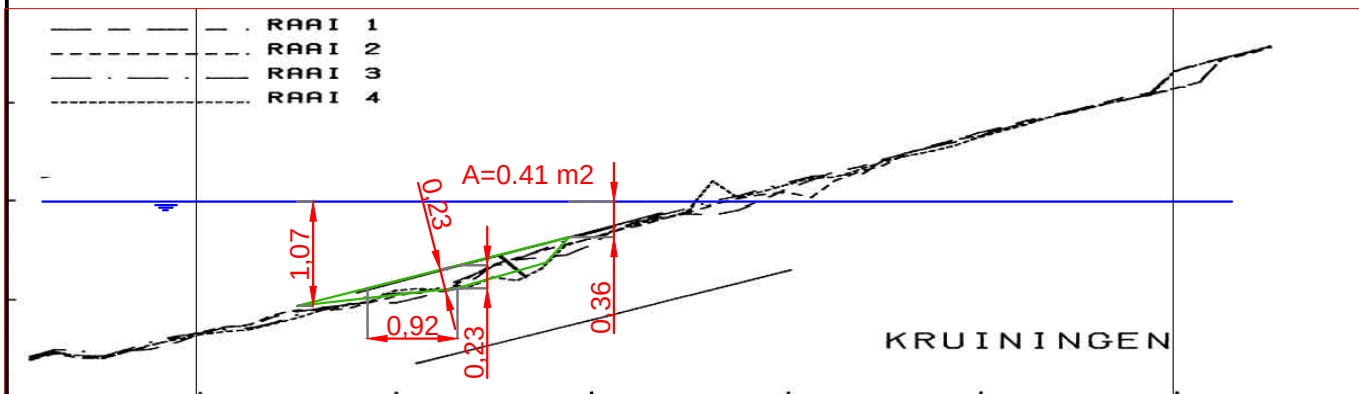
1204200-008

Fig. F-4

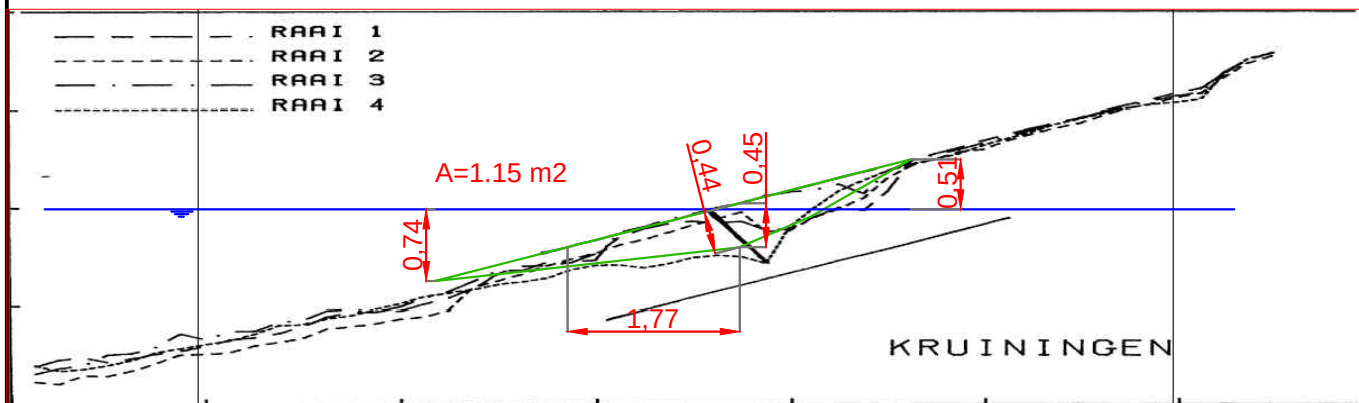
Analyse Klei Kruiningen Deltagootproeven

