

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen



## Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond

Onderzoeksprogramma  
Kennisleemtes Steenbekledingen

Meetverslag Deltagootonderzoek  
augustus 2007

H4635

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Rijkswaterstaat



WL | delft hydraulics



Opdrachtgever:  
Rijkswaterstaat Zeeland  
Projectbureau Zeeweringen

Kennisleemtes Steenbekledingen

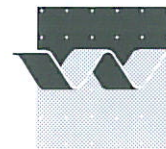
## Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond

Meetverslag Deltagootonderzoek

Bas Hofland en Mark Klein Breteler

Augustus 2007





OPDRACHTGEVER:	Rijkswaterstaat Zeeland Projectbureau Zeeweringen				
TITEL:	Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond				
SAMENVATTING:	<p>Ingevolge de Wet op de Waterkering dienen steenzettingen op waterkeringen vijfjaarlijks getoetst te worden. In de praktijk kan aan veel steenzettingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden wegens een gebrek aan wetenschappelijke kennis. In 2003 is daarom door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Doel van dit programma is het reduceren van deze kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten. In het kader van dit onderzoeksprogramma heeft voorliggend meetrapport betrekking op het deelonderzoek C1 "Onderzoek naar met asfalt ingegoten gezette steenbekledingen" en op het deelonderzoek B1 "Afschuiving".</p> <p>In dit onderzoek zijn twee aspecten van de stabiliteit van steenzettingen onderzocht:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• de stabiliteit van met asfalt ingegoten basalt tijdens golfaanval, en</li><li>• de stabiliteit tegen afschuiving van de ondergrond tijdens een belasting als gevolg van een hogere freatische lijn in het zand (ten opzichte van de buitenwaterstand) in combinatie met golven.</li></ul> <p>Hiertoe is een dijk met een schaal van ongeveer 1:2 nagebouwd in de Deltagoot. Op deze dijk is twee keer een steenzetting aangebracht. Deze steenzetting werd ingegoten met gietasfalt. De eerste was half-ingegoten, de tweede was tot op de filterlaag ingegoten.</p> <p>Tijdens de proeven zijn vele metingen gedaan van drukken, bewegingen, hoogtes, debieten, etc. De proefopstelling en de metingen worden in dit rapport beschreven. In een latere fase volgt een analyse van de metingen.</p>				
REFERENTIES:	Contract: ZLD-6011 Offerte: MCI-10848/H4635/MKB Projectleider PBZ: Y. Provoost Begeleiding DWW: M.C.J. Bosters				
VER	AUTEUR	DATUM	OPMERK.	REVIEW	GOEDKEURING
0	Bas Hofland	25-10-2005		E.M. Coeveld	W.M.K Tilmans
1	Bas Hofland en Mark Klein Breteler	25-1-2006		E.M. Coeveld	W.M.K Tilmans
2	Bas Hofland en Mark Klein Breteler	23-8-2007		D. Rudolph	W.M.K Tilmans
PROJECTNUMMER:	H4635				
TREFWOORDEN:	steenzettingen, gietasfalt, golfklappen				
AANTAL BLADZIJDEN:	223				
VERTROUWELIJK:	<input type="checkbox"/> JA		<input checked="" type="checkbox"/> NEE		
STATUS:	<input type="checkbox"/> VOORLOPIG		<input type="checkbox"/> CONCEPT		<input checked="" type="checkbox"/> DEFINITIEF



## Inhoud

**Figurenlijst**  
**Tabellenlijst**  
**Symbolenlijst**

<b>1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Ingegoten bekledingen .....</b>	<b>3</b>
2.1	Achtergrond .....	3
2.1.1	Beschrijving van prototype .....	3
2.1.2	Bezwijkmechanismen ingegoten steenzettingen .....	4
2.2	Schaling .....	5
2.3	Modelopstelling .....	7
2.3.1	Toplaag .....	9
2.3.2	Filterlaag .....	10
2.3.3	Inwasmateriaal .....	10
2.3.4	Gietasfalt .....	11
2.3.5	Randafwerking .....	13
2.3.6	Infiltratie in het filter .....	14
2.3.7	Coördinatensysteem .....	14
2.4	Instrumentatie .....	15
2.4.1	Golfhoogtemeters .....	16
2.4.2	Drukmeters .....	16
2.4.3	Naderingssensors .....	18
2.4.4	Infiltratiedebietmeter .....	18
2.4.5	Profielvolger .....	18
2.4.6	Valgewichtdeflectiemetingen .....	18
2.4.7	Waterpassen, meetlint .....	19

2.4.8	Visuele observatie .....	19
2.4.9	Video-observatie .....	19
2.4.10	Temperatuurmeting .....	19
2.4.11	Waterstand .....	20
2.5	Proevenprogramma m.b.t. ingegoten basalt .....	20
2.6	Resultaten golfmetingen .....	22
2.7	Overzicht resultaten .....	24
2.8	Schadeontwikkeling half ingegoten toplaag (serie 1) .....	25
2.9	Schadeontwikkeling volledig ingegoten toplaag (serie 2) .....	30
<b>3</b>	<b>Afschuiving.....</b>	<b>41</b>
3.1	Achtergrond.....	41
3.2	Modelopstelling.....	42
3.2.1	Schaal .....	42
3.2.2	Dijklichaam .....	43
3.2.3	Klei.....	44
3.2.4	Steenzetting en filter.....	45
3.2.5	Teenbestorting.....	45
3.2.6	Freatische lijn in het zand.....	46
3.3	Instrumentatie.....	46
3.3.1	Afschuifensors.....	47
3.3.2	Waterspanningsmeters .....	47
3.3.3	Hoogtemeters.....	49
3.4	Proevenprogramma m.b.t. afschuiving .....	50
3.5	Proefresultaten m.b.t. afschuiving .....	51
3.6	Voorlopige analyse.....	56
3.6.1	Technisch Rapport Steenzetting.....	56



3.6.2	Overdrukbestendigheid bekledingslagen .....	57
<b>4</b>	<b>Samenvatting en conclusies .....</b>	<b>59</b>
	<b>Referenties .....</b>	<b>61</b>
<b>A</b>	<b>Tabellen</b>	
<b>B</b>	<b>Figuren</b>	
<b>C</b>	<b>Grafieken</b>	
<b>D</b>	<b>VGD-metingen en eigenschappen gietasfalt</b>	
<b>E</b>	<b>Klei-eigenschappen</b>	
<b>F</b>	<b>Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen</b>	

## Figurenlijst

- 1.1 Golfbelasting op ingegoten basalt in Deltagoot
- 2.1 Schematische weergave van een dwarsdoorsnede van een ingegoten steenzetting.
- 2.2 Golfaanval tijdens de metingen (proef P22).
- 2.3 Schets met onderdelen van de modelopstelling.
- 2.4 Zagen en zetten van het basalt.
- 2.5 De eerste ingegoten bekleding, gebruikt voor de proevenserie 1.  
Aanbrengen gietasfalt; ingegoten bekleding zonder extra behandeling.
- 2.6 De tweede ingegoten bekleding, gebruikt voor de proevenserie 2.  
Aanbrengen gietasfalt; penetratie van de asfalt.
- 2.7 Randafwerking van de top laag bij proevenserie 1.
- 2.8 Toegepaste randafwerking van de top laag, proevenserie 1 en proevenserie 2.
- 2.9 Coördinatensysteem in goot.
- 2.10 Gerealiseerde waarden van de brekerparameter en stabiliteitsparameter tijdens de proeven.
- 2.11 Gemeten stijghoogteverschillen tijdens proeven zonder golven bij de eerste top laag, met een constant filterinfiltratiedebiet (resp. 3,8 en 1,4 l/s) .
- 2.12 Talud na proef P01 en talud na proef P02.
- 2.13 Talud na proef P03 (overzicht en scheur bij F/G).
- 2.14 Talud na proef P04 (overzicht, bult bij J/K, bitumen en filtermateriaal weg bij I/J, spleet dicht bij J).
- 2.15 Bezweken talud na proef P05
- 2.16 Talud na P12. Zand op klei (en onder geotextiel) na uitbreken tweede steenzetting.
- 2.17 Top laag na proef P15.
- 2.18 Aanbrengen hoekprofiel rondom  $x = 10$  m na proef P15. Bolling aan oostwand van de goot bij markering E ( $Z = 4,62$  m), ontstaan na P16.
- 2.19 Scheuren in top laag na P16 (bij E en bij C).
- 2.20 Detail foto van talud na proef P17, ver boven SWL.
- 2.21 Talud na P21 (overzicht; overgang ingegoten/niet-ingegoten).
- 2.22 Talud na P22 (scheur; steen eruit).
- 2.23 Schade na P23a.
- 2.24 Situatie bij verplaatste filterinfiltratiebuis.
- 3.1 Het mechanisme afschuiving bij een stabiele teen als gevolg van de combinatie van hogere freatische lijn in het zand en golfaanval.
- 3.2 Aanbrengen van de klei.
- 3.3 Teenbestorting met basalt van 25 cm dik.
- 3.4 Drainagebuizen voor zandinfiltratie.
- 3.5 Principe van afschuifmeting en waterspanningsmeting.
- 3.6 Schets met onderdelen van de proefopstelling.
- 3.7 Stijghoogte bij waterspanningsmeter WSM2, t.o.v. de waterstand in de infiltratiepijp.
- 3.8 Hoogtemeting en drukopnemers op talud.
- 3.9 Waterstroming tijdens incident.
- 3.10 Registratie van afschuifsensor VPL2 (met ijking voor verticale beweging) tijdens proef P21.
- 3.11 Registratie van afschuifsensor VPL2 (met ijking voor verticale beweging) tijdens proeven P22, P23 en P23a.
- 3.12 Kleimonsters worden uit het talud genomen. Aansluiting van klei op zand.

## Tabellenlijst

- 2.1 Karakteristieken van ingegoten steenzettingen langs de Oosterschelde.
  - 2.2 Coördinaten van lijnen op het talud.
  - 2.3 Hoogtes op talud van VGD metingen.
  - 2.4 Proevenprogramma met globale parameters.
  - 2.5 Gerealiseerde waarden van de golfkarakteristieken tijdens eerste proevenserie.
  - 2.6 Gerealiseerde waarden van de golfkarakteristieken tijdens de tweede proevenserie.
  - 2.7 Gemeten gemiddelde elastsiciteitsmodulus,  $E$ , van ingegoten steenbekledingen.
- 
- 3.1 Klei-eigenschappen
  - 3.2 Proeven relevant voor schademechanisme afschuiving, met globale parameters.
  - 3.3 Toetsregel volgens Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003).
- 
- 4.1 Gemeten elasticiteitsmoduli van ingegoten basalt (KOAC-NPC).

## Symbolenlijst

$b$	dikte van de filterlaag	(m)
$b_{\text{klei}}$	dikte van de kleilaag	(m)
$C_u$	ongedraineerde schuifsterkte	(Pa)
$c'$	effectieve cohesie bij bezwijken	(Pa)
$d$	diepte vanaf de waterlijn	(m)
$D$	dikte toplaag	(m)
$D_f$	zeefdiameter filtermateriaal	(m)
$D_{15}, D_{50}, D_{85}$	zeefdiameter waarbij resp. 15%, 50% en 85% van de massa kleiner is	(m)
$D_n$	nominale diameter = $\sqrt[3]{V}$	(m)
$E$	elasticiteitsmodulus	(MPa)
$E_{u50}$	ongedraineerde stijfheid bij 50% van de sterkte	(Pa)
$F$	stabiliteitsparameter = $\xi_{\text{op}}^{2/3} H_s / (\Delta D)$	(-)
$g$	zwaartekrachtsversnelling	(m/s <sup>2</sup> )
$G$	totale ondergedompelde gewicht van de constructie boven het potentiële glijvlak ( $\perp$ talud), uitgedrukt als stijghoogteverschil	(m)
$h$	waterdiepte (voor talud)	(m)
$h_{\text{goot}}$	waterdiepte in de goot ten opzichte van de gootbodem	(m)
$h_{\text{infiltratie}}$	freatisch vlak in het zandlichaam ten opzichte van de gootbodem	(m)
$H$	golfhoogte (van regelmatige golven)	(m)
$H_s$	significante golfhoogte (in dit rapport gelijk aan $H_{m0}$ )	(m)
$H_{m0}$	golfhoogtemaat gebaseerd op het spectrum	(m)
$H_{10\%}$	golfhoogte overschreden door 10% van de golven	(m)
$H_{\text{max}}$	maximale golfhoogte	(m)
$I$	traagheidsmoment	(m <sup>4</sup> )
$I_p$	plasticiteitsindex	(%)
$L_{\text{op}}$	golflengte bij piek van spectrum, omgerekend naar diepwater	(m)
$l$	lengte	(m)
$m_0$	variantie van waterniveau (oppervlak onder golfspectrum)	(m <sup>2</sup> )
$n$	porositeit van de filterlaag	(-)
$n_x$	schaalfactor voor grootheid $x$	(-)
$N$	aantal (bijv. van golven)	(-)
$Q$	debiet	(m <sup>3</sup> /s)
$q$	gelijkmatig verdeelde belasting	(N/m <sup>2</sup> )
$R$	reflectiecoëfficiënt (gebaseerd op energie)	(-)
$S_{\text{op}}$	golfsteilheid = $H_s/L_{\text{op}} = H_s/(1,56T_p^2)$	(-)
$T_p$	piekperiode (piek van energiedichtheidsspectrum)	(s)
$T_m$	gemiddelde periode	(s)
$T_{m-10}$	periode gebaseerd op de spectrale momenten $m_0$ en $m_{-1}$	(s)
$V$	volume (van steen)	(m <sup>3</sup> )
$w$	watergehalte als percentage van de droge stof	(%)
$W_L$	vloeigrens	(%)
$W_P$	uitrolgrens	(%)
$x$	horizontale coördinaat vanaf teen	(m)
$x'$	coördinaat langs talud (vanaf teen)	(m)
$y$	dwarscoördinaat vanaf oostwand	(m)

$y_s$	z-coördinaat van de voet van een stijghoogtefront	(m)
$Z$	verticale coördinaat vanaf de bodem	(m)
$z$	verticale coördinaat t.o.v. SWL	(m)
$z_{dip}$	z-coördinaat van een (stijghoogte-)dip bij een golfklap ten opzichte van SWL	(m)
$z_{klap}$	z-coördinaat van een golfklap ten opzichte van SWL	(m)
$z_t$	verplaatsing toplaag	(m)
$z'$	Z coördinaat van een punt, geprojecteerd op het talud	(m)
$\alpha$	helling van talud	( $^\circ$ )
$\gamma$	soortelijke massa van de ongedroogde klei	( $N/m^3$ )
$\gamma_{dr}$	soortelijke massa van de gedroogde klei	( $N/m^3$ )
$\Delta$	relatieve soortelijke massa van toplaag (of ander materiaal, als aangegeven) = $\rho_s/\rho - 1$	(-)
$\Delta_{klei}$	relatieve soortelijke massa van de klei	(-)
$\Delta_{korrel}$	relatieve soortelijke massa van de filterkorrels	(-)
$\varepsilon$	rek	(-)
$\phi_{max}$	maximale stijghoogte op talud tijdens golfklap	(m)
$\phi_{sf}$	statisch stijghoogteverschil (tussen filter en buitenwaterstand)	(m)
$\phi_{sz}$	statisch stijghoogteverschil (tussen zand en buitenwaterstand)	(m)
$\varphi$	maximale effectieve wrijvingshoek	( $^\circ$ )
$L$	lek lengte	(m)
$\rho$	soortelijke massa van water	( $kg/m^3$ )
$\rho_a$	soortelijke massa van gietasfalt	( $kg/m^3$ )
$\rho_s$	soortelijke massa van toplaag	( $kg/m^3$ )
$\sigma$	spanning	( $N/m^2$ )
$\zeta_{op}$	brekerparameter gebaseerd op piekperiode = $\tan\alpha/\sqrt{s_{op}}$	(-)



# I Inleiding

Ingevolge de Wet op de Waterkering dienen steenzettingen op waterkeringen vijfjaarlijks getoetst te worden. In de praktijk kan aan veel steenzettingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden wegens een gebrek aan wetenschappelijke kennis.

In 2003 is daarom door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart, zie bijlage F. Doel van dit programma is het reduceren van deze kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten. In het kader van dit onderzoeksprogramma heeft voorliggende meetrapport betrekking op het deelonderzoek C1 "met asfalt ingegoten gezette steenbekledingen" en op het deelonderzoek B1 "Afschuiving".

In dit onderzoek zijn twee aspecten van de stabiliteit van steenzettingen onderzocht:

- de stabiliteit van met asfalt ingegoten basalt tijdens golfaanval, en
- de stabiliteit tegen afschuiving van de ondergrond tijdens een belasting als gevolg van een hogere freatische lijn in het zand (ten opzichte van de buitenwaterstand) in combinatie met golven.

In 1997 is de stabiliteit van een oppervlakkig ingegoten bekleding in de Deltagoot onderzocht (Lubbers en Klein Breteler, 2000). Die bekleding bezweek echter al bij een relatief lage hydraulische belasting. In het huidige onderzoek wordt de aandacht gericht op:

- een tot de helft van de spleethoogte ingegoten bekleding van basalt, zonder gietasfalt op de koppen van de basaltzuilen, en
- een volledig vol en zat ingegoten bekleding van basalt, met gietasfalt op de koppen van de basalt.

Voor deze constructietypen zijn nog geen goede toetscriteria voorhanden.

De stabiliteit van een steenzetting ten aanzien van het mechanisme afschuiving is in 1983 in de Deltagoot onderzocht (WL | Delft Hydraulics, 1988). Toen is een bekleding van blokken op een geotextiel op zand beproefd. Dat onderzoek heeft bijgedragen aan de huidige toetsregels in het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003). Thans is een bekleding van ingegoten basalt op een granulaire filterlaag op geotextiel op klei onderzocht, gericht op afschuiving langs een schuifvlak net onder de kleilaag, in het zand. Een dergelijke constructie met een kleilaag komt in de praktijk veel voor, en de indruk bestaat dat de huidige toetsregels te streng zijn.

Het doel van het onderzoek is het vinden van verbeterde toetsregels voor met gietasfalt ingegoten steenzettingen, en daarnaast zoveel mogelijk informatie verkrijgen over het mechanisme afschuiving. Daartoe is grootschalig fysisch modelonderzoek uitgevoerd. De huidige rapportage beschrijft de uitgevoerde proeven. In een latere fase van het project zullen de resultaten geanalyseerd worden en zal er een voorstel gedaan worden voor een nieuwe toetsregel voor ingegoten bekledingen (zie Klein Breteler e.a., 2006a).