LEGENDA

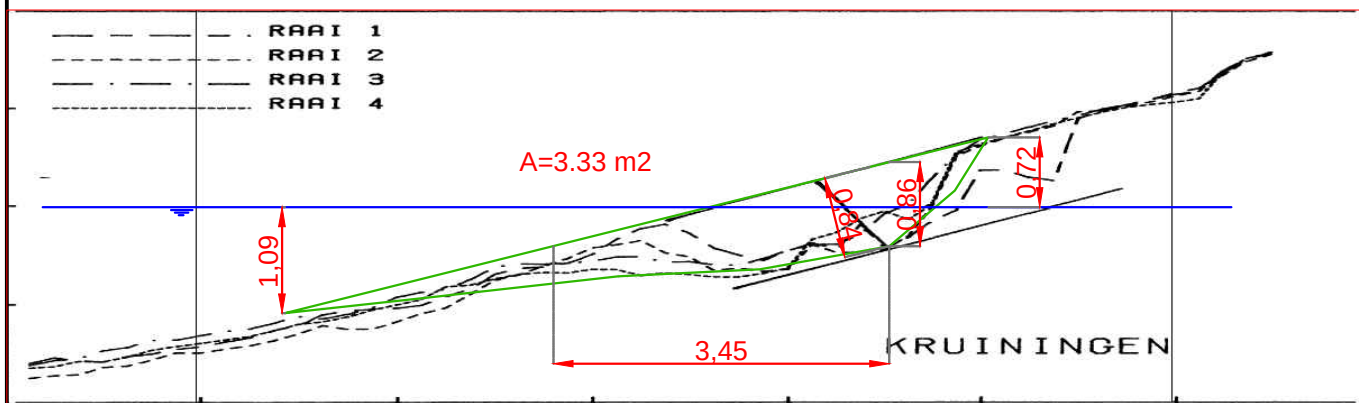
- Waterstand
- Erosieoppervlak



K21-22



K23



K24-25

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

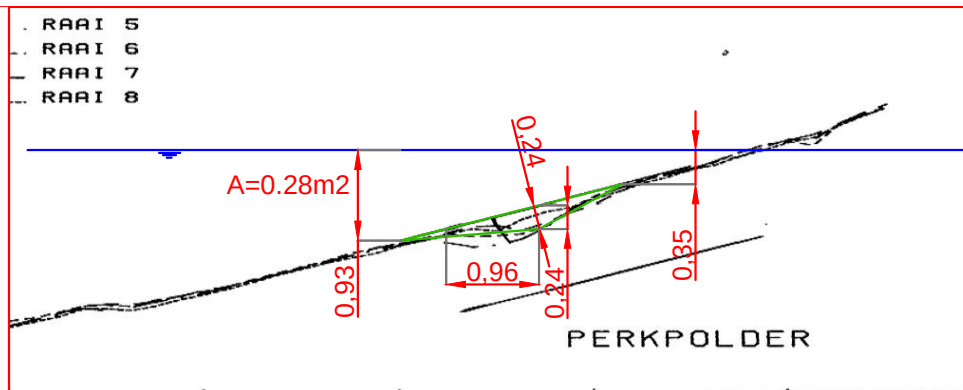
1204200-008

Fig. F-5

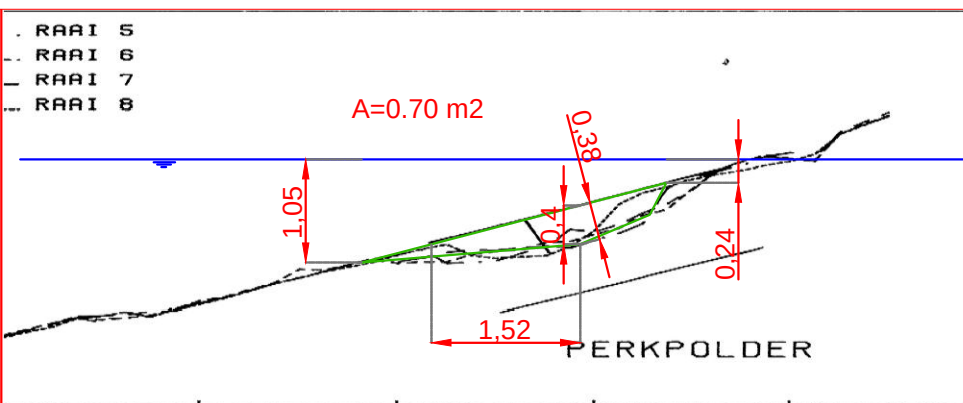
Analyse Klei Perkpolder Deltagootproeven

LEGENDA

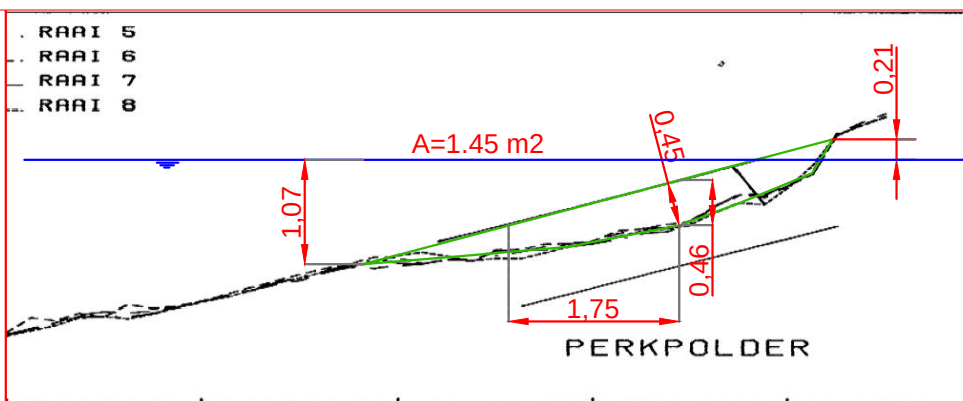
- Waterstand
- Erosieoppervlak



L01-02



L03



L04

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

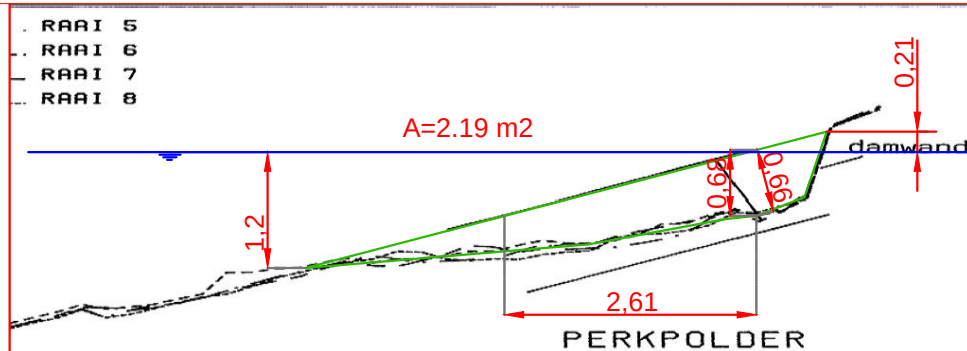
1204200-008

Fig. F-6

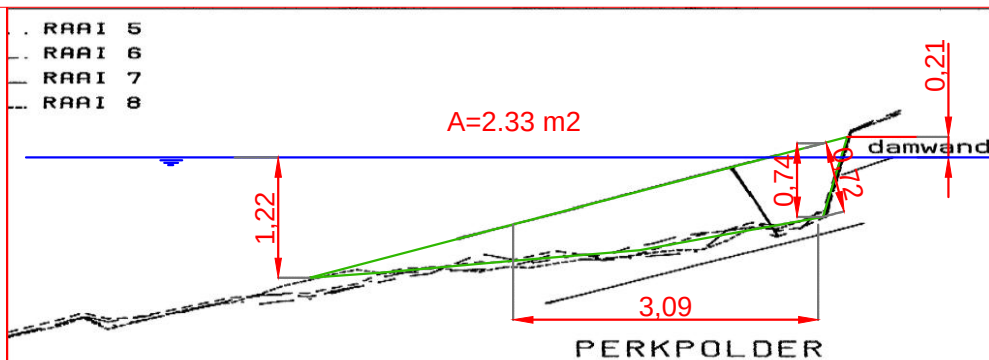
Analyse Klei Perkpolder Deltagootproeven