Het onderzoek is uitgevoerd onder leiding van ir. M. Klein Breteler in opdracht van de Rijkswaterstaat Zeeland, Projectbureau Zeeweringen. De dagelijkse begeleiding is verzorgd door ir. R. Bosters van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van RWS.

Dit rapport bestaat uit twee hoofdstukken waarin het onderzoek naar de twee onderzochte mechanismen wordt beschreven. Hoofdstuk twee behandelt de stabiliteit van de ingegoten toplaag. Hierin worden eerst de achtergronden die tot het ontwerp van de modelopstelling hebben geleid besproken (o.a. golfcondities in Nederland, typische dijkopbouw, schaling, etc.). Daarna wordt de gebruikte modelopstelling per onderdeel besproken. Hierna wordt de meetapparatuur en het proevenprogramma besproken. Tot slot wordt er per proef globaal de belasting en de schadeontwikkeling aan de toplaag besproken.

Hoofdstuk drie behandelt het mechanisme afschuiving. In dit hoofdstuk worden de modelopstelling en het proevenprogramma toegelicht met betrekking tot het mechanisme afschuiving. Vervolgens worden de resultaten van de proeven met betrekking tot het mechanisme afschuiving besproken.

In het laatste hoofdstuk wordt een voorlopige conclusie van de metingen gegeven.



Figuur 1.1, golfbelasting op ingegoten basalt in Deltagoot



## 2 Ingegoten bekledingen

### 2.1 Achtergrond

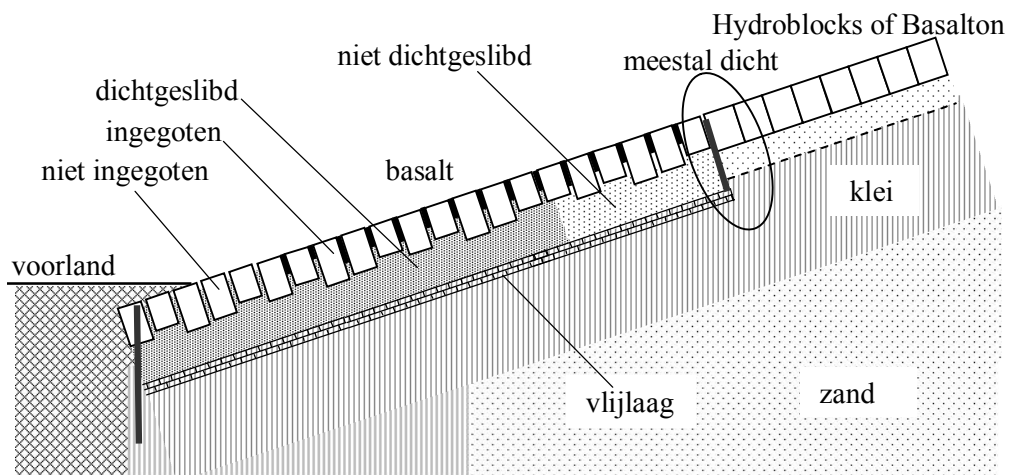
#### 2.1.1 Beschrijving van prototype

Het ingieten van steenzettingen is een methode die vaak gebruikt is om twijfelachtige steenbekledingen te versterken. Als steenzettingen worden ingegoten wordt vrijwel altijd mastiek gebruikt zonder toevoeging van steenslag. Dit dringt gemakkelijk door in de spleten, mits er geen sprake is van inzanding of dichtslibbing. Hoewel ‘asfaltmastiek’ in principe een betere benaming is, wordt er toch altijd van gietasfalt gesproken.

In de meeste gevallen gaat het om een basaltbekleding op een filter- en vlijlaag met klei als ondergrond. Dit is schematisch weergegeven in figuur 2.1. De gietasfalt zit vaak niet tot onderin de spleten, omdat ten tijde van het ingieten het onderste deel van spleten al gevuld is met inwasmateriaal, zand en slib. In dit onderzoek wordt de aandacht gericht op goed ingegoten steenzettingen, waarin over een hoogte van tenminste 10 cm èn  $0,5D$  gietasfalt tussen de spleten zit ( $D$  = toplaagdikte). Let wel dat ook goed ingegoten bekledingen een variërende kwaliteit kunnen hebben.

Hoewel een steenzetting tot vrij laag in de tijzone kan worden aangelegd, is het moeilijk om het gietasfalt daar goed aan te brengen. Meestal is de onderste paar meter van de bekleding daardoor slecht of nauwelijks ingegoten.

Het filter onder de bekleding is in veel gevallen tot GHW (gemiddeld hoog water) dichtgeslibd of ingezand, maar is daarboven meestal vrij schoon. In geval van dichtslibbing wordt verwacht dat dit duurzamer aanwezig is, dan wanneer er sprake is van inzanding.



Figuur 2.1. Schematische weergave van een dwarsdoorsnede van een ingegoten steenzetting.

In de praktijk blijkt dat de hechting van gietasfalt aan basalt redelijk tot zwak is, omdat de basalt zelden mooi droog en schoon is bij het penetreren, en het hete gietasfalt ‘schrikt’ op het oppervlak van de koude basalt.

	Bovengrens ingieting [m +NAP]	Ondergrens ingieting [m +NAP]	Toetspeil [m +NAP]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	Talud- helling [ 1 : ... ]	Dikte toplaag [m]	$H_s/AD$ [-]
gemiddelde	2,05	0,86	3,18	1,71	5,99	3,73	0,25	3,61
minimum	-0,20	-0,80	2,35	1,10	5,40	2,44	0,16	2,17
maximum	5,10	2,40	3,70	2,60	6,30	7,69	0,32	6,19

Tabel 2.1. Karakteristieken van ingegoten steenzettingen langs de Oosterschelde. Zie appendix A.1 voor een volledig overzicht.

De maatgevende hydraulische belasting van ingegoten steenzettingen bestaat uit een dalende waterstand na hoogwater en de golfbelasting. Vooral de daalsnelheid is van belang, omdat deze het niveauverschil dat kan ontstaan tussen de freatische lijn in het filter en de buitenwaterstand beïnvloedt. Bij Hoek van Holland is de daalsnelheid van het getij normaliter ongeveer 0,6 m/uur rond NAP, en bij Vlissingen normaliter 1 m/uur. Tijdens toetsomstandigheden wordt dit in gebieden met kleine getijvariaties (zoals Hoek van Holland) 1,4 à 1,6 maal zo snel en in gebieden met grote variaties (zoals Zeeland) 1,1 à 1,3 maal zo snel.

De golfcondities waaraan steenzettingen in Nederland worden blootgesteld variëren per locatie. De hoogste ontwerp golfhoogte bedraagt circa  $H_s = 3,5$  à  $4,0$  m. Dit is de significante golfhoogte voor ontwerp en toetsing, die gemiddeld eens per 4.000 of 10.000 jaar wordt overschreden. Voor de bijbehorende (piek-)golfperiodes zijn waarden mogelijk tot maximaal  $T_p = 15$  s. Veelal kunnen de golfcondities worden gekarakteriseerd door golfhoogtes van  $H_s = 1,0$  à  $3,0$  m en periodes van ca.  $T_p = 5$  à  $7$  s. Tabel 2.1 geeft een indruk van de golfcondities voor de toetsing van ingegoten steenzettingen langs de Oosterschelde.

### 2.1.2 Bezwijkmechanismen ingegoten steenzettingen

Bij aanvang van dit onderzoek was nog maar weinig bekend over de faal- en bezwijkmechanismen van ingegoten steenzettingen. Er was wel onderkend dat ingegoten steenzettingen zwaar belast worden door enerzijds een statische overdruk bij een dalende buitenwaterstand en anderzijds door golfwerking. Verwacht werd dat een combinatie van beide maatgevend zal zijn, maar er was nog niet bekend bij welke condities schade te verwachten is en welk mechanisme dan optreedt.

De oppervlakkig overgoten bekleding in 1997 is bezweken nadat, na enkele uren golfaanval, het gietasfalt lokaal loskwam van de basalt, waarna in korte tijd een groot gat in de toplaag ontstond (Lubbers en Klein Breteler, 2000). Bij de goed ingegoten bekledingen werd dit niet verwacht.

Er werd aangenomen dat het meest waarschijnlijke bezwijkmechanisme het ontstaan van scheuren in de toplaag tijdens golfklappen is, in combinatie met een statische overdruk die gelijk of iets groter is dan het eigen gewicht van de toplaag. De scheuren zouden kunnen leiden tot het verlies aan samenhang in de bekleding waarna er schollen van de bekleding los gerukt worden en wegspoelen. Daarnaast moet terdege rekening gehouden worden met de mogelijkheid dat migratie van filtermateriaal het bezwijken bespoedigt.

Een ingegoten bekleding is een vrijwel waterdichte plaat op een filterlaag met daaronder een ondoorlatende onderlaag (klei). Tijdens het optreden van een hoge waterstand (met golven)

kan het filter onder de bekleding vollopen met water, waarna er tijdens de dalende waterstand een opwaarts stijghoogteverschil optreedt. In 2001 is met prototype-metingen op een dijk bij Kruiningen (Nienhuis en Klein Breteler, 2002), en later ook op de dijk bij Baarland en bij de Willem Annapolder, vastgesteld dat de bekleding echter nog niet direct bezwijkt zodra het statische stijghoogteverschil groter wordt dan het eigen gewicht. Het blijkt dat de bekleding dan weliswaar een beetje wordt opgelicht (1 tot 16 mm), maar er ontstaat vervolgens zoveel ruimte tussen de toplaag en het filter dat hierdoor veel water kan worden afgevoerd naar de teen. Dit leidt tot een aanzienlijke afname van het stijghoogteverschil. Het stijghoogteverschil neemt zoveel af totdat er evenwicht ontstaat, waarbij er nog net voldoende water kan worden afgevoerd, maar er voldoende stijghoogteverschil overblijft om de toplaag iets van het filter op te lichten.

Voor de definitie van het falen van de bekleding wordt teruggerepen op de functie van de bekleding: het beschermen van de ondergrond tegen de erosieve werking van de golven. Zolang de ondergrond (klei, of zand) nog niet in grote hoeveelheden wegspoelt, faalt de bekleding nog niet. Dat betekent dat het ontstaan van een scheur in de bekleding, waardoorheen nog slechts wat filtermateriaal verdwijnt, nog geen falen genoemd kan worden. Zodra bekledingschollen loskomen en wegspoelen, komt de ondergrond bloot te liggen en is er dus wel sprake van falen.

Het ontwerp van de modelopstelling en instrumentatie, en de opzet van het proeven-programma is gemaakt met bovenstaand beeld van het bezwijkmechanisme en de definitie van bezwijken in gedachten.

## 2.2 Schaling

Teneinde de resultaten van de proeven te kunnen gebruiken voor de toetsing van de meeste ingegoten steenzettingen in Nederland, moest er tijdens de proeven schade optreden. Daarom was het nodig een relatief zwakke ingegoten steenzetting te beproeven met een relatief ongunstige hydraulische belasting. Op prototypeschaal wordt gedacht aan een basaltbekleding met zuilhoogte van 25 tot 30 cm, ingegoten tot minstens 10 à 15 cm diepte in de spleten, op een ingeslibd filter. De maximale golfhoogte zou ongeveer 2,5 à 3,5 m moeten zijn ( $H_s/\Delta D \approx 5$  à 6). Volgens de huidige rekenmodellen bezwijkt een dergelijke constructie zonder gietasfalt bij  $H_s \approx 2,1$  m ( $\xi_{op} = 2$ ), maar het is denkbaar dat bij een ingegoten steenzetting de golfhoogte bij schade rond de  $H_s = 3$  m ligt.

In de Deltagoot kan een significante golfhoogte van maximaal  $H_s = 1,7$  m toegepast worden. Om de bekleding tot schade toe te belasten is daarom gekozen voor een geometrische schaal van 1:2. In de Deltagoot bedraagt de laagdikte van toplaag, filter en klei daardoor de helft van de laagdikte in het prototype. Ook de significante golfhoogte in het model is de helft van die in prototype, maar de golfperiode is  $\sqrt{2}$  kleiner. Dit laatste geldt ook voor de belastingduur.

Omgererekend naar prototype kunnen de proeven door het toepassen van deze schaal vergeleken worden met een situatie met een significante golfhoogte tot 3,4 m.

Het is bekend dat golfklappen niet goed op kleine schaal worden weergegeven. De golfklapduur is op schaal relatief kort (korter dan de duur in prototype gedeeld door  $\sqrt{2}$ ) en de golfklapgrootte (piekdruk) is relatief te groot. Met regelmatige golven zijn in de

Deltagoot op een talud van 1:4 golfklappen gemeten met  $H = 1$  m en  $H = 2$  m (Derks en Klein Breteler, 1992). Bij relatief steile golven ( $H/L_o \geq 0,04$ ) bleek de invloed van de schaal klein. De verhouding van maximale stijghoogte en golfhoogte,  $\phi_{\max}/H$ , (constant volgens Froude-schaling) verschilde minder dan 10%. Bij relatief lange golven ( $H/L_o \leq 0,03$ ) was er wel een goed meetbare invloed. Het bleek dat  $\phi_{\max}/H$  bij de hoogste golven 30% lager was dan bij de laagste golven, hoewel deze verhouding volgens de schaalregels constant zou moeten zijn. Dit is ook onlangs bevestigd op basis van metingen in proeven met onregelmatige golven (Klein Breteler et al, 2006b).

Waarschijnlijk is de impuls van de golfklappen (golfklapdruk maal tijdsduur) ook van langere golven niet afhankelijk van de schaal, omdat de golfklapduur op kleinere schaal waarschijnlijk ongeveer evenredig korter duurt dan de golfklapdruk groter is.

Gezien het constant zijn van de impuls wordt verwacht dat de schaaleffecten acceptabel klein zijn.

Voor alle verhoudingen geldt dat deze op kleine schaal gelijk zijn aan die in prototype, zoals:

- taludhelling
- golfsteilheid
- verhang in het filter
- porositeit
- ruwheid van de top laag
- aantal belastingcycli
- relatieve soortelijke massa van top laag

De soortelijke massa van de top laag moet gezien worden in verhouding tot die van water. In prototype geldt voor zout water  $\rho = 1025 \text{ kg/m}^3$ , maar in het schaalmodel is dat voor zoet water  $1000 \text{ kg/m}^3$ . De relatieve soortelijke massa wordt daardoor niet goed weergegeven. Basalt met een relatieve ondergedompelde dichtheid van  $\Delta = 2,03$  in het model komt overeen met  $\Delta = 1,96$  in prototype.

Ook de beddingconstante van de ondergrond heeft de schaal 1. Het is immers de verhouding tussen spanning (schaalt met spanningschaal  $n_\sigma = 2$ ) en indrukking (schaalt met geometrische schaal  $n_L = 2$ ). Het materiaal van de ondergrond moet wel goed zijn, dus een filterlaag en klei.

De schaling van de elasticiteitsmodulus  $E$  van de top laag kunnen we bepalen aan de hand van de volgende beschouwing. We beschouwen een statisch bepaalde ligger met lengte  $l$ , hoogte  $D$ , breedte  $B$ , en een verdeelde belasting  $q$  per m. Dit is een model voor een strook uit de top laag. De doorbuiging  $w$  van de strook bekleding is:

$$w = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \Rightarrow \quad (2.1)$$

$$w \propto \frac{ql^4}{EBD^3} \text{ met } q = \rho g \phi_w B \quad (2.2)$$

De buiging in prototype wordt geometrisch geschaald met  $n_L$ , en dat geldt ook voor het stijghoogteverschil  $\phi_w$ . Omdat  $\rho$  en  $g$  niet verschaald zijn, wordt de schaalfactor voor  $q$ :  $n_l^2$ . De schaal van de elasticiteitsmodulus kan berekend worden door in formule (2.2) elke variabele te vervangen door zijn schaalfactor:

$$n_l = \frac{n_l^2 n_l^4}{n_E n_l n_l^3} \Rightarrow n_E = n_l \quad (2.3)$$

De elasticiteitsmodulus van de toplaag wordt dus verschaald met de lengteschaal. De grootte ervan wordt bepaald door:

- de elasticiteit van het gietasfalt,
- de dichtheid waarmee de zuilen zijn gezet
- de hoeveelheid gietasfalt per m<sup>2</sup> (relatief open oppervlak tussen de zuilen en het deel van die open ruimte die gevuld is met gietasfalt)
- de aanwezigheid van scheurtjes in het gietasfalt of tussen gietasfalt en basalt.

De stijfheid van de basalt is van ondergeschikt belang.

Het is te verwachten dat de dichtheid van zettingen van de basalt en het vullingpercentage met gietasfalt gelijk is aan dat in de werkelijkheid. Het zijn immers verhoudingen.

Naar verwachting is de mengsamenstelling van het gietasfalt nauwelijks bepalend voor de eigenschappen van de ingegoten toplaag. Het belangrijkste voor de stijfheid van de ingegoten bekleding is de uitvoering van het ingieten, waarbij vooral een goede vulling van de spleten belangrijk is.

Voor de valgewichtdeflectiemetingen geldt derhalve dat de elasticiteitsmodulus die bepaald is in de Deltagoot (toplaagdikte van gemiddeld 13 cm) met twee vermenigvuldigd moet worden om de overeenkomstige waarde in het prototype te krijgen (toplaagdikte van gemiddeld 26 cm).

Verder is er een relatie tussen spanning (trek, druk en buiging),  $\sigma$ , en vervorming (rek):  $\sigma = E\varepsilon$ . Omdat alle lengtematen eenzelfde schaal hebben heeft de rek,  $\varepsilon$  (eenheid lengte / lengte) schaal één. De schaal voor de spanning wordt daardoor gelijk aan de lengteschaal:  $n_l$ . dit geldt dus ook voor de sterkte.

In het huidige modelonderzoek zijn twee proevenseries uitgevoerd, elk met een andere wijze van vulling van de spleten (zie ook paragraaf 2.3.5):

- Serie 1: een tot de helft van de spleethoogte ingegoten bekleding van basalt, zonder gietasfalt op de koppen van de basalt, waarbij het gietasfalt met kleine hoeveelheden met een emmer is aangebracht, waardoor het tijdens het penetreren relatief snel is afgekoeld.
- Serie 2: een volledig vol en zat ingegoten bekleding van basalt, met gietasfalt op de koppen van de basalt. Dit gietasfalt is in grote hoeveelheden over de bekleding gestort, waardoor de temperatuur hoog bleef tijdens het penetreren.

Beide steenzettingen kunnen worden geclassificeerd als een “goed-ingegoten steenzetting”, omdat meer dan  $D/2$  is ingegoten. Omdat er niet een specifieke dijk is gekozen als prototype, is de schaalfactor niet precies 2. Ten opzichte van de dijken in Nederland is de schaal van dit model ongeveer 1,5 à 2,5.