LEGENDA

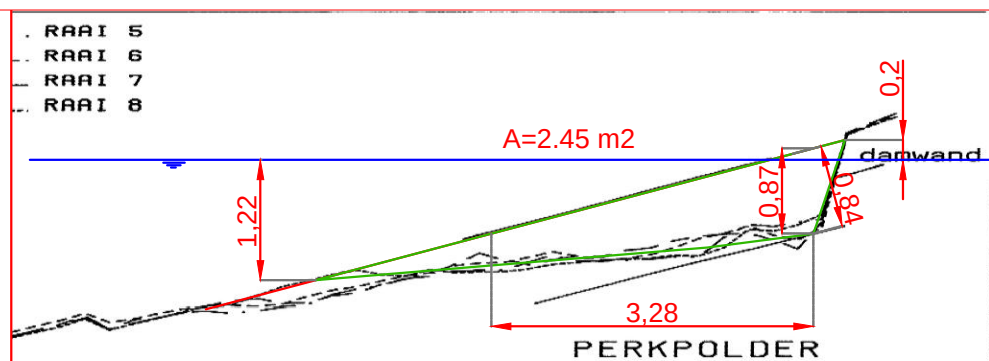
- Waterstand
- Erosieoppervlak



L05-06



L07



L08

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

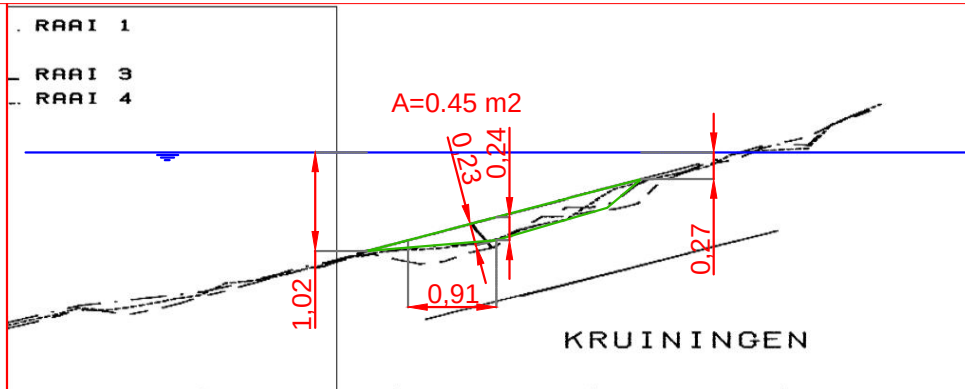
1204200-008

Fig. F-7

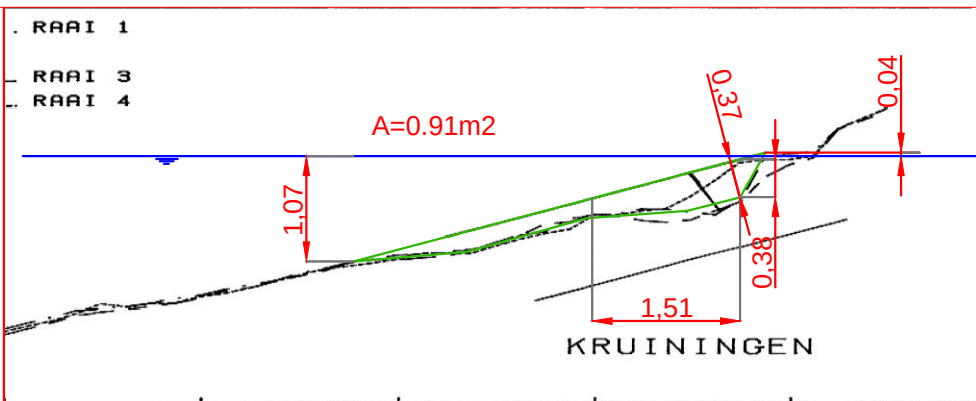
Analyse Klei Kruiningen Deltagootproeven