## 2.3 Modelopstelling

De Deltagoot is ruim 235 m lang, 5 m breed en 7 m diep met aan de ene kant het golfschot en aan de andere kant de dijk met een bekleding van ingegoten basalt. De teen van de dijk

lag op 171 m van (de middenstand van) het golfschot. Het golfschot bezit automatische reflectiecompensatie, zodat op de constructie gereflecteerde golven niet opnieuw reflecteren op het golfschot richting constructie. De maximale significante golfhoogte die met het schot opgewekt kan worden, is  $H_s = 1,7$  m, waarbij afzonderlijke golven in het golfveld voorkomen van maar liefst 3 m. In figuur 2.2 staat een foto van een brekende golf met een  $H_s$  van 1,4 m.

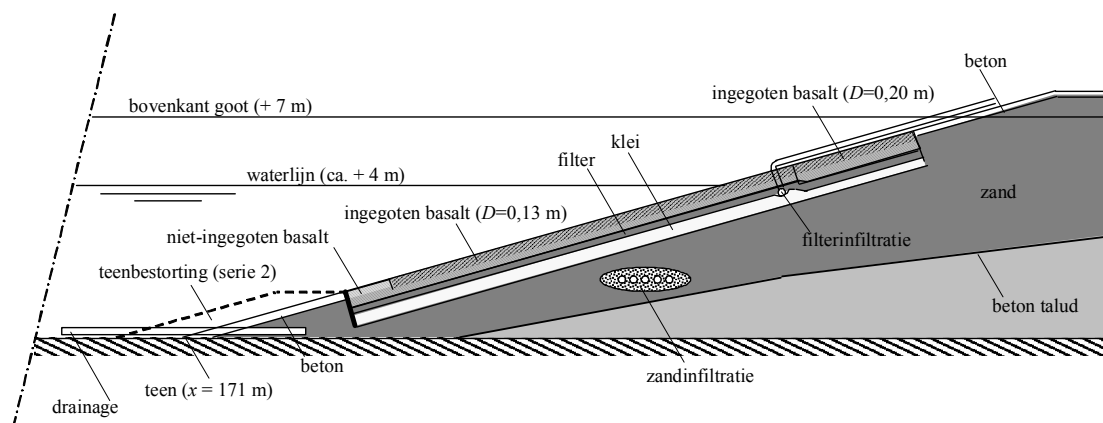


Figuur 2.2. Golfaanval tijdens de metingen (proef P22).

Voor het onderhavige onderzoek is gebruik gemaakt van de dijk in de Deltagoot die in 2003 voor het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen is gebouwd. Sindsdien is die dijk gebruikt voor:

- onderzoek naar de stabiliteit van basalt ten opzichte van Basalton,
- onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen tijdens een golfaanval met lange golven,
- onderzoek naar de reststerkte van Basalton nadat een zuil uit de bekleding is verwijderd,
- onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen onder een langeduur belasting.

Hieronder wordt de proefopstelling besproken. In figuur B.1 (appendix) is een gedetailleerdere tekening van de modelopstelling te vinden. In figuur 2.3 staat een schets met daarin de diverse onderdelen aangegeven die worden besproken.



Figuur 2.3. Schets met onderdelen van de modelopstelling.

In dit hoofdstuk worden alleen de delen van de modelopstelling behandeld die relevant zijn voor de proeven naar de stabiliteit van ingegoten basalt. In hoofdstuk 3 wordt meer verteld over de ondergrond van klei en zand die relevant is voor het mechanisme afschuiving.

### 2.3.1 Toplaag

Gezien de schaal van het model zijn voor de toplaag kleine basaltzuilen gebruikt. Om een lengte van ongeveer 13 cm te verkrijgen werden zuilen geselecteerd met een gemiddelde hoogte van 26 cm. Van deze zuilen werden vervolgens stukken van 13 cm afgezaagd (zie figuur 2.4). Zuilen die duidelijk langer werden dan 17 cm werden alsnog op 13 cm afgezaagd. De dikte van de basaltlaag is bepaald op gemiddeld 12,9 cm voor een steekproef van 200 zuilen (zie tabel A.4 in appendix A). De dichtheid van de basalt is bepaald op  $3033 \text{ kg/m}^3$ . Doordat de zuilen doormidden gezaagd zijn, zijn ze over het algemeen breder dan hoog, ondanks dat er zuilen geselecteerd waren met een zo klein mogelijke breedte van gemiddeld circa 17 cm. Theoretisch heeft de veranderde verhouding breedte-hoogte bij de zuilen geen invloed omdat de spleten wel relatief verder uit elkaar zitten, maar ook evenredig breder zijn dan in prototype. Het heeft waarschijnlijk een positieve invloed op de representatie van de ingieting, omdat de spleten breder zijn dan volgens de geometrische schaalregel.

De relatieve soortelijke massa van de toplaag kan als volgt berekend worden, aannemende dat de met gietasfalt gevulde open ruimte tussen de basalt 15% is:

$$\Delta = 0,85 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} + 0,15 \frac{\rho_a - \rho}{\rho} \quad (2.4)$$

met:

- $\Delta$  = relatieve soortelijke massa van de toplaag (-)
- $\rho_s$  = soortelijke massa van de basalt ( $3033 \text{ kg/m}^3$ )
- $\rho$  = soortelijke massa van water ( $1000 \text{ kg/m}^3$ )
- $\rho_a$  = soortelijke massa van gietasfalt ( $2000 \text{ kg/m}^3$ )

Dit levert voor de huidige situatie:  $\Delta = 1,88$  en  $\Delta D = 0,24 \text{ m}$ .



Figuur 2.4. Zagen (links) en zetten (rechts) van het basalt.

De zaagsnede zorgde voor één gladde kant aan de stenen. De stenen zijn met deze gladde kant naar boven toe op het talud geplaatst. Basalt heeft namelijk vaak een beetje afgeronde

randen tussen de zijvlakken en het boven- en ondervlak. Deze afronding zou op schaal relatief groot worden en mogelijk ertoe leiden dat het gietasfalt minder goed vast komt te zitten in de spleten. Daarom is het gladde zaagvlak, met een scherpe rand tussen zijvlakken en bovenvlak, naar boven in de bekleding gezet. Tijdens het zetten is ervoor gezorgd dat alle bovenvlakken niet exact in één vlak liggen, om het taludoppervlak niet te glad te maken. De uiteindelijke ruwheid van het gerealiseerde oppervlak was zodanig dat naar verwachting de waterbeweging op het talud gelijk is aan die in prototype.

De bekleding op een hoogte boven de bodem van  $Z = +5,0$  m wordt tijdens de proeven nauwelijks belast en is daarom niet gemaakt met de gezaagde basalt, maar met de gewone basalt met hoogte van 20 cm. De rechter foto in figuur 2.4 toont het zetten van de basalt.

### 2.3.2 Filterlaag

In prototype bestaat de filterlaag meestal uit steenslag met soms een vlijlaag. Het filter onder een ingegoten steenzetting is vaak dichtgeslibd of ingezand. In het lab in Delft zijn enkele mengsels gemaakt van filtermateriaal met klei en zand teneinde een dichtgeslibd filter na te maken. Deze experimenten met het dichtslibben leverde echter zo'n lage doorlatendheid van het filter op, dat gekozen is voor het inzanden van het filter in de Deltagoot.

Het filter is opgebouwd uit steenslag en ingezand door zo'n 23% zand bij het steenslagmateriaal te mengen (3 eenheden zand op 10 eenheden inwasmateriaal), voordat het aangebracht werd in de goot. Door het mengsel wat vochtig te maken, werd ontmenging tijdens het aanbrengen voorkomen. Verder is gekozen voor vrij breed gegradeerd steenslagmateriaal om ontmenging en uitspoeling van het zand enigszins te beperken:  $D_{f15} = 5,6$  mm,  $D_{f50} = 8,8$  mm en  $D_{f85} = 17,8$  mm (zie figuur C.3 in de appendices). Bij de bepaling van de deze zeefdiameters is de zandfractie niet meegenomen. Het zand had een korreldiameter van  $D_{50} = 207$   $\mu\text{m}$  (zie figuur C.5 in de appendices).

De dikte van de filterlaag was gemiddeld 7,9 cm met afwijkingen tot 1 cm. Dit is tijdens de aanleg een aantal malen gemeten door de afstand van het geotextiel tot de bovenzijde van de toplaag te meten (zie tabel A.5).

Het filter is tot een hoogte van  $z' = 4,35$  m boven de gootbodem ingezand ( $z'$  is de  $Z$  coördinaat geprojecteerd op het talud, dus de werkelijke positie is iets lager). Daarboven is schoon filtermateriaal toegepast. Hiermee wordt aangesloten op de praktijksituatie, waarbij vaak tot ongeveer de hoogwaterlijn het filter is dichtgeslibd of ingezand. In figuur C.3 staat de zeefkromme van een monster dat na serie 1 uit de goot gehaald is.

Onder de filterlaag zijn geen vlijlagen toegepast, maar een geotextiel. Naar verwachting worden de schademechanismen niet beïnvloed door de aard van het materiaal onder de filterlaag, zolang het maar redelijk vlak en glad is zoals een geotextiel of vlijlaag. In beide gevallen zal het filter vrij gemakkelijk kunnen migreren zodra de toplaag een behoorlijke beweging maakt.

### 2.3.3 Inwasmateriaal

Tijdens de eerste serie is slechts de bovenste 8 cm van de spleten ingegoten, terwijl de onderste helft gevuld is met inwasmateriaal (steenslag). Dit is een situatie zoals in de



praktijk vaak voorkomt. Dit is bereikt door een mengsel van breed gegradeerd steenslagmateriaal en zand (wederom 23%) tot 8 cm onder het taludoppervlak in alle spleten te doen. De karakteristieke korrelgroottes van het steenslagmateriaal (zonder zandfractie) waren:  $D_{15} = 6,1$  mm  $D_{50} = 11,9$  mm en  $D_{85} = 23,6$  mm.

De zeefkrommes van het gebruikte mengsel staan in appendix C.4. De voegen werden voor de helft ingewassen. Dit is heel precies uitgevoerd. Daarom zijn de spleten met een duimstok afgelopen om het inwasmateriaal niet hoger dan 80 mm onder het steenoppervlak te krijgen. De resultaten van een steekproef van enkele opgemeten hoogtes staan in appendix A.5. De gemiddelde spleetdiepte na inwassen wordt bepaald op 85 mm. Dit is de diepte waarop ingegoten is.

De spleet tussen de zuilen en het folie langs de gootwand is leeg gelaten, zodat deze van onder tot boven kon worden ingegoten.

Tijdens de tweede proevenserie is er geen inwasmateriaal gebruikt zodat de spleten tot aan het filter volledig ingegoten konden worden (van  $Z = 1,9$  m tot  $Z = 4,4$  m).

### 2.3.4 Gietasfalt

Bij de huidige proeven zijn twee steenzettingen ingegoten met gietasfalt. De gietasfalt bestond uit een standaard RAW mengsel van bitumen, zand en vulstof (zie appendix D.1 voor de exacte samenstelling) met een hoger percentage bitumen. De gebruikte bitumen was harder dan normaal (penetratie bij een standaardproef van 35/50 mm ipv 70/100 mm), omdat de hardheid van de bitumen stormomstandigheden moest nabootsen, waarbij de temperatuur lager ligt en de bitumen dus harder is dan bij de temperaturen waarbij gemeten werd. Om het toch goed verwerkbaar te houden en omdat er bij het gebruik van een kleine roerketel relatief veel bitumen achterblijft, is er een hoog percentage bitumen (21,5%) gebruikt. Uit monsters bleek dat het uiteindelijk aangebrachte mengsel 20% bitumen bezat. De toplaag bij de teen is niet ingegoten ( $Z = 1,3$  tot  $1,6$  m), zoals dat ook in de praktijk meestal het geval is. De spleten in dit gebied waren gevuld met het mengsel van steenslag en zand (inwasmateriaal).



Figuur 2.5. De eerste ingegoten bekleding, gebruikt voor de proevenserie 1. Links: aanbrengen gietasfalt. Rechts: ingegoten bekleding zonder extra behandeling.

Tijdens eerdere metingen met een oppervlakkig ingegoten steenzetting in 1997 (Lubbers en Klein Breteler, 2000) was gemerkt dat zodra de asfalt op de koppen van de zuilen werd

losgetrokken, de asfalt uit de spleten werd meegetrokken. In de praktijk is vastgesteld dat het gietasfalt op de koppen van de basalt in de loop der tijd eraf slijt. Daarom werd bij de half ingegoten steenzetting (gebruikt voor de eerste proevenserie) de bitumen alleen in de spleten aangebracht door het gietasfalt in een emmer te doen en daarmee de spleten één voor één te vullen (zie figuur 2.5).

Om te voorkomen dat er lekken ontstonden zijn de spleten drie keer langsgelopen. Toch bleek dat er nog te veel lekken in de toplaag zaten (zie paragraaf 2.8). Daarom is besloten de toplaag extra te behandelen. Ten eerste is elk deel van het talud verwarmd met een gasbrander, in stukken van ongeveer één m<sup>2</sup>, en 15 minuten per stuk. Hierdoor vloeyde het reeds aangebrachte gietasfalt dieper in de gaten en spleten. Daarna zijn de spleten overgoten met een speciale bitumen met polymeren, die vloeibaarder en plakkeriger is. Dit voegmiddel hecht beter aan de basalt en wordt in de wegenbouw ook gebruikt voor het afdichten van spleten en voegen (zie appendix D.2 voor de specificaties). Hierna was de toplaag wel ondoorlatend genoeg. Er is bij elkaar grofweg 1,5 m<sup>3</sup> mastiek gebruikt om de voegen te vullen, waaruit te achterhalen valt dat de grote voegen en gaten goed gevuld waren. Dit werd ook tijdens het uitbreken bevestigd. Bij het uitbreken was te zien dat spleten dunner dan 3 à 5 mm nauwelijks gevuld waren. De iets bredere spleten (tot ca. 15 mm) waren gedeeltelijk gevuld (zie appendix A.9).



Figuur 2.6. De tweede ingegoten bekleding, gebruikt voor de proevenserie 2. Links: aanbrengen gietasfalt. Rechts: penetratie van de asfalt (foto's KOAC-NPC).

Bij de volledig ingegoten steenzetting is hetzelfde mastiekmengsel gebruikt, maar is voor een andere aanpak van aanbrengen gekozen. Nu werd de steenzetting geheel overgoten met mastiek, direct uit een kubel, waardoor de temperatuur langer hoog bleef. Dit werd zo snel mogelijk uitgesmeerd, zodat er een niet al te dikke laag ontstond op het talud (zie figuur 2.6). Het mastiek had hetzelfde mengsel als bij de eerste proef. De temperatuur van het asfalt in de ketel was 170 à 180 °C. Tijdens het leeggieten van een kubel nam de temperatuur in de kubel af van 160 °C aan het begin tot 140 °C. Doordat er met veel grotere volumina gietasfalt werd gewerkt, werd de bekleding door en door verwarmd en kon het gietasfalt beter tot in de kleine spleten dringen.

De volledig ingegoten bekleding zat op het stuk van de steenzetting die na de eerste proevenserie opnieuw was gezet. Dit gebied liep van 1,9 tot 4,4 m vanaf de gootbodem. Ook is de rij stenen aan de zijkant (tegen het waterdichte folie aan) niet opnieuw gezet. De ingieting reikte nergens tot in het filter. Alleen ter plaatse van de twee naderingssensoren VPL6 en VPL7 zat helaas (voor de meting) een klein beetje asfalt in het filter (zie figuur

B.3). Het gietasfalt zat meestal tot 8 à 12 cm diep in de spleten. Ter plaatse van de gaten tussen de zuilen zat het gietasfalt tot op het filter (13 cm diep). Alleen als de basaltstenen stijf tegen elkaar zaten met een spleet van orde 1 mm, dan zat er geen gietasfalt in de spleten. Dit betrof slechts enkele spleten.

### 2.3.5 Randafwerking

De gootwanden zouden de stabiliteit van de constructie als volgt kunnen beïnvloeden:

- als de bekleding vast zit aan de gootwand zal de opbuiging in de richting evenwijdig aan de waterlijn minder zijn,
- als er water langs de gootwand van onder de toplaag kan ontsnappen, zullen de stijghoogteverschillen en de invloed van toestroming anders zijn.

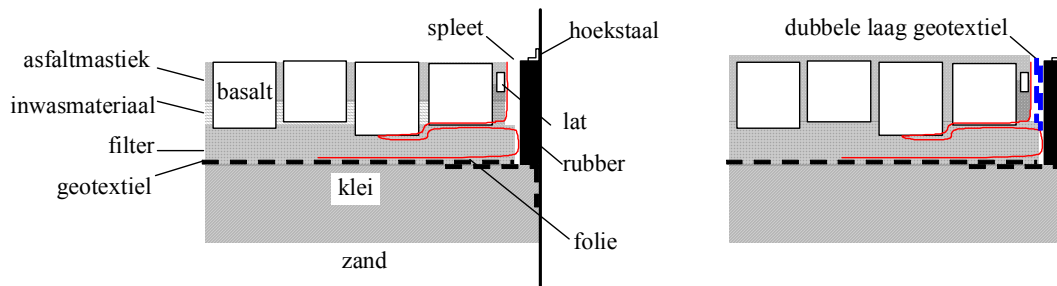
Er is een glijdende, doch waterdichte, verbinding met de gootwand ontworpen die ook voorzien is van rubber om te zorgen dat de bekleding zich niet vastklemt tussen de gootwanden. De rand van de toplaag moest aan twee op het eerste gezicht tegenstrijdige eisen voldoen. Ten eerste moest hij vrij op-en-neer kunnen bewegen, zodat de randen van de goot de verticale beweging van de toplaag onder invloed van de golfbeweging niet zouden storen. Ten tweede moest de toplaag ook aan de rand het filter waterdicht afsluiten van de buitenlucht. Er werd besloten om een waterdicht folie toe te passen aan de rand van de toplaag, en een spleet open te laten tussen dit folie en de gootwand (zie figuur 2.7 en 2.8). Het folie dat gebruikt is, is 1,5 mm dik EPDM rubberfolie. Dit hecht redelijk aan asfalt, is bestand tegen de temperatuur van het gietasfalt en is stevig genoeg om niet kapot te scheuren. De afsluiting voldeed goed tijdens proevenserie 1. Er lekte geen water door de rand. Wel bleek dat de toplaag, door het ontbreken van een zijdelingse begrenzing, naar de zijkant uitzette en mede hierdoor ruim een cm naar onder gleed (zie appendix C.7). Dit leidde tot scheuren bij de waterlijn.



Figuur 2.7. Randafwerking van de toplaag bij proevenserie 1.

Bij de tweede proevenserie twee is er daarom voor gekozen geen open spleet te maken. Wel werden er twee lagen geotextiel tussen geplaatst. Deze twee lagen hebben onderling weinig wrijving. Hierdoor kon de toplaag nog wel makkelijk op-en-neer bewegen, maar kon de

toplaag niet vrij naar buiten toe uitwijken. Figuur 2.8 toont de twee toegepaste randafwerkingen geschetst. In appendix B.1 staat de ontwerptekening voor de eerste randafwerking.



Figuur 2.8. Toegepaste randafwerking van de toplaag. Links: proevenserie 1, rechts: proevenserie 2.

### 2.3.6 Infiltratie in het filter

De statische overdruk die in de praktijk ontstaat doordat de waterstand daalt en steeds iets lager is dan de freatische lijn in het filter, is in de Deltagoot gesimuleerd door middel van een infiltratiedebiet in het filter. Het gaat hierbij om een constant infiltratiedebiet in het filter dat voor aanvang van de proeven (nog zonder de golven) al een opwaartse kracht op de toplaag geeft.

In het filter is een infiltratiebuis aangelegd op een hoogte van  $Z = 4,5$  m (hoogte van het talud boven de buis), waarmee de freatische lijn in het filter kunstmatig verhoogd kon worden. De buis, met een doorsnede van 11 cm, lag in de filterlaag op de klei, waarin een geul van 8 cm diep was gemaakt. Hier was de filterlaag lokaal dus circa 16 cm dik (de normale dikte van het filter is 8 cm).

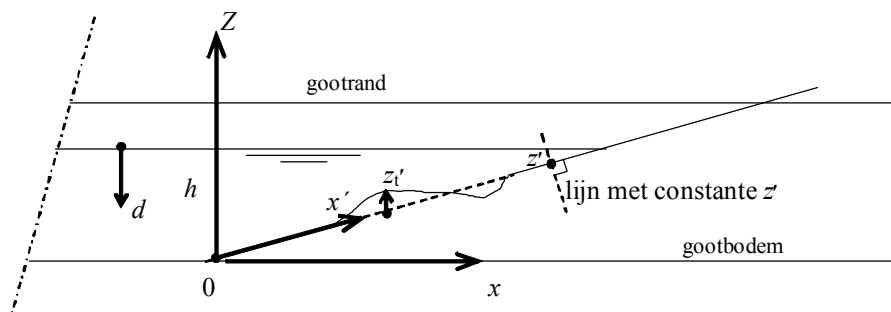
Door à priori uit te gaan van een groot statisch stijghoogteverschil, werd in eerste instantie bewust voorbijgegaan aan de vraag of een dergelijk statisch stijghoogteverschil onder toetsomstandigheden kan ontstaan. Dat laatste is namelijk afhankelijk van vele parameters als het waterstandsverloop en bijbehorende golfbelasting, van de doorlatendheid van de bovenste overgangsconstructie, de doorlatendheid van de bekleding aan de teen, de doorlatendheid van het dichtgeslibde deel van het filter (onder GHW) en de doorlatendheid van het niet dichtgeslibde deel van het filter (boven GHW).

### 2.3.7 Coördinatensysteem

Het coördinatensysteem dat in dit rapport gebruikt wordt (zie figuur 2.9) loopt vanaf de gootbodem omhoog ( $Z$ ) en horizontaal vanaf de teen in de richting van de goot ( $x$ ). Posities van instrumenten in het talud worden vaak aangegeven met de hoogte van het taludoppervlak het dichtst bij dit instrument,  $z'$  (zie figuur 2.9). De dwarsrichting  $y$  loopt vanaf de gootmuur aan de meetcabinekant (oostkant) richting halkant. De meetcabine bevindt zich aan de rechterkant van de goot als je op het talud kijkt vanuit de goot.

Tijdens de proeven zijn er lijnen op het talud geschilderd om de positie van schade en golfterugtrekking visueel te kunnen inschatten. In tabel 2.2 staan de coördinaten van deze lijnen, die ook op veel foto's te zien zijn. Dit zijn de theoretische coördinaten, berekend

vanaf de teen met een taludhelling van 1:3,5. Omdat het talud vervormt tijdens de proeven zijn deze coördinaten eigenlijk niet constant.



Figuur 2.9. Coördinatensysteem in goot.

lijn	$x$ (m)	$x'$ (m)	$Z$ (m)
A	20,0	20,8	5,72
B	19,1	19,8	5,45
C	18,1	18,8	5,17
D	17,1	17,8	4,90
E	16,2	16,8	4,62
F	15,2	15,8	4,35
G	14,3	14,8	4,07
H	13,3	13,8	3,80
I	12,3	12,8	3,52
J	11,4	11,8	3,25
K	10,4	10,8	2,97
L	9,4	9,8	2,70
M	8,5	8,8	2,42
N	7,5	7,8	2,15
O	6,6	6,8	1,87
P	5,6	5,8	1,60

Tabel 2.2. Coördinaten van lijnen op het talud (te zien op foto's van schade).

## 2.4 Instrumentatie

Het talud was geïnstrumenteerd met verschillende instrumenten. Omdat twee mechanismen werden bestudeerd, waarvan het te verwachten schadeverloop niet op voorhand bekend was, zijn er veel meetinstrumenten gebruikt. Hieronder staat een lijst van de toegepaste instrumenten. Deze worden daarna toegelicht (doel, positie, precisie, etc.). De exacte positie van de diverse instrumenten is gegeven in appendices A.2 en A.3. De instrumenten, waarvan de metingen zijn opgenomen in de standaard (AUKE-PC) meetbestanden zijn:

- Golfhoogtemeters
- Drukmeters
- Naderingssensors
- Afschuifsensors
- Waterspanningsmeters

- Infiltratiedebiet
- Hoogtemeting
- Profielvolger
- Debietmeter

De gegevens van deze metingen werden binnengehaald op het meetsysteem van de Deltagoot met een bemonsteringsfrequentie van 200 Hz, behalve bij proef P00 waar met 5 Hz werd bemonsterd. De hierboven genoemde meetinstrumenten gebruikten 50 meetkanalen in de eerste proevenserie en 55 meetkanalen in de tweede proevenserie. Verder werden ook de volgende metingen gedaan, die niet in de AUKE-PC meetbestanden zijn opgenomen:

- Valgewichtdeflectiemetingen (VGD)
- Bepaling asfalteigenschappen: dichtheid, holle ruimte, korrelverdeling van het mineraalaggregaat, bitumenpercentage, bitumeneigenschappen (penetratie, verwekingspunt en penetratie index)
- Waterpassen, meetlint
- Visuele observatie
- Video-observatie
- Temperatuurmeting
- Waterstandsmeting

Deze meettechnieken zijn bij beide proevenseries gebruikt, tenzij anders vermeld.

#### 2.4.1 Golfhoogtemeters

Recentelijk zijn nieuwe golfhoogtemeters (WHM) geplaatst in de Deltagoot. Deze bestaan uit twee verticale, parallel gespannen kabels langs de gootwand. De totale weerstand wordt verzorgd door de hoeveelheid water tussen de draden. Deze draden ondervangen een gebrek aan de oude ‘huppelpalen’ (GHM, zie bijv. Smith *et al*, 2000) – stangen die mechanisch het wateroppervlak volgen – die bij steile en hoge golven het wateroppervlak niet altijd kunnen volgen en derhalve vaak breken. Omdat er nog ervaring opgedaan moet worden met de nieuwe golfhoogtemeters zijn er van beide soorten drie gebruikt. Met het gebruik van drie golfhoogtemeters kan de gereflecteerde golf van de inkomende golf worden onderscheiden met de AUKE-PC programmatuur. De golfhoogtemeters stonden op 80, 85, en 87 m van het golfschot.

#### 2.4.2 Drukmeters

Er zijn meerdere soorten drukopnemers (DRO) gebruikt tijdens de testen. Hier worden de drukopnemers bedoeld die in de toplaag waren geïnstalleerd. Ze werden gebruikt om de stijghoogtes op de toplaag en in het filter te meten. Deze KULITE (HKM-375) drukopnemers zijn vaker gebruikt voor dit soort metingen (bijv. Smith *et al*, 2000). Ze hebben een bereik van 1 bar ( $\approx 10$  m waterdruk).

De drukopnemers zijn gemonteerd in messing bussen met een diameter van 8 cm, die in gaten in het midden van enkele basaltzuilen zijn gelijmd. In een bus werden drukopnemers aan de bovenkant en/of de onderkant geïnstalleerd, met het meetoppervlak op gelijk niveau als het basaltoppervlak. De bedrading is aan de bovenkant van de bus weggevoerd. Alle kabels zijn samengebonden en naar boven over het talud geleid, zodat er zo min mogelijk

golfkrachten op komen. Ook waren de kabels bevestigd aan een stalen draad op het talud, om schade aan de drukopnemers bij eventuele schade aan het talud te voorkomen.

Voor en na het vullen van de goot werd een meting met de drukopnemers gedaan. Hiermee kon gecontroleerd worden of de drukopnemers nog dezelfde ijking hadden en dus nog functioneerden. De drukopnemers werden genuld vlak voor elke proef, met het waterniveau van de betreffende proef. Bij de lagere waterstanden bevonden enkele drukopnemers zich boven water. In dat geval zijn de drukopnemers op de waarde gezet die correspondeerde met hun plaatshoogte ten opzichte van het wateroppervlak. Hierdoor geven ze de goede stijghoogte aan zodra de drukopnemers in het water komen te staan tijdens het golven. Daarom geven ze echter ook deze druk aan als het wateroppervlak onder de positie van de drukopnemer staat. Dat geldt trouwens ook voor de drukopnemers die initieel onder water staan.

De locatie van de drukopnemers is zo gekozen dat de golfklappen en stijghoogteverschillen goed gemeten konden worden. Aan de hand van de metingen uit het verleden (Klein Breteler et al, 2006b) is bekend dat de belasting op het volgende niveau aangrijpt:

- grote golfklappen:  $-1 < Z_{\text{klap}}/H_s < -0,4$
- voet van stijghoogtefront (vlak vóór de golfklap, betreffende  $\phi_{b2\%}$ ):  $-1 < y_s/H_s < -0,8$
- stijghoogteverschillen over open steenzettingen (grote  $\phi_{\text{dip}}$ ):  $-1,1 < Z_{\text{dip}}/H_s < -0,5$

De instrumentatie is vervolgens uitgelegd voor  $1,2 < H_s < 1,6$  m,  $1,5 < \xi_{\text{op}} < 2,0$  en  $4 < h < 5$  m. Op basis hiervan is ervoor gekozen om de drukopnemers in de zone  $2,9 \text{ m} < Z < 3,5$  m (niveau ten opzichte van de bodem) dicht bij elkaar te plaatsen en daarbuiten steeds verder uit elkaar. In de dicht geïnstrumenteerde zone moeten de drukopnemers  $0,13H_s$  uit elkaar zitten (langs het talud gemeten) (Klein Breteler et al, 2006b). Voor de huidige proeven komt dat neer op ongeveer 0,18 m. Gegeven de beperkte voorraad drukopnemers heeft dat geleid tot de instrumentatie zoals weergegeven in figuren B.2 en B.3 en tabellen A.2 en A.3. Van drukopnemer DRO7 tot en met DRO18 is het talud dicht geïnstrumenteerd met een gemiddelde onderlinge afstand van de drukopnemers van 0,20 m.

De drukopnemers in het filter zijn gelijkelijk verspreid over de zone  $2 < Z < 4,5$  m. De wat grotere onderlinge afstand is mogelijk omdat de relatief lage toplaag-doorlatendheid een lange lek lengte geeft en dus slechts geleidelijk in de plaats variërende drukken in het filter.

De drukopnemers zijn 0,5 m uit de gootas gemonteerd, om ruimte te hebben voor de valgewichtdeflectiemetingen.

Teneinde de golfklappen goed te kunnen meten zijn de instrumenten met 200 Hz bemonsterd na analoge low-pass filtering op 100 Hz (behalve proef P00, waar met 5 Hz werd gemeten). Uit eerder onderzoek (Klein Breteler *et al.*, 2006b) is gebleken dat dit in de Deltagoot ruim voldoende is.

De verschildrukken over de toplaag, die op 7 locaties gemeten werden, konden online gevolgd worden op een aparte meet-pc met een TESTPOINT applicatie. Hiermee kon tijdens de proef bepaald worden of de belasting op de toplaag te groot werd.

Na proef 16 zijn de drukopnemers 7 t/m 23 en 26 t/m 31 (alles boven +2,8 m) uit de toplaag verwijderd om te voorkomen dat ze beschadigd raken tijdens het bezwijken van de bekleding (zie tabel A.8 in bijlage A).

### 2.4.3 Naderingssensors

Er zijn naderingssensoren (VPL3 t/m VPL9) gebruikt om de beweging van de toplaag te registreren. Deze sensoren geven een ander voltage naar aanleiding van de afstand van metaal tot de sensor. De gebruikte sensoren (type BES MKK 050.19 S4 van PROXITRON) hebben een bereik van 50 mm. Ze bemonsteren de verplaatsing met een frequentie van 12,5 Hz. Ze waren in waterdichte kastjes gemonteerd van ongeveer 15 bij 15 bij 6 cm. Deze werden in het filter geplaatst onder een enkele steen op ongeveer 2 m van de gootwand aan de halzijde (oostzijde). Onder aan deze steen werd een metalen plaatje van 130 bij 130 mm gelijmd. Doordat het plaatje relatief groot was kon de steen enkele centimeters in het vlak van het talud van plaats verschuiven zonder dat de meting hierdoor werd beïnvloed.

### 2.4.4 Infiltratiedebietmeter

Het infiltratiedebiet werd gemeten door een elektromagnetische debietmeter. Tijdens proef infil01 en infil02 is het bereik tijdens de meting een aantal keer veranderd, maar aan het eind van beide metingen (stationaire toestand) is een bereik van 5 l/s gebruikt.

### 2.4.5 Profielvolger

De standaard profielvolger (PV10) en aanverwante programmatuur werd gebruikt om na elke proef op minstens drie raaien het hoogteprofiel van het talud op te meten. De profielvolger volgt het profiel van het talud met een 6 meter lange servostang. Aan het eind van de servostang is via een hefboomconstructie een volgwiël bevestigd. De draaiing van de hefboom ten opzichte van de servostang wordt gemeten door een potentiometer. Het signaal van deze potentiometer stuurt de op-en-neergaande beweging van de servostang zo, dat de servostang het talud (ongeveer) volgt. Door de hoekverdraaiing van de hefboom en de positie van de servostang te meten wordt de hoogte van het talud bepaald. Het peilapparaat is op een meetwagen op de Deltagoot bevestigd. Deze rijdt met een constante snelheid (circa 10 cm/s) over het talud, waarbij elke centimeter de hoogte bepaald wordt. Ter controle van de horizontale plaatsbepaling wordt om de meter een puls geregistreerd door penntjes aan de rand van de goot.

Het oplossend vermogen van de meting is 2 millimeter. De opnames hebben een ruis met een amplitude van ongeveer 1 cm. Elke meting begon op een vaste plaats (bout in het beton bovenaan het talud). Er werden standaard drie raaien gemaakt, op  $y = 1$  m, 2,5 m (midden van de goot), en 4 m.

De ruis van de profielen is met een voortschrijdend gemiddelde van 10 monsters (10 cm) verminderd.

### 2.4.6 Valgewichtdeflectiemetingen

Om de samenhang van de toplaag te controleren werden zogenaamde valgewichtdeflectiemetingen (VGD metingen) uitgevoerd. Bij deze metingen laat men een zwaar gewicht (enkele honderden kilo's) op het talud vallen. Op verschillende afstanden van dit gewicht wordt vervolgens de beweging van de toplaag gemeten. De grootte en het patroon van deze bewegingen geeft informatie over de stijfheid van de toplaag en ondergrond. Hiermee kan



de kwaliteit van de ingegoten bekleding gekarakteriseerd worden. In appendix D.1 staan de door KOAC-NPC uitgevoerde metingen en de resultaten beschreven. De hoogtes van de VGD metingen in de Deltagoot staan in tabel 2.3 genoemd.

meting	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Z [m]	5,45	5,18	4,90	4,63	4,35	4,08	3,80	3,53	3,25	2,98	2,70	2,43	2,15

Tabel 2.3. Hoogtes op talud van VGD metingen.

#### 2.4.7 Waterpassen, meetlint

Gemarkeerde punten op de toplaag (waterpaspunten) werden voor en na sommige metingen opgemeten om te kijken welke vormverschillen in een proef ontstaan waren. Per waterpaspunt werd de horizontale afstand over het talud opgemeten naar een referentiepunt op het beton boven de meetsectie en werd de hoogte gewaterpast. Hierdoor kunnen de  $x$  en  $Z$  coördinaten van deze punten met precisie van ongeveer 1 mm worden gemeten. Alleen als er een grote vervormingen in de toplaag zijn ontstaan, wordt de  $x$ -meting langs het talud beïnvloed door de bobbel in het er bovenliggende taludoppervlak.

Bij de eerste proevenserie werden de drukopnemers als waterpaspunten gebruikt. Bij de tweede serie zijn er 24 waterpaspunten op de toplaag aangegeven, zodat er informatie op meerdere plaatsen over de breedte bekend was. De locatie van de waterpaspunten is gegeven in tabel A.3 en zijn ook aangegeven in het bovenaanzicht van de tweede meetopstelling in figuur B.7.

In appendices C.7 en C.8 staan de resultaten van de metingen.

#### 2.4.8 Visuele observatie

Tijdens de proeven werd het talud constant in de gaten gehouden door een medewerker. Hierdoor kon schade direct vastgesteld worden en kon de meting eventueel afgebroken worden. Ook werd visueel bepaald waar de grootste golfklappen neerkwamen en tot waar de golfsterugtrekking kwam.

#### 2.4.9 Video-observatie

Gedurende alle proeven is het talud gefilmd. Van de proeven waarbij de twee taluds bezwijken (P05 en P23) en P22 is een DVD gemaakt.

#### 2.4.10 Temperatuurmeting

Na elke proef werd de watertemperatuur opgenomen. Deze informatie is van belang voor de stijfheid van het asfalt. De temperatuur van het water varieerde tussen de 12 en 15,5 °C.

### 2.4.11 Waterstand

De waterstand is voor elke proef met een meetlint bepaald met een precisie van een cm. Vervolgens is de waterstand tijdens de proef meegemeten met de golfhoogtemeters op het golfschot. De precisie van de waterstandsmeting tijdens een proef is  $\pm 2$  cm.

## 2.5 Proevenprogramma m.b.t. ingegoten basalt

In tabel 2.4 t/m 2.6 staan alle uitgevoerde proeven getabelleerd. Op basis van het verloop van de proeven is het programma enige keren aangepast. Hieronder wordt het proevenprogramma kort beschreven, met uitleg van het verloop van de proeven. In de volgende paragrafen staan de proeven één-voor-één beschreven.