LEGENDA

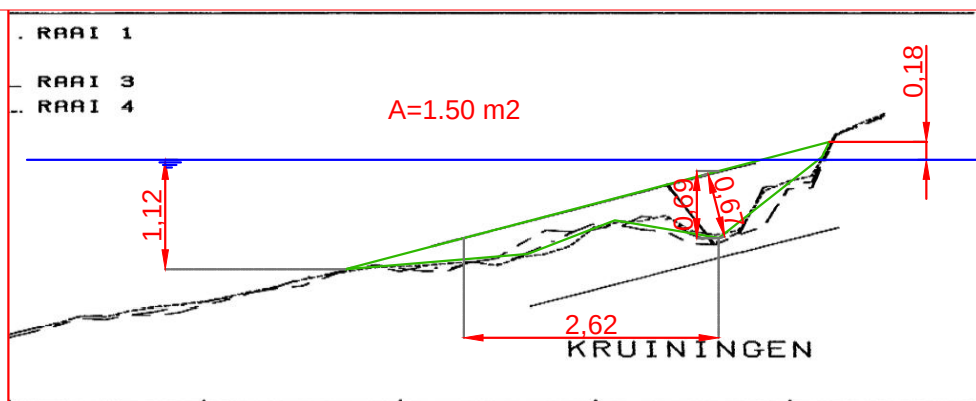
- Waterstand
- Erosieoppervlak



L01-02



L03



L04

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

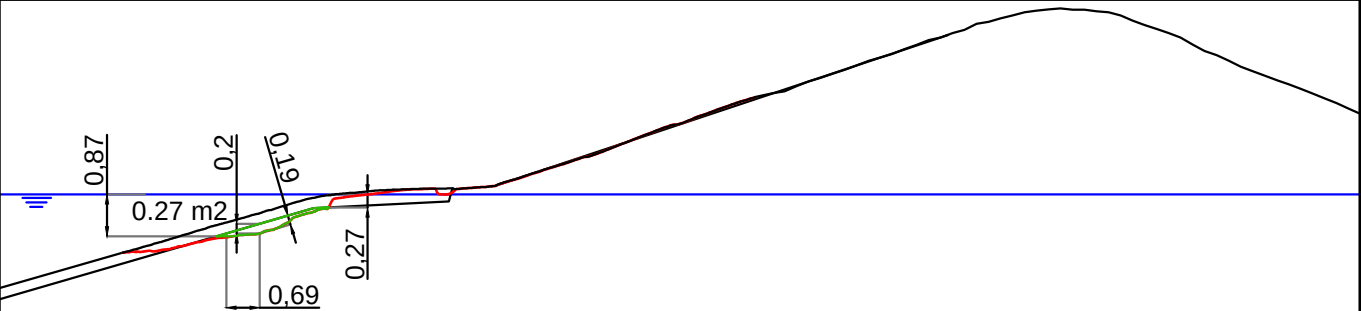
1204200-008

Fig. F-8

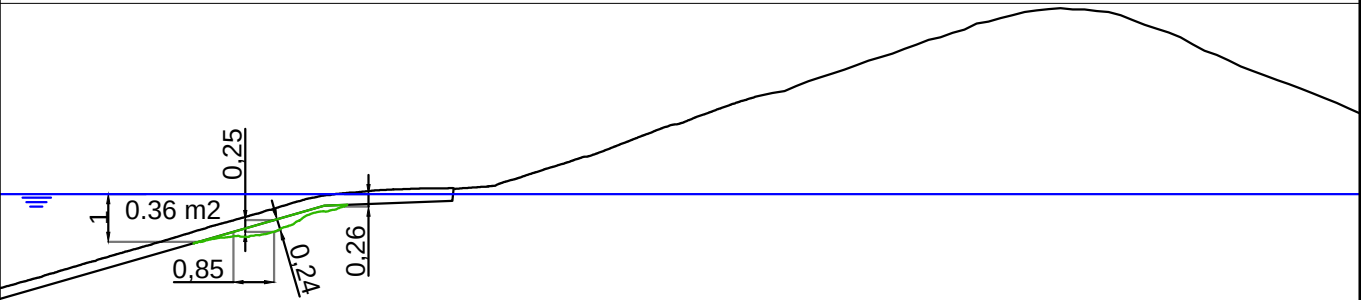
Analyse Klei Oosterland Deltagootproeven

LEGENDA

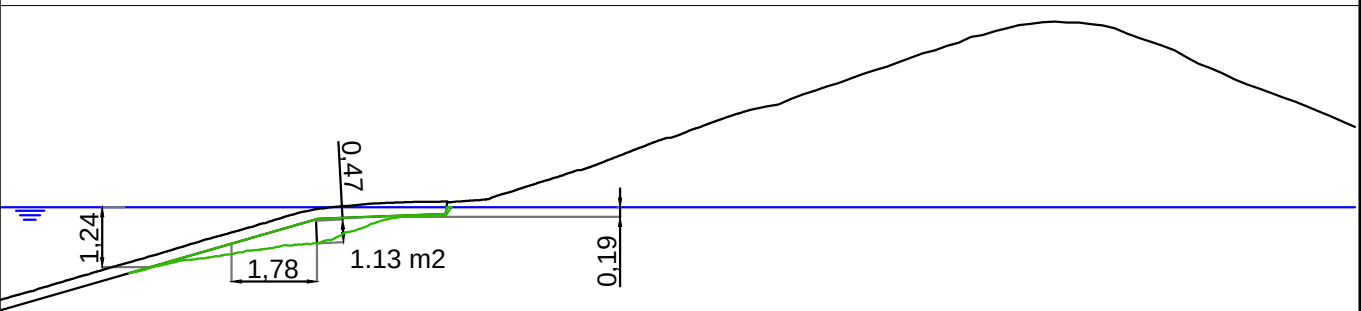
- Waterstand
- Erosieoppervlak



P10



P11



P12

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

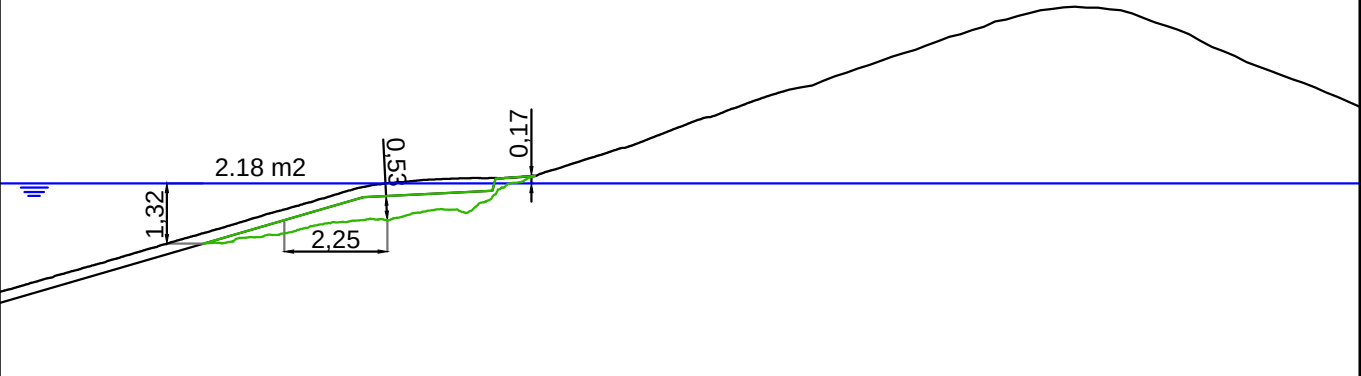
1204200-008

Fig. F-9

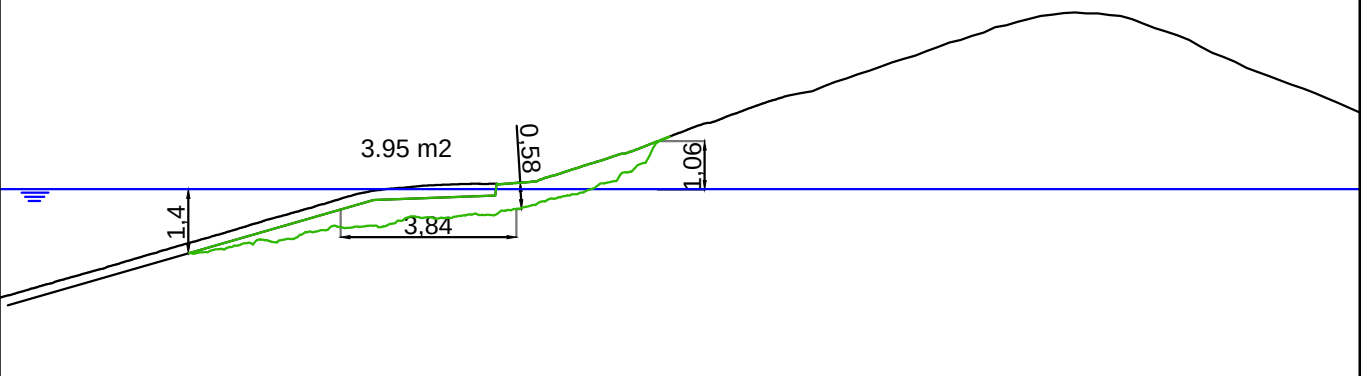
Analyse Klei Oosterland Deltagootproeven