De metingen zijn gedaan in twee series. In serie 1 lag de focus op de sterkte en het gedrag van een half-ingegoten bekleding. Het freatische vlak in het zand werd laag gehouden, dus afschuiving was niet aan de orde. In eerste instantie was het de bedoeling om het freatisch vlak in het filter door middel van een constant infiltratiedebiet hoog te houden. Echter, tijdens twee infiltratieproeven en proef P00 bleek dat door het toepassen van een infiltratiedebiet meteen al grote bewegingen van de toplaag optraden, waardoor scheuren ontstonden. Daardoor was de doorlatendheid van de toplaag zo groot geworden dat bij de rest van de metingen in serie 1 het infiltratiedebiet niet meer toegepast werd. Het benodigde debiet zou niet meer in overeenstemming met de praktijk geweest zijn (zie de berekening in paragraaf 2.8 onder P00). De feiten dat het taludoppervlak hierna tijdens bijna elke golf toch sterk bewoog en er toch een verhoogde freatische lijn ontstond, duiden erop dat de toplaag onder golfwerking alleen ook al op een waterlaagje zweeft.

Bij proeven P01 en P02 was de golfhoogte nog vrij klein:  $H_s = 0,68$  m. Deze werd verhoogd naar ongeveer 1 m bij proeven P03 en P04, en wederom verhoogd naar 1,2 m bij P05, waarbij de constructie al snel bezweek. De waterstand is ook opgevoerd tijdens de proeven om de zwaarste golfaanval telkens op ongeveer dezelfde (goed geïnstrumenteerde) locatie te laten neerkomen.

In de tweede serie (proeven P11–P23a) werd een volledig ingegoten steenzetting getest. De hoogte van de freatische lijn in het zand is in serie 2 van proef tot proef gevarieerd ten behoeve van het onderzoek naar het mechanisme afschuiving. Vanwege het feit dat serie 2 twee doelstellingen had (stabiliteit van ingegoten basalt en het mechanisme afschuiving) is er vanuit de optiek van de ingegoten bekleding een minder eenduidig proevenprogramma uitgevoerd dan in serie 1.

Het proevenprogramma bestond uit twee delen, waarbij in het eerste deel gewerkt is met een relatief hoge waterstand, waarbij het bovenste deel van de bekleding is beproefd (proef P11 t/m P16 en P22 t/m P23a). In het tweede deel van het proevenprogramma is gewerkt met een veel lagere waterstand, waardoor het taluddeel vlak boven het niet ingegoten stuk bekleding is beproefd (proef P17 tot en met P21).

Soms zijn 2 of 3 opeenvolgende proeven uitgevoerd met ongeveer dezelfde golfcondities, teneinde een langdurige belasting te verkrijgen (zoals proef P11 & P11b, P18 & P19 & P20 en P23 & P23a).

Proef	$h$ [m]	$H_s$ [m]	$\zeta_{op}$	$s_{op}$	$\phi_{sf}$ [m]	$\phi_{sz}$ [m]	$H_s/\Delta D$ [-]	$F$	Duur [min]
<b>Half ingegoten bekleding</b>									
infil01	4,30	0	-	-	0,24	< -1	-	-	48
infil02	4,30	0	-	-	0,11	< -1	-	-	21
P00	4,30	0,49	2,49	0,013	$\approx 0,2$	< -1	1,88	3,46	16,7
P01	3,90	0,68	1,86	0,023	0*	< -1	2,59	3,92	150,0
P02	3,90	0,68	1,80	0,025	0*	< -1	2,60	3,84	150,0
P03	3,90	0,95	1,82	0,025	0*	< -1	3,63	5,41	150,0
P04	3,90	0,96	1,79	0,025	0*	< -1	3,67	5,42	150,0
P05	4,10	1,22	1,95	0,021	0*	< -1	4,64	7,25	6,4
<b>Volledig ingegoten bekleding</b>									
P11	3,91	0,67	1,83	0,024	0*	0,07	2,56	3,83	150,0
P11b	3,92	0,67	1,76	0,026	0*	0,07	2,56	3,72	140,5
P12	4,11	1,11	1,57	0,033	0*	0,17	4,22	5,70	66,7
P12a	3,19	0,75	1,92	0,022	0*	< -1	2,85	4,40	30,0
P12b	3,59	0,79	1,81	0,025	0*	< -1	3,01	4,47	30,0
P13	4,11	0,97	1,52	0,036	0*	0,28	3,69	4,86	60,0
P14	4,25	1,02	1,96	0,021	0*	0,31	3,91	6,12	80,0
P14b	3,51	0,82	1,72	0,028	0*	< -1	3,13	4,49	30,0
P15	4,37	1,32	1,79	0,026	0*	< -1	5,04	7,41	13,0
P16	4,92	1,09	1,87	0,023	0*	< -1	4,16	6,31	10,5
P17	2,90	0,93	2,10	0,018	0*	0,46	3,54	5,81	79,2
P18	3,15	1,10	2,07	0,019	0*	0,52	4,19	6,81	83,3
P19	3,15	1,13	1,94	0,022	0*	0,24	4,29	6,68	120,0
P20	3,17	1,14	1,95	0,022	0*	0,28	4,34	6,76	120,0
P21	3,46	1,24	2,26	0,016	0*	0,44	4,74	8,15	93,3
P22	4,68	1,41	1,96	0,021	0*	0,36	5,36	8,40	88,3
P23	4,71	1,59	1,96	0,021	0*	0,33	6,06	9,50	103,0
P23a	4,70	1,64	1,86	0,024	0*	0,33	6,24	9,45	24,1

Tabel 2.4. Proevenprogramma met gemeten parameters (zie ook tabel 2.5 en 2.6).

\*) opgelegde statisch stijghoogteverschil, er kan dus wel een gemiddeld stijghoogteverschil ontstaan door de golfwerking.

De golfkarakteristieken bij de eerste paar proeven van serie 2 waren gelijk aan die aan het begin van serie 1. Hierdoor kunnen de half en volledig ingegoten toplagen vergeleken worden.

Na proef P11 is de freatische lijn in het zand omhoog gebracht. Bij het instellen van de freatische lijn in het zand is er echter per abuis een te hoge druk in het zand aangebracht.

Deze druk heeft geleid tot een klein lek langs de klei ter plaatse van  $x = 10$  m, waar het (oorspronkelijke) taludoppervlak op  $Z = 2,85$  m ligt. Er is daardoor gedurende enige tijd water langs de kleilaag gestroomd. Dit had tot gevolg dat de toplaag opgelicht raakte en een bobbel vormde.

Door deze grote vervorming van de bekleding is het vervolg van het proevenprogramma wat aangepast. Eerst zijn proeven P12a en P12b uitgevoerd met een lagere freatische lijn in het zand, gericht op het verdichten van het zand, omdat er toen nog rekening gehouden werd met een vervorming van de kleilaag en lokale fluïdisatie van het zand. Dat kan leiden tot een lossere pakking van het zand. Tijdens het uitbreken na de proeven bleek pas dat de pakkingsdichtheid van het zand niet beïnvloed is door dit incident en ook was de klei niet vervormd.

In proeven P13 en P14 zijn daarna testen gedaan met een freatisch vlak in het zand dat hoger was dan de waterstand. Omdat de bobbel na deze proeven groter werd, is vervolgens proef P14b uitgevoerd, waardoor de bobbel met een paar centimeter verkleinde. Bij proef P15, waarbij weer primair gekeken werd naar de stabiliteit van de toplaag, vond een grote toplaagbeweging plaats, waarna de proef snel gestopt werd. Hierna is een spleet bij de filterinfiltratiedrain dichtgemaakt, om toestroming van water door de toplaag naar het filter te voorkomen, en om te voorkomen dat de toplaag te makkelijk ging bewegen. De grote bobbel op  $x = 8$  m werd nu tegengehouden door langs de wand erboven een hoekprofiel te monteren. In proef P16 werd een heel hoge waterstand aangehouden om de bobbel niet te belasten. Omdat het leek alsof het talud zou kunnen gaan bezwijken is de proef snel gestopt en zijn de meeste drukopnemers er uitgehaald.

Hierna zijn een paar proeven gedaan met een lage waterstand (proeven P17–P21). Hierbij werd het talud onder de bobbel belast. Na proef P21 was de vervorming zo groot geworden bij de overgang van ingegoten naar niet-ingegoten bekleding, dat hierna weer proeven gedaan werden met een hoge waterstand, zodat de bekleding hoger op het talud belast werd. Hoewel hoger op het talud al redelijk wat schade was opgetreden tijdens proeven P11 t/m P16, duurde het nog drie proeven (P22, P23 en P23a), voordat de bekleding definitief bezweek.

## 2.6 Resultaten golfmetingen

Hieronder worden de golfresultaten gepresenteerd. Eerst worden nog de definities van enkele van de gepresenteerde parameters gegeven.

De significante golfhoogte wordt in dit onderzoek bepaald uit de variantie van de gemeten oppervlakte-uitwijking (oppervlakte van het spectrum,  $m_0$ ) van de inkomende golven:

$$H_s = H_{m0} = 4\sqrt{m_0} \quad . \quad (2.5)$$

De proeven zijn uitgevoerd met een Pierson-Moskowitz spectrum.

Verder worden de golven gekarakteriseerd met de steilheid van de golven, gedefiniëerd als:

$$s_{op} = \frac{2\pi}{g} \frac{H_s}{T_p^2} \quad , \quad (2.6)$$

waarin  $T_p$  (s) de periode van de piek van het spectrum is, en  $g$  ( $m/s^2$ ) de zwaartekrachtsversnelling.

Proef	$h$ [m]	$H_s$ [m]	$H_{10\%}$ [m]	$H_{max}$ [m]	$\xi_{op}$ [-]	$T_p$ [s]	$T_m$ [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	$R$ [-]	$N$ [-]	duur [min]
P00	4,30	0,49	0,47	1,01	2,49	4,91	3,61	4,29	0,48	268	16,7
P01	3,90	0,68	0,70	1,21	1,86	4,30	3,14	3,66	0,31	2819	150,0
P02	3,90	0,68	0,69	1,14	1,80	4,16	3,22	3,71	0,31	2746	150,0
P03	3,90	0,95	0,97	1,72	1,82	4,98	3,71	4,50	0,32	2386	150,0
P04	3,90	0,96	0,97	1,64	1,79	4,93	3,73	4,49	0,32	2367	150,0
P05	4,10	1,22	1,25	1,63	1,95	6,03	4,09	5,01	0,33	89	6,4

Tabel 2.5. Gerealiseerde waarden van de golfkarakteristieken tijdens eerste proevenserie.

Proef	$h$ [m]	$\phi_{sz}$ [m]	$H_s$ [m]	$H_{10\%}$ [m]	$H_{max}$ [m]	$\xi_{op}$ [-]	$T_p$ [s]	$T_m$ [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	$R$ [-]	$N$ [-]	duur [min]
P11	3,91	0,07	0,67	0,69	1,18	1,83	4,20	3,16	3,72	0,32	2525	150,0
P11B*	3,92	0,07	0,67	0,68	1,12	1,76	4,03	3,21	3,73	0,32	2612	140,5
P12	4,11	0,17	1,11	1,12	1,62	1,57	4,62	3,54	4,22	0,29	1084	66,7
P12A	3,19	< -1	0,75	0,75	1,14	1,91	4,64	3,37	4,01	0,28	512	30,0
P12B	3,59	< -1	0,79	0,79	1,15	1,81	4,51	3,32	3,97	0,33	481	30,0
P13	4,11	0,28	0,97	1,00	1,39	1,52	4,17	3,33	3,84	0,29	1037	60,0
P14	4,25	0,31	1,02	1,04	1,70	1,96	5,56	4,10	4,97	0,37	1170	80,0
P14B	3,51	< -1	0,82	0,84	1,23	1,72	4,36	3,41	4,08	0,33	506	30,0
P15	4,37	< -1	1,32	1,34	1,69	1,78	5,75	4,38	5,34	0,33	174	13,0
P16	4,92	< -1	1,09	1,13	1,42	1,87	5,47	3,98	4,72	0,31	155	10,5
P17	2,90	0,46	0,93	0,94	1,32	2,10	5,68	4,09	5,21	0,39	1139	79,2
P18	3,15	0,52	1,10	1,11	1,54	2,07	6,09	4,33	5,57	0,39	1147	83,3
P19	3,15	0,24	1,13	1,13	1,57	1,94	5,76	4,15	5,21	0,35	1735	120,0
P20	3,17	0,28	1,14	1,12	1,61	1,95	5,81	4,11	5,22	0,34	1750	120,0
P21	3,46	0,44	1,24	1,28	1,71	2,25	7,04	4,93	6,30	0,45	1135	93,3
P22	4,68	0,36	1,41	1,47	2,36	1,96	6,52	4,75	5,81	0,38	1102	88,3
P23*	4,71	0,33	1,59	1,65	2,18	1,96	6,94	5,06	6,15	0,38	1212	103,0
P23a*	4,70	0,33	1,64	1,69	2,11	1,86	6,67	5,17	6,17	0,38	253	24,1

Tabel 2.6. Gerealiseerde waarden van de golfkarakteristieken tijdens de tweede proevenserie.

\*) bij deze proeven was minstens één van de (oude) golfhoogtemeters (GHM) kapot, dus zijn de resultaten van de nieuwe type golfhoogtemeters (WHM) gebruikt (de golfhoogten zijn vervolgens gecorrigeerd met het verschil in  $H_s$  tussen de oude en nieuwe meters tijdens de voorgaande proef.

De brekerparameter is:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{op}}} \quad (2.7)$$

met  $\alpha$  = taludhelling, karakteriseert het type breking dat plaatsvindt op het talud.

De gerealiseerde golfresultaten voor meetseries 1 en 2 staan in tabellen 2.5 en 2.6.

## 2.7 Overzicht resultaten

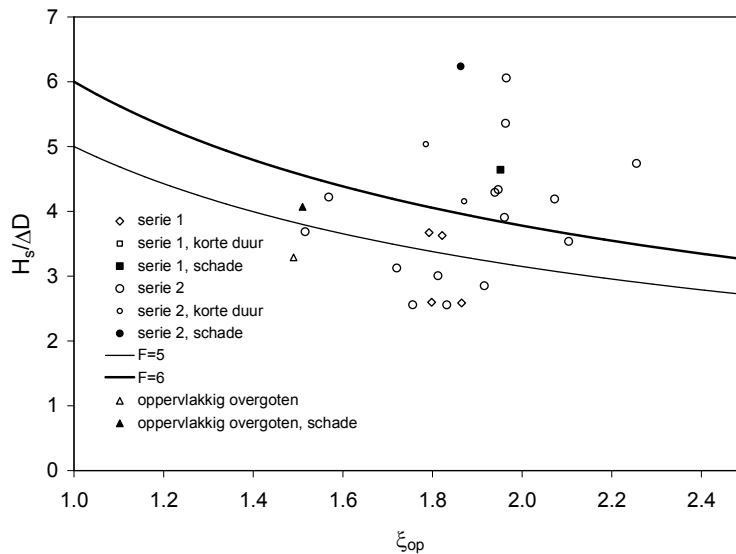
In deze paragraaf worden enkele resultaten van de metingen gepresenteerd. De daadwerkelijke analyse van de resultaten wordt in een vervolgrapportage gedaan.

In figuur 2.10 staan de tijdens de proeven gerealiseerde waarden van de dimensieloze getallen  $\xi_{op}$  en  $H_s/\Delta D$ . Ook zijn de lijnen voor constante stabiliteitsparameter  $F$  geplot volgens de formule:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = F \xi_{op}^{-2/3} \tag{2.8}$$

met:

- $H_s$  = significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
- $\xi_{op} = \tan\alpha / \sqrt{(H_s / (1,56 T_p^2))}$  = brekerparameter (-)
- $T_p$  = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$  = relatieve soortelijke massa van de stenen (-)
- $D$  = dikte van de toplaag (m)
- $F$  = stabiliteitsparameter (-)
- $\alpha$  = taludhelling ( $^\circ$ )
- $\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen ( $\text{kg/m}^3$ )
- $\rho$  = soortelijke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ )



Figuur 2.10. Gerealiseerde waarden van de brekerparameter en stabiliteitsparameter tijdens de proeven.

Bij waarden van  $H_s/\Delta D$  boven deze lijnen wordt bij een niet-ingegoten talud schade verwacht. Ook de resultaten van de proeven met de oppervlakkig ingegoten steenzetting die in 1997 beproefd is, zijn in deze figuur opgenomen ter referentie (Lubbers en Klein Breteler, 2000). Dit duidt erop dat een goed ingegoten steenzetting sterker is dan een open steenzetting.

## Valgewichtdeflectiemetingen

Zowel op de half ingegoten als de geheel ingegoten bekleding zijn vóór de golfproeven valgewichtdeflectiemetingen uitgevoerd. Dit is ook gedaan in het prototype op een dijk in Kruiningen, Zeeland, teneinde de valgewichtdeflectiemetingen in de goot goed te kunnen interpreteren. In appendix D.1 staan de metingen beschreven. De resultaten van de VGD metingen zijn terug te rekenen naar een effectieve stijfheid van een toplaag. De bepaalde stijfheden voor de metingen in dit onderzoek staan in tabel 2.7. Van de proeven in de Deltagoot zijn alleen de meetpunten (zie tabel 2.3) gebruikt, waar ook daadwerkelijk de toplaag lag die getest werd (basalt van gemiddeld 13 cm en half, respectievelijk volledig, ingegoten). Deze meetpunten staan ook in tabel 2.7 genoemd.

Gezien de schaal van het modelonderzoek moeten de waarden uit de Deltagoot nog met ongeveer 2 vermenigvuldigd worden om overeenkomstige waarden in het prototype te krijgen. Dit is vermeld in de laatste kolom van tabel 2.7.

Er is te zien dat de eerste toplaag relatief slap was ten opzichte van het prototype en de tweede – volledig ingegoten – toplaag erg stijf. Dit zou betekenen dat de tweede bekleding meer samenhang had dan de eerste en bij een hogere belasting zou moeten bezwijken dan de eerste. Dit is ook duidelijk waargenomen, zoals in de volgende paragrafen beschreven staat.

Locatie	gebruikte punten	$E$ op modelschaal [MPa]	$E$ op prototypeschaal ( $n_1 = 2$ ) [MPa]
Kruiningen	4, 5 en 6	n.v.t.	2025
Deltagoot, serie 1	3 t/m 13	474	948
Deltagoot, serie 2	5 t/m 13	10490	20980

Tabel 2.7. Gemeten gemiddelde elastsiciteitsmodulus,  $E$ , van ingegoten steenbekledingen (KOAC-NPC, appendix D).

## 2.8 Schadeontwikkeling half ingegoten toplaag (serie I)

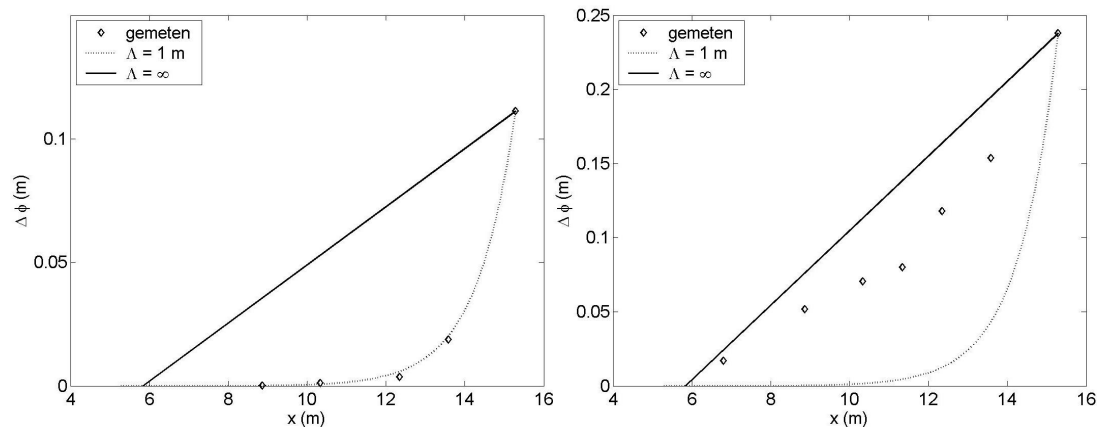
De nuvolgende beschrijving van de proeven volgt het proevenprogramma weergegeven in tabel 2.5.

### infil01 en infil02

Omdat het basalt een dikte van gemiddeld 13 cm had werd beweging van de toplaag verwacht bij een stijghoogteverschil van ongeveer 26 cm (want de relatieve ondergedompelde dichtheid,  $\Delta$ , is 2). Daarom was het oorspronkelijke idee om met een statisch stijghoogteverschil van 20 cm te gaan meten. Omdat de opgelegde stijghoogte niet precies te regelen is, werd vervolgens gesteld dat er een stijghoogteverschil van 15 à 20 cm nodig was. Tijdens de proeven infil01 en infil02 werd geprobeerd om dit stijghoogteverschil op te leggen voor de eerste serie. Het stijghoogteverschil is in deze proeven gemeten tijdens het infiltreren van het filter met een constant debiet. In figuur 2.11. staan de gemeten verschildrukken tijdens infil01. Er was een debiet van 3,8 l/s nodig om een stijghoogte te verkrijgen van 11 cm. Dit debiet was veel hoger dan ingeschat en de gewenste stijghoogte was nog niet bereikt. Ook waren er duidelijk lekken te zien in de toplaag nabij de waterlijn. Er werd geconcludeerd dat de toplaag niet dicht genoeg was. Uit een fit van de functie

$\phi = \exp(-x/\Lambda)$  door de metingen van proef infil01, waarin  $\Lambda$  de lek lengte is, blijkt ook dat de toplaag een lek lengte van rond de 1 m heeft, wat veel te kort is. Er was geen drukopbouw onderaan het talud.

Daarom is het talud dichter gemaakt door een extra behandeling (zie paragraaf 2.3.5). Hierna is proef infil02 gedaan. Het is duidelijk te zien in figuur 2.11 dat de drukopbouw zich nu over een veel groter deel van het talud uitstrekt. De toplaag is veel dichter geworden. Er was nu een kleiner debiet nodig, namelijk 1,4 l/s. Dat leverde zelfs een hoger maximaal stijghoogteverschil van 24 cm.



Figuur 2.11. Gemeten stijghoogteverschillen tijdens proeven zonder golven bij de eerste toplaag, met een constant filterinfiltratiedebiet (resp. 3,8 en 1,4 l/s). Zonder (links) en met (rechts) extra ingieten (infil01 en infil02). Ook zijn de theoretische drukverlopen gegeven voor een doorlatend talud met lek lengte  $\Lambda = 1$  m, en een totaal ondoorlatend talud ( $\Lambda = \infty$ ).

## proef P00

Tijdens proef P00 werden de modelopstelling en de meetapparatuur getest met parameters van de geplande eerste proef, P01, behalve de golfhoogte, die gehalveerd was (0,5 m in plaats van 1,0 m). Een statisch stijghoogteverschil over de toplaag van ca. 0,2 m werd door middel van infiltratie van water in de filterlaag (met 1,2 l/s) vóór het golven ingesteld. Tijdens de proef werd duidelijk dat:

- De toplaag onder invloed van de golven flink op en neer bewoog (met amplitudes van 1 tot 2 cm).
- Het statisch stijghoogteverschil toenam (dit terwijl door de golfwerking het aangeboden debiet sterk afnam).
- De toplaag ter plaatse van naderingssensor VPL7, VPL8 en VPL9 1 tot 2 cm loskwam van de filterlaag.
- Omdat de beweging on-line werd gevolgd, kon besloten worden de proef snel te beëindigen. De toplaag had een restverplaatsing van 2 cm op  $x = 13$  m ( $Z = 3,7$  m).

Na deze proef bleek dat waterstandsveranderingen bijna direct leidden tot verandering van het niveau van de freatische lijn. Bij een dergelijke bekleding zal ook in de praktijk nooit een statisch stijghoogteverschil kunnen ontstaan bij een dalende buitenwaterstand. Ook is bij vele proeven te zien dat als het talud heftig beweegt, er vanzelf scheuren ontstaan waarna de stijghoogteverschillen weer afnemen. Dit zal in de praktijk ook gebeuren.



Het benodigde infiltratiedebiet tijdens infil01 en P00 was ook al onrealistisch hoog ten opzichte van het debiet dat in de praktijk kan optreden. Het debiet in het filter dat in prototype kan optreden (als er een waterslot wordt toegepast) wordt nu bepaald. Dit debiet zal ten gevolge van een dalende waterstand optreden en is gelijk aan:

$$Q = Bbn_f v_{\text{daal}} \quad (2.9)$$

waarin  $B$  de breedte van de goot is,  $b$  de filterdikte,  $n_f$  de porositeit in het filter en  $v_{\text{daal}}$  de daalsnelheid van de buitenwaterstand. Op basis van de maximale daalsnelheid genoemd in paragraaf 2.1.1 van 1,3 m/hr (is  $3,6 \cdot 10^{-4}$  m/s), welke in het model een factor  $n_L^{-1/2}$  lager is, en een porositeit van 30%, geeft dit een maximaal mogelijk debiet van  $Q = 0,06$  l/s. Dit is dus erg klein ten opzichte van het toegepaste infiltratiedebiet.

Omdat het infiltratiedebiet onrealistisch hoog was, en de bekleding sowieso opener was geworden na P00 is dit na de eerste proef niet meer gebruikt.

## proef P01 en P02

Bij deze proeven werd twee keer 2,5 uur gegolfd met dezelfde golfcondities ( $H_s = 0,68$  m,  $T_p = 4,2$  s). De drukopnemers (op het on-line visualisatie systeem) lieten zien dat er bij terugtrekkende golven stijghoogteverschillen in de orde van 20 tot 40 cm te zien waren bij drukopnemerparen 18-28 en 21-29. Het gemiddelde stijghoogteverschil bij het drukopnemerpaar 13-27, vlakbij de meest bewegende naderingssensor (VPL07) geeft aan dat er bij proef P01 een statisch stijghoogteverschil van ongeveer 0,2 m op de toplaag werkte, wat aan het begin van proef P02 ongeveer 0,1 m was geworden. Voor de nadere analyse van de stijghoogteverschillen en bewegingen van de toplaag wordt verwezen naar Klein Breteler e.a. (2006a).

De grootste toplaagverplaatsingen waren bij proeven P01 en P02 in de orde van 0-10 mm en werden gemeten bij naderingssensor VPL07. Deze verplaatsingen leken lager dan tijdens proef P00, terwijl toen een lagere golfhoogte maar met een statisch infiltratiedebiet werden toegepast.

Na proef P01 was de toplaag grofweg tussen  $x = 10$  en  $x = 13$  m ( $0,27 < d/H_s < 1,53$ ,  $d$  is de diepte vanaf de waterlijn) rond de 2 cm omhoog gekomen (de gemeten profielen staan in appendix C.1). Iets hoger op het talud was de toplaag gezakt. Dit duidt erop dat er enig filtermateriaal is gemigreerd. Deze vervorming is nauwelijks minder dan een halve centimeter veranderd tijdens proef P02.

Vele stenen waren na deze proef al iets verschoven ten opzichte van de naburige stenen, waarvan de grootste verschuivingen in de orde van 1 tot 2 cm na proef P01 en in de orde van 3 tot 5 cm na proef P02 waren (zie figuur 2.12). Deze schade was het zwaarst rond de lijnen I en H,  $x = 12,3$  m tot  $13,3$  m ( $0,15 < d/H_s < 0,56$ ). Op de foto's kan het erop lijken dat er asfalt uit de spleten was gedrukt. Dit was echter niet het geval. Het betreft hier asfalt dat aan een steen vastzit die t.o.v. een andere steen is bewogen. Er was bij de omhoogstekende stenen te zien dat er soms aan een kant die dicht tegen een andere steen aan had gezeten nauwelijks gietasfalt zat. Het was echter niet te zien of dit bij de omhoogstekende stenen meer het geval was dan bij stenen die niet omhoog staken.

In figuur C.7.C is te zien dat de top laag langs het talud een paar centimeter naar beneden is gezakt. Het feit dat langs de gootwand een open spleten was gemaakt, maakte het mogelijk dat de top laag in de breedte uitdijde en tegelijkertijd langs het talud verkorte. Daardoor ontstond in de golfaanvalszone een afschuiving van de top laag langs het talud naar beneden van een paar centimeter. Ter plaatse van de waterlijn was deze afschuiving minder, waardoor er een trekbelasting in de top laag ontstond die geleidt heeft tot kleine scheuren.



Figuur 2.12. Links: talud na proef P01. Rechts: talud na proef P02 (rondom markering H).

### proef P03 en P04

Bij proeven P03 en P04 is de golfhoogte verhoogd tot ongeveer 1 m. De waterstand werd bij deze proeven gelijk gehouden aan die van de proeven P01 en P02. Hierdoor kwamen de golfklappen iets lager op het talud neer. Dit werd gedaan omdat bij proeven P01 en P02 te zien was dat de golfklappen redelijk hoog in het best-geïnstrementeerde gebied terecht kwamen.

De verschildrukken tijdens P03 lijken toegenomen, met gemiddelde amplitudes bij drukopnemerpaar 08-28 van rond de 40 cm. Grote uitschieters met waardes boven de 1 m zijn vooral lager op het talud te zien, bij drukopnemerparen DRO08-DRO26 en DRO13-DRO27.

Tijdens proef P03 bewoog de top laag met maximale amplitudes van rond de 1 cm. Bij proef P04 was de amplitude afgenomen, net als bij proeven P01 en P02 het geval was. Naderingssensors VPL5, VPL6, en VPL8 gaven een restverplaatsing aan van de top laag.

De peilingen na proeven P03 en P04 geven aan dat de top laag weer 2 tot 4 cm omhoog gekomen is tussen  $x = 9$  m en  $x = 11$  m ( $0,79 < d/H_s < 1,39$ ). Hierboven, tussen  $x = 11$  m en  $x = 12$  m ( $0,49 < d/H_s < 0,79$ ) is vooral in het midden van de goot een duidelijke zakking van het talud te zien, tot 4 cm. Hierboven is het talud iets omhoog gekomen (loodrecht op het talud).

De foto's in figuur 2.13 geven een goed overzicht van de staat van het talud na proef 3. Losse stenen steken omhoog in gebieden waar de vervorming van het talud het grootst was. Verticale verschillen tussen stenen tot 6 tot 7 cm waren te zien. De schade was het grootst tussen de lijnen I en K,  $Z = 3,0$  m tot  $3,5$  m ( $0,40 < d/H_s < 0,98$ ), maar strekte zich uit tussen G en K ( $-0,18 < d/H_s < 0,98$ ).



Figuur 2.13. Talud na proef P03. Links: overzicht, rechts: scheur bij F/G.

De scheuren bij de waterlijn als gevolg van het afschuiven van de toplaag langs het talud naar beneden waren iets groter geworden. Ter hoogte van G was er een horizontale scheur van ongeveer 1 m lang en 1 cm breed, en enkele kortere scheuren van ongeveer 30 cm lang. Aan de meetcabine zijde was het iets erger dan aan de halzijde.

De oorspronkelijke aangelegde spleet langs de gootwand was in de golfaanvalzone volledig dicht gegaan.



Figuur 2.14. Talud na proef P04. a: overzicht, b: bult bij J/K, c: bitumen en filtermateriaal weg bij I/J, d: spleet dicht bij J.

Het is denkbaar dat het migrerende filter na verloop van tijd een redelijke vlak oppervlak kreeg waarop de toplaag ruste. Doordat de toplaag van onderen niet vlak is als gevolg van het verschil in lengte tussen de zuilen, zullen eerst alleen de lange zuilen contact maken met

het filter, maar door het gewicht van de toplaag op den duur omhoog gedrukt worden ten opzichte van de omliggende zuilen.

Kortom, de schade die tijdens de vorige proeven ontstaan was verergerde tijdens deze proeven, maar de toplaag was nog niet bezwaken.

De vervorming van de toplaag was zodanig dat besloten werd de drukopnemers uit de bekleding te halen om schade eraan te voorkomen als de toplaag zou bezwijken.

### proef P05

Bij deze proef werd de golfhoogte verhoogd naar  $H_s = 1,22$  m. Er trad echter al na ruim 6 minuten schade op, waarna de meting werd gestopt. De schade leek vooral ontstaan te zijn tijdens de voorgaande proeven, waarbij proef P05 de laatste druppel was. Een gat van ongeveer 1 meter breed en 2 m lang was ontstaan in het midden van de toplaag (54 stenen) op een hoogte van 2,4 tot 2,9 m boven de gootbodemplaat ( $0,98 < d/H_s < 1,39$ ). Hier was ook het filtermateriaal weggeslagen. De stenen kwamen niet echt los als schollen, al kwamen er soms wel kleine groepjes met enkele stenen los die aan elkaar vast bleven zitten. Naast het gat was de toplaag tussen  $x = 8$  m en  $x = 11$  m weer ongeveer 2 cm omhoog gekomen ( $1,0 < d/H_s < 1,5$ ).



Figuur 2.15. Bezweken talud na proef P05.

Uiteindelijk heeft de scheur bij de waterlijn geen invloed gehad op het ontstaan van schade.

## 2.9 Schadeontwikkeling volledig ingegoten toplaag (serie 2)

Voor proevenserie 2 is de bekleding van  $Z = 1,9$  m tot  $Z = 4,4$  m ( $6,7$  m  $< x < 15,4$  m) opnieuw ingebouwd en volledig ingegoten. Van  $Z = 1,3$  m tot  $Z = 1,6$  m ( $4,6$  m  $< x < 5,6$  m) was de bekleding niet ingegoten en van  $Z = 1,6$  m tot  $Z = 1,9$  m en van  $Z = 4,4$  m tot  $Z = 6,0$  m ( $5,6$  m  $< x < 6,7$  m en  $15,4$  m  $< x < 21,0$  m) nog half ingegoten. De waterstand is tussen

de proeven alleen verlaagd voor inspectie van het talud na proeven P12, P15, P16, P18, P21, en natuurlijk P23a.

## proef P11

Bij proef P11 is er 5 uur lang gegolfd met een golfhoogte van  $H_s = 0,67$  m. Dit is vergelijkbaar met de eerste golfconditie zoals gebruikt tijdens proeven P01 en P02 van de eerste serie. In tegenstelling tot die proeven was er nog nauwelijks vervorming aan het talud te zien. De naderingssensors registreerden geen beweging, terwijl er verschildrukken van meer dan 1 meter optraden.

Hieruit blijkt dat de samenhang van deze volledig ingegoten bekleding véél beter is dan die van de half ingegoten van de eerste serie.

## zandinfiltratie

Na proef P11 moest de freatische lijn in het zand omhoog gebracht worden. Bij het instellen van de freatische lijn in het zand is er echter per abuis een te hoge druk in het zand aangebracht. Deze druk heeft geleid tot een lek langs de klei ter plaatse van  $x = 10$  m, waar het (oorspronkelijke) taludoppervlak op  $Z = 2,85$  m ligt. Er is daardoor gedurende enige tijd wat water met enkele tientallen liters zand langs de klei gestroomd. Dit had tot gevolg dat de toplaag opgelicht raakte en zand tussen het geotextiel en de klei is terechtgekomen (zie figuur 2.16). Dit laatste is te zien op de rechter foto in figuur 2.16, die gemaakt is tijdens het uitbreken van de opstelling. Op de klei lag een dun ( $< 1$  cm dik) laagje zand over een groot oppervlak. Verder is ook er water met zand langs de toplaag weggelekt.

De toplaag is waarschijnlijk omhoog blijven staan, waardoor er bij de volgende proef (P12) makkelijk filtermateriaal kon migreren, en de toplaag niet meer naar z'n oorspronkelijke positie kon terugkomen.

Gedurende de tijd dat de stijghoogte in het zand te hoog was opgevoerd, is er water via 2 wegen weggelekt, namelijk naar onder het geotextiel en langs het folie naar het buitenwater. Het heeft daarbij ook zand meegevoerd. Dit is geschetst in figuur 3.9 in paragraaf 3.5.



Figuur 2.16. Links: talud na P12. Rechts: zand op klei (en onder geotextiel) te zien na uitbreken tweede steenzetting.

De peilingen zijn direct na proef P11 (vóór het ophogen van de freatische lijn in het zand) en na proef P12 gemaakt (figuren C.2a en C.2b in de appendices). Die van na proef 12 laten een duidelijk S-profiel in het oppervlak zien, met een bult van 6-16 cm op ongeveer  $x = 9,5$ –

10 m en een dal van 1–6 cm op  $x = 13$  m. Dit komt ongeveer overeen met het gebied waar de infiltratiebuizen liggen, tussen  $x = 10,8$  m en  $x = 12,5$  m. De grotere verplaatsingen zijn aanwezig aan de halkan van de goot, de kleinere aan de meetcabinekant. De naderingssensors gaven aan dat tussen filter en toplaag geen restverplaatsing was opgetreden, dus leek het te gaan om een vervorming van het zand en de kleilaag. Later is echter gebleken dat naderingssensoren VPL6 en VPL7 vastgeplakt zaten aan de toplaag als gevolg van gietasfalt dat plaatselijke tot in het filter was ingedrongen. Het S-profiel in het taludoppervlak was toch volledig veroorzaakt door vervorming van de toplaag en migratie van het filter.