LEGENDA

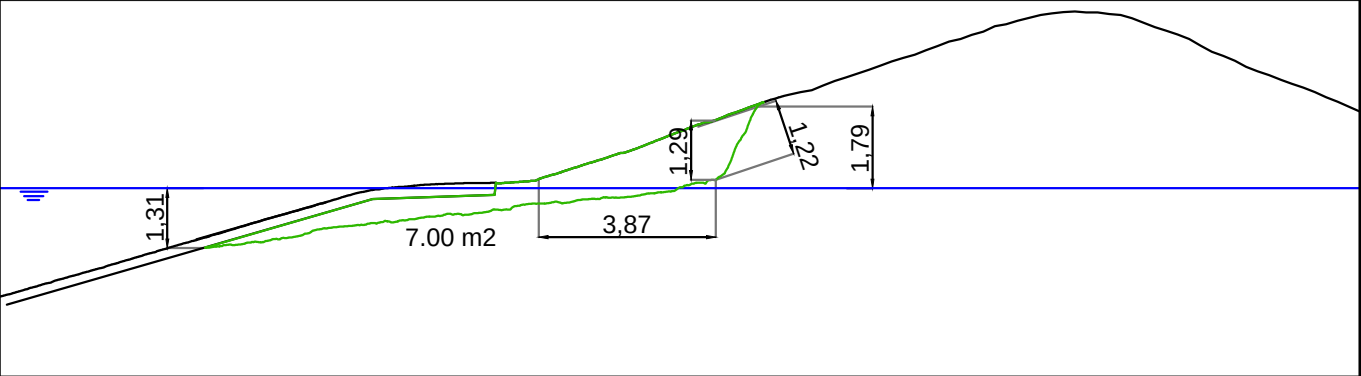
- Waterstand
- Erosieoppervlak



P13

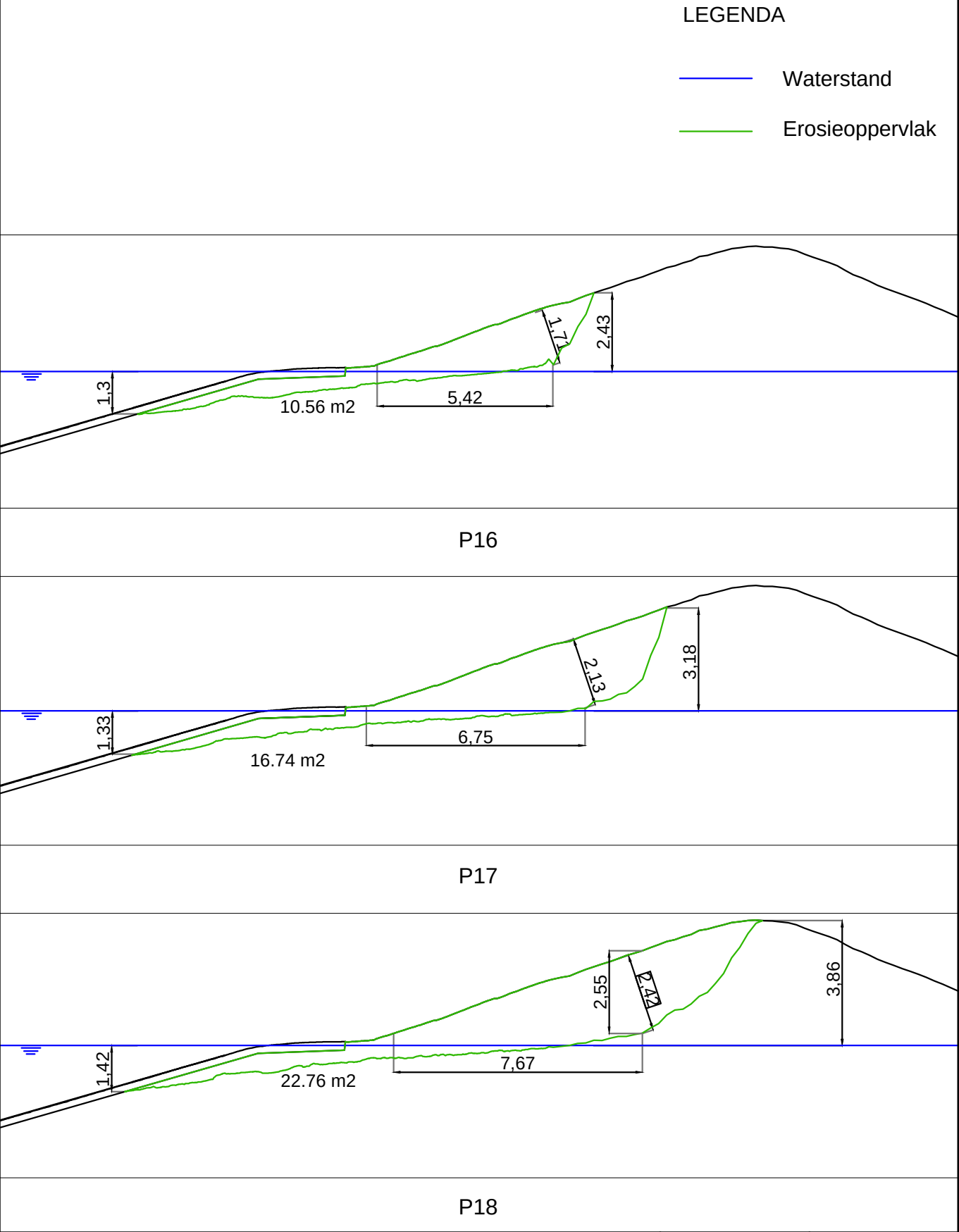


P14



P15

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven		
Deltares	1204200-008	Fig. F-10



Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

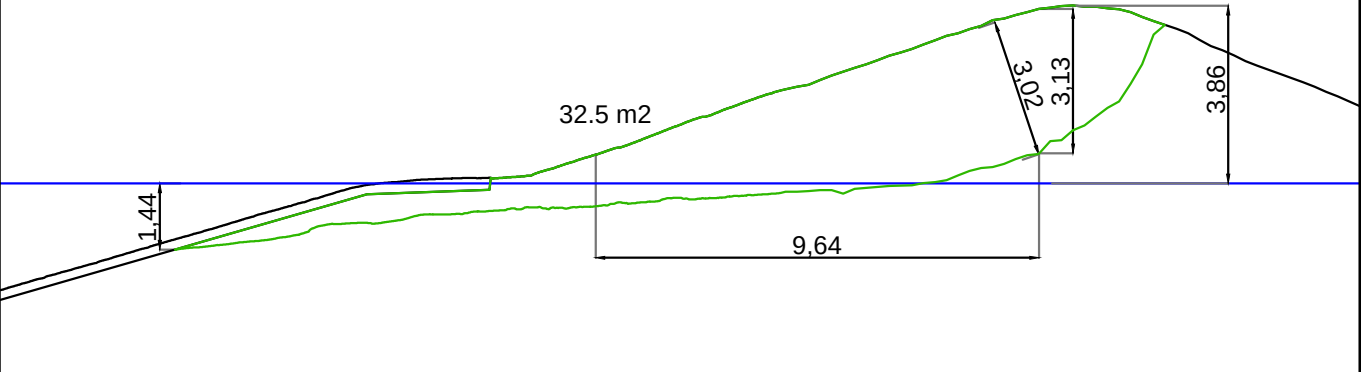
1204200-008

Fig. F-11

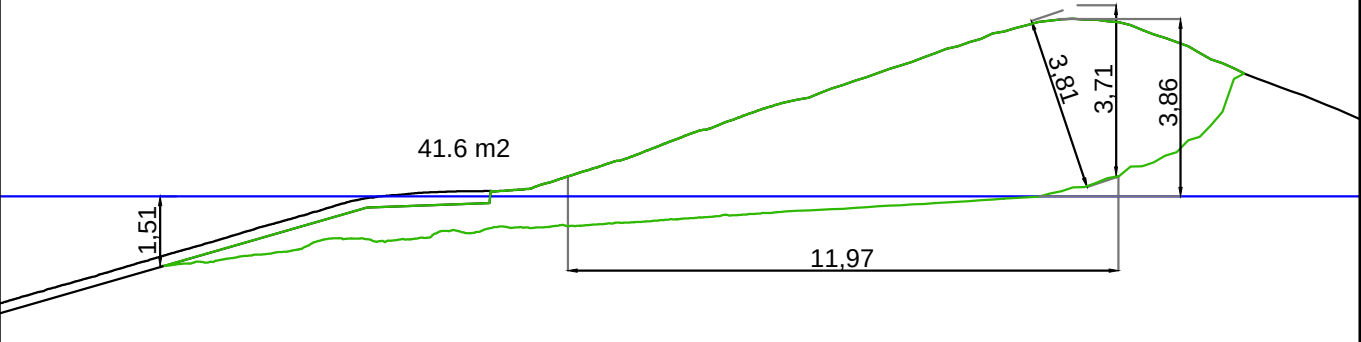
Analyse Klei Oosterland Deltagootproeven