De verplaatsing van de waterpaspunten evenwijdig aan het taludoppervlak (afschuiving) is na proef P12 rond de 2 cm aan de bovenkant van het talud, en wordt minder naar onderen toe. Dit is echter ook niet tussen P11 en P12 gemeten, toen er water op het talud stond.

Van de twee afschuifmeters onder de kleilaag (VPL1 en VPL2, zie paragraaf 3.4.1) op  $x = 11,4$  m en  $x = 13,1$  m was de onderste aan het begin en het eind van proef P12 buiten bereik, dus er was een verschuiving van meer dan 30 mm of een verticale verplaatsing van meer dan 12 mm opgetreden, veroorzaakt door de overdruk in het zand. De afschuifmeter VPL2 was iets bewogen, namelijk orde 1 cm horizontaal of orde 3 mm verticaal. De uitlezing was van 0,54 V naar 3,5 V gegaan tussen het einde van proef P11 en het begin van P12 (10 V is het volledige bereik: 12 mm verticale of 30 mm horizontale verplaatsing), maar was minder geworden tijdens proef P12, namelijk tot 2 V.

De vierde waterspanningsmeter (op  $Z = 4$  m, zie paragraaf 3.4.2), die in de infiltratiebuis in het zand zat, gaf geen signaal tijdens proeven P11 tot P12b en stond waarschijnlijk nog boven water. Waarschijnlijk is de stijghoogte in het zand lokaal meer dan 75 centimeter boven de buitenwaterstand geweest, terwijl het eigen gewicht van toplaag, filter en klei  $G = 0,55$  m. De waterstand in de infiltratiepijp was gedurende grofweg drie kwartier veel te hoog opgevoerd; geschat op 1 à 1,5 m boven het waterpeil (niet opgemeten).

De hoogtemeters (zie paragraaf 3.3.3) op het talud geven nuttige extra informatie tijdens proef 12. Deze zitten op hoogtes van ongeveer  $z = 2, 3$ , en 4 m aan de kant van de goot waar de minste vervorming optrad. De hoogtemeters 1 en 3 gaven geen verandering. Hoogtemeter 2 gaat van 2 naar 6 cm. Deze 6 cm komt weer overeen met de peiling na P12. Hieruit blijkt dat het grootste deel van de vervorming aan de meetcabinezijde is ontstaan tijdens proef 12.

Dit incident leert ons dat een extreem hoge fretatische lijn in het zand zou kunnen leiden tot deformatie van de toplaag. Tijdens een zeer snel dalende buitenwaterstand zou er zo'n hoge overdruk in het zand kunnen ontstaan die kan leiden tot één of meer wellen door de klei. Zolang er een open steenzetting is toegepast, kan het water gemakkelijk wegvloeien en treedt er geen vervorming op. Bij een ingegoten bekleding is het denkbaar dat er een wel bij de teen of bij de waterlijn ontstaat, die vervolgens de hoge overdruk doorgeeft naar de filterlaag. Dit kan leiden tot een lokale vervorming van de toplaag tot een S-profiel, zoals in de Deltagoot is gebeurd tijdens dit incident. In de Deltagoot is vervolgens proef 12 uitgevoerd met een zodanige waterstand dat het S-profiel een zware belasting te verduren kreeg. Desondanks is er geen schade ontstaan.

In de praktijk zal een wel bij de waterlijn leiden tot een bult in de toplaag bij de waterlijn, terwijl ruim onder de waterlijn de maximale belasting aangrijpt. Daardoor is het niet te verwachten dat zo'n vervorming van de toplaag tijdens een zeer snel dalende buitenwaterstand kan leiden tot schade aan de bekleding.

## proef P12

Tijdens proef P12 werd gegolfd met een golfhoogte van  $H_s = 1,11$  m gedurende 67 minuten. Tijdens de proef is het S-profiel bij  $x = 10$  m ( $d/H_s = 1,13$ ) sterk vergroot.

Dat dit grotendeels tijdens de proef gebeurde is te zien aan de middelste hoogtemeter op het talud (op  $x = 10$  m, aan de meetcabinezijde van het talud) die tijdens deze meting van 1,5 cm naar 5,4 cm liep. Dit komt goed overeen met de peiling die na P12 gemaakt is op raai 1. Hier werd 5 cm verhoging gemeten. Aan de andere kant van de goot was de maximale verplaatsing 14 cm op  $x = 10$  m. Dit is aanzienlijk. Aan de peilingen is te zien dat er meer volume onder het talud is bijgekomen dan er is afgegaan (boven de bobbel is een deel van het talud gezakt). De verplaatsingsmeters onder de toplaag gaven geen netto verplaatsing te zien na de proef, dus de toplaag leek niet verplaatst. De bobbel leek in eerste instantie dus door een verstoorde ondergrond te zijn veroorzaakt. Echter, juist de naderingssensoren 6 en 7 waren ‘vastgeplakt’ aan de basalt door het asfalt. Na uitbreken bleek dat de bobbel volledig was veroorzaakt door een verplaatste toplaag en het gemigreerde filter.

Na proef P12 zijn twee extra proeven gedaan (P12a en P12b) om de bobbel te verkleinen. Er werd toen nog rekening gehouden met de mogelijkheid dat het zand door het oplichten van de klei zou zijn gefluïdiseerd en dus een losse pakking zou hebben gekregen. De extra proeven waren gericht op het verdichten van het zand met golfklappen op de bobbel. Deze duurden ieder een half uur, hadden een golfhoogte van 0,80 m, en werden met twee verschillende waterstanden uitgevoerd, zodanig dat eerst de onderkant en daarna de bovenkant van de bobbel werden belast. Aan de profielen (appendix C.2.C) is te zien dat dit een klein effect had. De bobbel is aan de kant waar hij het grootst was 1,5 cm naar beneden gezakt. Achteraf gezien is het logisch dat dit weinig effect had, want het zand was nog steeds goed verdicht en het gemigreerde filter is nauwelijks te verdichten.

## proef P13

Bij P13 werd gegolfd met een waterstand van 4,11 m en een golfhoogte van 0,97 m. De naderingssensoren geven aan dat het talud weinig bewoog tijdens de proef. Naderingssensor VPL09 bewoog het meest met uitwijkingen van orde 1 à 2 mm ( $d/H_s = 0,12$ ).

Uit de peilingen in appendix C.2.D blijkt ook dat het talud nauwelijks veranderd is. Het is over een groot gebied boven de grote bult ongeveer een centimeter gezakt.

## proef P14

Bij proef P14 is de belasting verhoogd door de golfperiode te verhogen, terwijl de golfhoogte ongeveer gelijk bleef met  $H_s = 1,02$  m. De waterstand was 4,25 m.

Nu registreerde naderingssensor VPL09 bewegingen van orde 1 centimeter ( $d/H_s = 0,25$ ).

De profielen in appendix C.2.E geven aan dat de grote bult aan de oostkant van de goot 4 centimeter hoger geworden is tijdens deze proef.

## proef P14b

Met deze proef werd weer geprobeerd om de grote bult te verdichten. Er werd een half uur gegolfd met een waterstand van 3,50 m en een golfhoogte van  $H_s = 0,82$  m. Het talud ging

iets omlaag boven de bult, maar verder geven de profielen in appendix C.2.F aan dat de staat van het talud nauwelijks is veranderd.

### proef P15

Met deze proef werd de draad van P14 weer opgepakt en werd de golfhoogte vergroot ten opzichte van proef P14, met een grotere golfsteilheid. Bij proef P15 werd er gegolfd met  $h = 4,35$  m,  $H_s = 1,32$  m en  $T_p = 5,73$  s. Deze proef is gestaakt na 13 minuten golven omdat de bovenste verplaatsingsopnemers onder de toplaag uit hun bereik waren en hoogtemeter 2 3 cm omhoog verplaatst was (op  $d/H_s = 1,05$ ). In de profielen (appendix C.2g) is te zien dat tussen  $x = 15$  m en  $x = 16$  m een kleine ophoging ontstaan is ( $-0,16 < d/H_s < 0,06$ ). Deze bult lag zelfs grotendeels boven de waterlijn, die op  $Z = 4,37$  m ( $x = 15,2$  m) lag. In dit gebied bevonden zich meerdere bijzonderheden in het talud: op  $x = 15,75$  m lag de filterinfiltratiedrain en op  $x = 15,4$  m lag de overgang van de half-ingegoten / geheel-ingegoten steenzetting. Verder lag op  $z' = 4,35$  m ( $x = 15,1$  m) de overgang ingezand/niet-ingezand filter, hoewel het filter al zo sterk gemigreerd was dat de oorspronkelijke scherpe overgang verdwenen zal zijn.

Ook was de grote bult rond  $x = 10$  m weer verder omhoog gegaan.

In figuur C.8.D en C.8.E is te zien dat vooral bij waterpaspunt 2 en 3 de toplaag langs het talud naar beneden is geschoven over een afstand van 3 à 5 cm. Bij de waterlijn en dieper onder water is deze afschuiving minder, namelijk 1 à 3 cm. Dit is waarschijnlijk de reden waarom er horizontale scheuren zijn ontstaan rond de waterlijn.



Figuur 2.17. Toplaag na proef P15: nog weinig schade te zien (behalve de bult).

De drukken en toplaagverplaatsingen laten zien dat de toplaag ter plaatse van de bovenste naderingssensors wild heeft bewogen. De hoogste naderingssensor was zelfs uit zijn bereik gelopen ( $z_t > 5$  cm op  $x = 14,0$  m,  $d/H_s = 0,28$ ).

De aanwezigheid van scheuren in de toplaag en de open infiltratiedrain hebben ertoe bijgedragen dat er gemakkelijk water kon toestromen in de zone  $15 < x < 16$  m. Daardoor was de invloed van de verhinderde toestroming, die normaal de bewegingen tegengaat, vrijwel afwezig



Volgens observaties op het on-line meetsysteem werden de grootste verschildrukken gemeten bij drukopnemerpaar DRO28-DRO18 ( $z' = 3,55$  m,  $d/H_s = 0,62$ ), met uitschieters boven de 1 meter stijghoogte. Opvallend is dat bij dit drukopnemerpaar het gemiddelde stijghoogteverschil maar liefst 20 cm is. Het freatische vlak in het filter lijkt dus hoger dan de buitenwaterstand te liggen. Bij de hogere drukopnemersparen is dit minder duidelijk te zien.

Er was na de proef enige schade aan het talud te zien. Bovenop de bobbel waren enkele spleten van één cm breed te zien. Verder waren er stenen te zien die iets (orde cm) verticaal ten opzichte van elkaar verschoven waren, terwijl het asfalt er nog glad overheen zat ( $0,23 < d/H_s < 0,64$ , vooral bij G-I zie pijl in figuur 2.17) van het talud, dit is ook ongeveer de locatie van de hoogste naderingssensor). Er lag ook een klein beetje filtermateriaal op het talud, wat gelekt was door een spleet die ontstaan was doordat het folie van de zijkant van de toplaag los was gegaan bij de grote bobbel rond  $x = 10$  m. Dit werd na de proef gerepareerd met een brander.

Tijdens P15 en eerdere proeven kon het water nog vrij in en uit de filterinfiltratiedrain stromen. De toevoerbuis van de drain is na P15 afgedicht.

## proef P16

Voordat proef P16 werd uitgevoerd is boven de grote bult rond  $x = 10$  m een hoekprofiel aangebracht (zie figuur 2.18), om verdere vervorming tegen te gaan.



Figuur 2.18. Links: aanbrengen hoekprofiel rondom  $x = 10$  m na proef P15. Rechts: Bolling aan oostwand van de goot bij markering E ( $Z = 4,62$  m), ontstaan na P16.

Naderingssensor VPL8 ( $d/H_s = 1,17$ ) gaf in het begin van de proef bewegingen van 0,5 cm die langzaam groter werden en na 9 minuten orde 1 cm waren. Hierna begon naderingssensor VPL9 ( $d/H_s = 0,85$ ) bewegingen te geven, hetgeen te zien is doordat hij soms weer in zijn bereik kwam. VPL 9 had een paar bewegingen groter dan 5 cm en liep toen uit zijn bereik (meer dan 5 cm verplaatsing). De proef is na 11 minuten gestopt.

De profielen in appendix C.2 geven aan dat het talud op  $x = 15$  m (60 cm verticaal onder de waterlijn,  $d/H_s = 0,58$ ) naar beneden is gegaan, met maximaal 5 cm in het midden van de goot, en iets daaronder, op  $x = 12$  à  $13$  m, en er boven, op  $x = 17$  m, omhoog met 4 à 5 cm

(in het midden van de goot). In de profielen is een relatief scherpe overgang van verhoging naar verlaging van het talud te zien rond  $x = 15,8$  m. Dit lijkt verband te houden met de aanwezigheid van de overgang ingezand/niet-ingezand filter en/of de aanwezigheid van de filterinfiltratiedrain (op resp.  $x = 15,4$  en  $x = 15,5$  m).



Figuur 2.19. Scheuren in toplaag na P16. Links: bij E. Rechts: bij C.

De toplaag bestaat uit zuilen met verschillende lengte die aan de bovenzijde allemaal precies in het taludoppervlak liggen. De onderzijde is daardoor niet vlak. Als het filter volledig is weggemigreerd, zal de toplaag op de vlakke ondergrond rusten, en is het denkbaar dat de langste zuilen wat omhoog gedrukt worden ten opzichte van de omliggende zuilen. Dit tast de samenhang van de bekleding aan.

Na deze proef zijn de bovenste drukopnemers uit het talud gehaald, omdat het erop leek dat het talud zou kunnen gaan bezwijken. Alleen de onderste drukopnemers (DRO1– DRO6, DRO24 en DRO26) zijn nog in het talud gelaten voor de proeven hierna met een lage waterstand. Door de gaten waar de drukopnemers zaten was te zien dat er lokaal 1–4 cm open ruimte tussen de toplaag en de filterlaag zat. Bij het gat waar DRO22 zat ( $x = 185,43$  m) was zelfs het geotextiel te zien.

Verder waren er enkele scheuren te zien in het asfalt (figuur 2.19). Bij markering C ( $d/H_s = -0,23$ ) een scheur van 1 cm breed over ongeveer de hele gootbreedte en een bij markering E ( $d/H_s = 0,28$ ) enkele scheuren van enkele millimeters breed. Bij E is ook het talud lokaal aan de wand met circa 9 cm opgebold, alsof het talud omhoog gegaan is, en op die plek tijdens het naar beneden zakken bleef hangen. Zie figuur 2.18.

Na proef P17, waarvan de schade is opgenomen na het weekend, is nog meer aan het licht gekomen dat tijdens proef P16 is ontstaan. Toen staken er ter plaatse van het nog half-ingegoten basalt ( $Z = 4,62$  m) stenen uit het talud (zie figuur 2.20). Dit is schade die ontstaan is bij proef P16, waar een hoge waterstand was toegepast. Waarschijnlijk is er bij proef P16 filtermateriaal weggeslagen, waarna het talud tijdens het weekend langzaam naar beneden gezakt is en sommige stenen zijn blijven staan. Later stak een hele rij stenen bij E omhoog (zie figuur 2.21 links). Het lijkt erop dat de filterinfiltratiedrain, die aangelegd was op  $z' = 4,5$  m, tijdens het bewegen van de toplaag net naast de sleuf waar hij ingelegd was is komen te liggen, en de stenen erop zijn blijven staan.

## proef P17

Proef 17 was de eerste van een serie proeven waarbij een lage waterstand ( $h = 2,90$  m bij P17) werd gebruikt. Hierbij werd het talud onder de bult belast. Door de lage waterstand zijn de extreme golven lager (zie bijvoorbeeld de golfhoogteverdeling van proef P21 in appendix C.6d, waar een duidelijke knik in te zien is). Nadat de meeste drukopnemers uit het talud waren gehaald, zat de hoogste drukopnemer nu op  $Z = 2,83$  m, wat net onder de waterlijn is.

Tijdens proef P17 is er weinig beweging van het talud gezien. Alleen naderingssensor VPL3 (op  $x = 5,9$  m,  $Z = 1,68$  m,  $d/H_s = 1,31$ ) gaf kleine verplaatsingen. Dit was vooral een netto verplaatsing van ongeveer een centimeter die tijdens de eerste 10 minuten ontstond, waarna de netto verplaatsing stabiliseerde. Er waren bij sommige golven op-en-neergaande uitwijkingen in de orde van enkele millimeters te zien.

De profielen in appendix C.2 tonen dat er een bobbel is ontstaan rond  $x = 5$  tot  $8$  m, met een amplitude van zo'n  $1,5$  cm ( $0,66 < d/H_s < 1,58$ ). De gemeten verplaatsing bij naderingssensor VPL3 ligt in dit gebied (op  $x = 5,9$  m,  $d/H_s = 1,31$ ), dus dit impliceert dat de bobbel door een toplaagbeweging is gekomen. Deze bobbel ligt deels op het niet-ingegoten en deels in het  $1$  meter brede stuk half-ingegoten steenzetting dat nog was blijven zitten na de eerste proevenserie.



Figuur 2.20. Detail foto van talud na proef P17, ver boven SWL.

In figuur 2.20 zijn twee omhoog stekende zuilen te zien die mogelijk wat langer zijn dan de omliggende zuilen. Als het filter is verdwenen, dan zal de toplaag op de vlakke ondergrond gaan rusten, maar omdat de lange zuilen wat meer naar onderen uitsteken, zullen deze naarboven gedrukt worden. Mogelijk wordt dit nog verder versterkt door de aanwezigheid van de filterinfiltratiebuis op deze locatie.

## proef P18

Deze proef is een vervolg op proef P17, waarbij de golfhoogte van  $H_s = 0,93$  m naar  $H_s = 1,10$  m, en de waterstand van 2,90 m naar 3,15 m werd verhoogd. De profielen in appendix C.2j geven aan dat de bolling laag op het talud met maximaal 2 cm in het midden toeneemt. Vooral naderingssensor VPL3 laat bewegingen zien met amplitudes tot 1 cm ( $d/H_s = 1,33$ ). Aan het eind van de proef geeft naderingssensor VPL5 opeens ook wat grote bewegingen aan ( $d/H_s = 0,62$ ).