LEGENDA

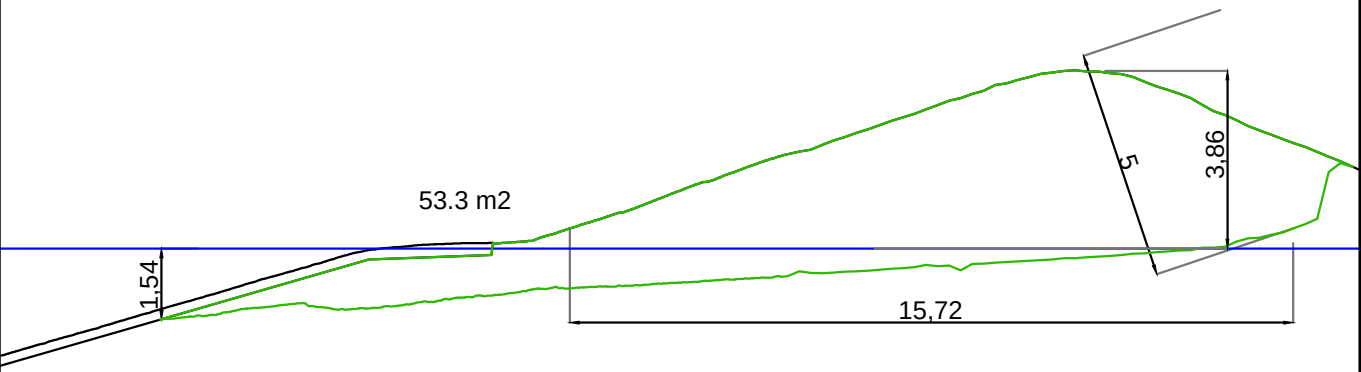
- Waterstand
- Erosieoppervlak



P19



P20

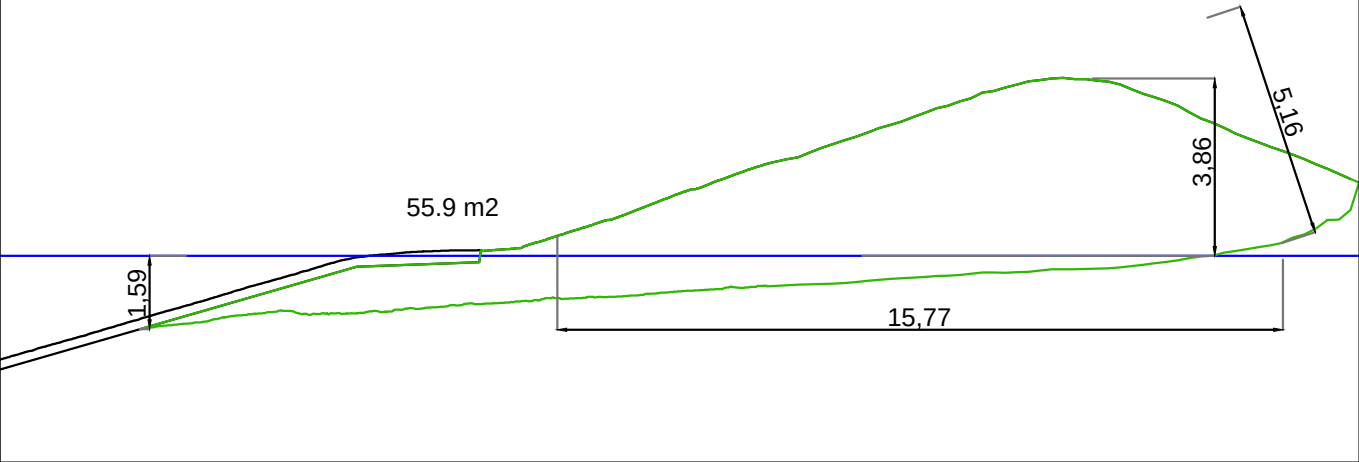


P21

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven		
Deltares	1204200-008	Fig. F-12

LEGENDA

- Waterstand
- Erosieoppervlak



P22

Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven

SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven

Deltares

1204200-008

Fig. F-13