## proeven P19 en P20

Bij proeven P19 en P20 is de golfhoogte weer iets verhoogd en is de toplaag langdurig (4 uur) belast met een golfhoogte van  $H_s = 1,13$  m. Tijdens de proeven laten VPL3 en VPL5 eenzelfde soort beweging zien. Naderingssensor VPL3 ( $d/H_s = 1,32$ ) geeft vooral een langzaam toenemende restverplaatsing, naderingssensor VPL5 ( $d/H_s = 0,63$ ) geeft ongeveer elke golf een op-en-neergaande beweging van 1 tot 7 mm, waarna hij weer helemaal terugvalt naar zijn beginpositie.

De profielen in appendices C.2k en C.2l geven aan dat de bobbel laag op het talud ( $x = 10$  m) maar iets gegroeid is tijdens deze proeven. Na P20 is de totale uitwijking in het midden van de goot 5 cm en aan de zijkanten de helft hiervan.

## proef P21

Bij proef P21 werd ongeveer dezelfde golfhoogte als tijdens de twee voorgaande proeven gebruikt, met een grotere periode, waardoor de belasting op de toplaag toch toenam. De bekleding heeft het net gehouden gedurende P21. De restverplaatsing van naderingssensor VPL4 ( $x = 7,3$  m,  $d/H_s = 1,11$ ) was 2,5 cm, met amplitudes van grofweg 1 tot 2 cm, naderingssensor VPL3 ( $x = 5,9$  m,  $d/H_s = 1,43$ ) is tijdens de proef snel buiten bereik gelopen, dus had een verplaatsing groter dan 5 cm. Hieronder werden de verplaatsingen weer kleiner. Uit de peilingen (appendix C.2) blijkt dat onder de waterlijn de bobbel op  $x = 6$  m ( $d/H_s = 1,41$ ), die tijdens de voorgaande proeven ontstond, sterk is vergroot.



Figuur 2.21. Talud na P21. Links: overzicht. Rechts: Overgang ingegoten/niet-ingegoten.

Bij  $x = 5,5$  m ( $d/H_s = 1,52$ ) is een sprong te zien in de middelste peiling in figuur C.2m. Dit is het punt waar het ingegoten deel van de toplaag op het niet-ingegoten deel overging, zie de foto in figuur 2.21. Dit lijkt een illustratie van de sterkte van de ingegoten steenzetting.

Terwijl de grootste verplaatsing bij  $x = 6$  m optrad ( $d/H_s = 1,41$ ), is de toplaag bijna bezweken op  $x = 5,5$  m ( $d/H_s = 1,52$ ), met tot 8 à 9 cm verschoven stenen. Er was hier ook filtermateriaal uit de bekleding gekomen.

## proef P22

Tijdens proef P22 is de waterstand weer verhoogd naar  $h = 4,68$  m, met een freatische lijn in het zand op  $h = 5,01$  m, en een golfhoogte van  $H_s = 1,41$  m.

Er is een steen uit de bekleding geslagen bij markering E ( $d/H_s = 0,04$ ). Dit betreft een steen die al eerder boven het talud uitstak (zie figuur 2.20). Op de hoogte van markering E zijn meerdere stenen wat omhoog gedrukt geraakt. Mogelijk is dat een gevolg van de aanwezigheid van de filterinfiltratiebuis in combinatie met het naar beneden migreren van filtermateriaal. Als het filtermateriaal weg is, wil de bekleding haaks op het talud naar beneden zakken, maar stuit dan op de infiltratiebuis. De langste zuilen leunen op de buis en zullen op den duur omhoog gedrukt worden (zie ook figuur 2.20). Dit is een modeffect dat bijdraagt aan het ontstaan van schade.

Ook is de scheur rond markering C op  $x = 18,1$  m vergroot naar een breedte van 4 cm aan de westkant en 2 cm aan de oostkant, zie figuur 2.22. Het talud is dus iets onderuitgezakt, zie ook figuur C.8.D en C.8.E.



Figuur 2.22. Talud na P22 Links: scheur aangegeven met touw. Rechts: steen eruit.

## proeven P23 en P23a

Bij proef P23 is de golfhoogte verhoogd naar  $H_s = 1,59$  m. Tijdens deze 103 minuten lange proef met erg grote golfhoogte is er weer een steen uit het talud geslagen bij markering E ( $x = 16,2$  m).

Bij proef P23a, waarbij dezelfde golfinstellingen werden gebruikt, is de toplaag uiteindelijk bezweken na 24 minuten. Tijdens deze proef kwamen aan de wand bij markering E ( $x = 16,2$  m) een paar stenen los. Dit gat werd langzaam groter. De stenen kwamen hier uiteindelijk los als 'schollen' van vele stenen. Dit leidde tot een groot gat in de toplaag. Het lijkt alsof deze grote schade ontstaan is in het deel van de bekleding dat na serie 1 niet vervangen is ( $Z > 4,4$  m). Hier was de bekleding dus slechts half ingegoten. Verder was op

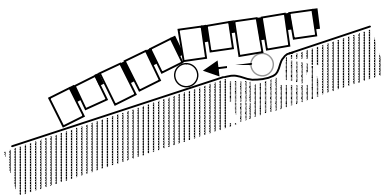
deze plek al eerder schade ontstaan aan de rand (zie figuur 2.18 rechts). Daarom is deze schade waarschijnlijk sneller ontstaan dan in werkelijkheid gebeurd zou zijn.



Figuur 2.23. Schade na P23a.

Tussen markeringen K en L ( $x = 10$  m) aan de westkant van de goot, waar de grote bobbel zich bevond, is ook een gat ontstaan van 10 à 15 stenen, zie figuur 2.23. Op deze locatie bevond zich VPL6, die al niet goed werkte omdat hij vastgeplakt zat aan de toplaag als gevolg van het gietasfalt dat tot in het filter was doorgedrongen. Op de foto is te zien dat dit instrument door het gat naar buiten is gekomen, mogelijk toen de steen waar hij aan vastgeplakt zat uit de bekleding kwam. Of dit instrument het ontstaan van schade beïnvloed heeft, is achteraf moeilijk te zeggen. Na proef 21 was het taludoppervlak hier nog mooi vlak en was er geen sprake van dat de bekleding op het instrument leunde. Waarschijnlijk is hier een gat ontstaan omdat de sterke kromming in het taludoppervlak bij deze bult de samenhang in de bekleding heeft verbroken.

Uiteindelijk is de grootste schade ontstaan op een locatie waar er een buis in het filter was aangebracht, omwille van het kunnen instellen van de freatische lijn in het filter. Door de migratie van het filter was ook deze buis uit de daarvoor aangebrachte uitholling in de ondergrond verplaatst. De bekleding lag daardoor niet op een vlakke ondergrond, maar op de buis, en kon daardoor gemakkelijk beschadigd raken (zie figuur 2.24).



Figuur 2.24, situatie bij verplaatste filterinfiltratiebuis

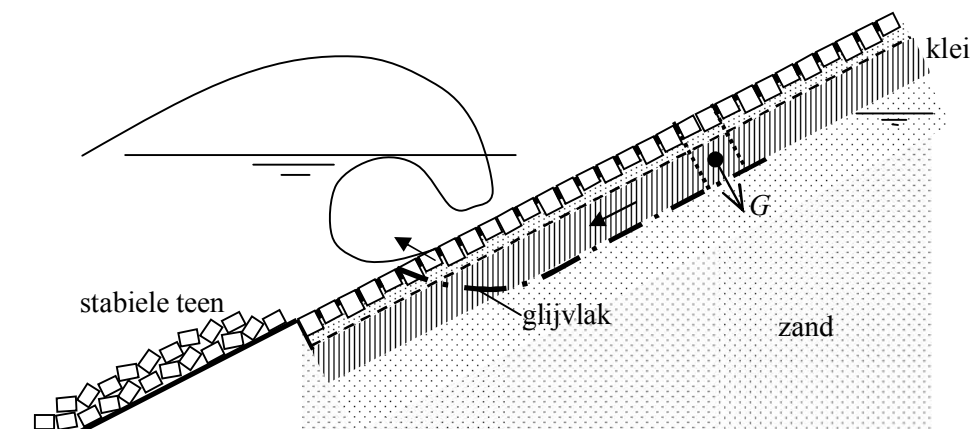
Omdat de schade ontstaan is op een plaats waar de bekleding slechts half was ingegoten, in combinatie met de invloed van de filterinfiltratiebuis, kan gesteld worden dat de schade eerder (en/of bij een lagere golfhoogte) is opgetreden dan wanneer een homogene bekleding tot ruim boven de waterlijn zou zijn aangelegd. In de praktijk zou de sterkte dus hoger kunnen zijn dan hier in de Deltagoot is gemeten. Het onderzoeksresultaat leidt daardoor tot conservatieve (veilige) conclusies.

## 3 Afschuiving

### 3.1 Achtergrond

De toetsing van steenzettingen op een filterlaag en kleilaag met betrekking tot het bezwijkmechanisme afschuiving kan helaas nog niet voldoende nauwkeurig worden uitgevoerd vanwege gebrek aan kwantitatieve kennis over dit bezwijkmechanisme. De huidige toetsmethode voor afschuiving uit het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003) is afgeleid voor bekledingen zonder kleilaag, terwijl er in de praktijk er meestal wel een kleilaag aanwezig is.

De tweede proevenserie was mede gericht op het bezwijkmechanisme ‘afschuiving’. Het doel van deze proevenserie was om te kijken of een zware golfaanval in combinatie met een statische overdruk in het zand kan leiden tot het optreden van het mechanisme. Het analyseren van de meetresultaten en het afleiden van een toetsmethode valt buiten het kader van onderhavig explorerende onderzoek.



Figuur 3.1. Het mechanisme afschuiving bij een stabele teen als gevolg van de combinatie van hogere freatische lijn in het zand en golfaanval.

Door de gecombineerde statische en dynamische hydraulische belasting ontstaat er een situatie met een relatief grote stijghoogte in het zand onder de klei. De klei zorgt hierbij voor een waterdichte afdichting. De statische component ontstaat doordat de freatische lijn in het zand hoger staat dan de buitenwaterstand. De dynamische belasting is groot tijdens golfnierloop, als er weinig waterdruk op de bekleding is, maar nog wel een hoge druk in het zand. Als die overdruk groot genoeg wordt dan zal de kleilaag evenwijdig aan het talud af willen gaan schuiven (de mobiliseerbare schuifweerstand wordt overschreden). Omdat de teen op zich stabiel is, moet er nabij de teen een afschuifvlak door de kleilaag, de filterlaag en de toplaag heen ontstaan wil de afschuivende moot klei ‘uit kunnen breken’.

De vorm van het afschuifvlak ligt hiermee redelijk vast. In theorie zou dit kunnen ontstaan door alleen min of meer statische krachten: het verschil tussen waterstand onder de kleilaag

en de buitenwaterstand moet dan voldoende groot gemaakt kunnen worden. Anderzijds kan, net als in de praktijk, er op één of andere manier een lek of pipe ontstaan waardoor de waterdruk onder de kleilaag niet steeds hoger op kan lopen als de waterstand in het zand steeds hoger wordt gemaakt.

Aangenomen wordt dat golfwerking bij kan dragen aan afschuiven. Gedurende de golfcyclus is er steeds een fase waarin er weinig water op het talud staat, en waarop dus minder gewicht op het talud gevoeld wordt in de ondergrond. In principe gaat dit vanwege de korte duur van die situatie gepaard met de mobilisatie van een ongedraineerde schuifweerstand die aanzienlijk groter is dan de gedraineerde schuifweerstand. Dat is de reden dat zonder statische opwaartse waterdruk onder de kleilaag grondmechanisch bezwijken niet zo snel op zal treden. Als de statische belasting onder de kleilaag het punt van bezwijken nadert dan kan de combinatie met golfbelasting er mogelijk voor zorgen dat (steeds gedurende een korte periode) overbelasting optreedt, waardoor de klei de neiging heeft te willen gaan bewegen, verkneedt raakt en langzaam aan sterkte verliest. Om deze reden zou de combinatie van statische overdruk met golven eerder tot bezwijken kunnen leiden dan alleen statische overdruk.

Het optreden van het mechanisme wordt dus bepaald door de geometrie van de constructie (zoals de taludhelling), en:

- de belasting:
  - statisch: stijghoogte onder de klei ten opzichte van de buitenwaterstand
  - dynamisch: significante golfhoogte,  $H_s$ , en golfperiode bij de piek van het spectrum,  $T_p$ . Het betreft hier vooral de diepte van het stijghoogtefront ( $y_s$ ).
- de sterkte:
  - het gewicht van de constructie boven het potentiële glijvlak
  - de schuifsterkte van het materiaal ter plaatse van het potentiële glijvlak

Bij de invulling van het proevenprogramma is er vanuit gegaan dat er een stabiliteitsverschil zou kunnen zijn tussen proeven met een relatief grote golfsteilheid (relatief kleine periode) en proeven met een kleine golfsteilheid. Voor de golfsteilheid worden waarden van  $s_{op} = 0,04$  en  $0,02$  gebruikt. Verder zal de stabiliteit afnemen naarmate de grondwaterstand hoger staat. De freatische lijn in het zand was tijdens de proeven die gericht waren op het mechanisme afschuiving gelijk aan of hoger dan de buitenwaterstand.

## 3.2 Modelopstelling

### 3.2.1 Schaal

De schaal van de modelopstelling is ongeveer  $n_L = 2$ , ook ten aanzien van het mechanisme afschuiving. Een belangrijke sterktecomponent is het gewicht van de constructie boven het potentiële glijvlak op de grens van klei en zand, uitgedrukt als stijghoogteverschil waarbij er evenwicht is. Het gaat om de som van de toplaag, de filterlaag en de kleilaag:

$$G = (\Delta_{toplaag}D + \Delta_{filter}b(1-n) + \Delta_{klei}b_{klei})\cos\alpha \quad (3.1)$$

met:



- $G$  = gewicht van de constructie boven het potentiële glijvlak, uitgedrukt als stijghoogteverschil waarbij er evenwicht is, zie figuur 3.1. (m)
- $\Delta_{\text{toplaag}}$  = relatieve soortelijke massa van de toplaag (-)
- $D$  = dikte van de toplaag (m)
- $\Delta_{\text{filter}}$  = relatieve soortelijke massa van de filterkorrels excl. poriën (-)
- $b$  = dikte van de filterlaag (m)
- $\Delta_{\text{klei}}$  = relatieve soortelijke massa van de klei (-)
- $b_{\text{klei}}$  = dikte van de kleilaag (m)
- $\alpha$  = taludhelling ( $^{\circ}$ ).
- $n$  = porositeit van het filter (-)

Gegeven het feit dat de relatieve soortelijke massa van de toplaag, filterlaag en kleilaag, alsmede de taludhelling en de porositeit van het filter, in het model ongeveer gelijk is aan prototype, betekent het toepassen van een lengteschaal  $n_L = 2$  dat alle laagdiktes gehalveerd moeten worden. Verder geldt dat de belasting, bestaande uit de golfhoogte en het niveau van de freatische lijn in het zand ten opzichte van de buitenwaterstand, half zo groot moet zijn als in prototype.

De meeste Nederlandse zeedijken hebben een dunne filterlaag (en eventuele vlijlagen) van 10 à 25 cm en een kleilaag van 80 cm. De toplaag ligt meestal in de range  $0,3 \text{ m} < \Delta D < 0,8 \text{ m}$ . Voor de overige parameters geldt:  $\Delta_{\text{korrel}} \approx 1,6$  met porositeit  $n \approx 0,35$  à  $0,4$  en  $\Delta_{\text{klei}} \approx 0,8$ , zodat voor de Nederlandse situatie geldt:  $1,0 \text{ m} < G < 1,7 \text{ m}$ . Met de huidige modelopstelling richten we ons op een relatief zwakke bekleding met  $G \approx 1,2 \text{ m}$ , met:

- prototype:
  - toplaag:  $\Delta D = 0,5 \text{ m}$
  - filterlaag:  $b = 0,15 \text{ m}$
  - kleilaag:  $b_{\text{klei}} = 0,6 \text{ m}$
- model in de Deltagoot ( $G = (1,88 \cdot 0,129 + 1,6 \cdot 0,08 \cdot (1 - 0,4) + 0,85 \cdot 0,302) \cdot 0,962 = 0,55 \text{ m}$ ):
  - toplaag:  $\Delta D = 0,242 \text{ m}$
  - filterlaag:  $b = 0,08 \text{ m}$
  - kleilaag:  $b_{\text{klei}} = 0,302 \text{ m}$

In het vervolg van dit verslag worden steeds alleen de modelmaten gegeven.

### 3.2.2 Dijklichaam

Het onderzoek naar het mechanisme afschuiving is gecombineerd met het onderzoek naar de stabiliteit van ingegoten basalt. Beide onderzoeken zijn uitgevoerd met een taludhelling van 1:3,5 dat reeds aanwezig was na het vorige onderzoek in het kader van het “Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen”.

Deze taludhelling is representatief voor de meeste steenzettingen in Nederland die een taludhelling hebben tussen 1:3 en 1:4.

Het dijklichaam bestond uit zand. Dit was hetzelfde zand als ook voor de inzanding van het filter was gebruikt, met als zeefdiameters:  $D_{15} = 165 \mu\text{m}$ ,  $D_{50} = 206 \mu\text{m}$ , en  $D_{85} = 254 \mu\text{m}$  (zie figuur C.5).

### 3.2.3 Klei

Direct op het zand is een kleilaag van 30 cm dikte aangebracht met daarop een geotextiel tegen het uitspoelen van de klei. De gebruikte klei is dezelfde als die toegepast is voor de renovatie van de Oostvaarderdijk langs het Markermeer.

Vóór het aanbrengen van de klei is deze enigszins vochtig gemaakt teneinde de verwerkbaarheid te verbeteren. Deze vochtige klei is op het geprofileerde zandoppervlak aangebracht en verdicht met een rupsbandvoertuig, zie figuur 3.2. Tussen de klei en de gootwand is een geotextiel aangebracht over een hoogte van 15 cm. Daardoor was een deel van de klei in direct contact met de gootwand (ten behoeve van de waterdichtheid) en een ander deel niet, zodat de wrijvingsweerstand van de klei langs de gootwand niet te groot is. Een grote wrijvingsweerstand zou het afschuiven kunnen belemmeren.



Figuur 3.2. Aanbrengen van de klei.

Na afloop van het onderzoek is tijdens het uitbreken de dikte van de klei nauwkeurig nagemeten. De gemiddelde dikte was 30,2 cm, variërend van 27 tot 32 cm. Zie appendix A.10 voor de gemeten diktes.

Op 24 locaties zijn monsters genomen van de klei en nauwkeurig geanalyseerd door GeoDelft. De resultaten van die analyse is gegeven in bijlage E. De klei is gebleken goed erosiebestendig, matig siltig en zwak humeus te zijn. Enkele eigenschappen zijn samengevat in tabel 3.1.

Locatie	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{dr}$ kN/m <sup>3</sup>	w % ds	W <sub>L</sub> %	W <sub>P</sub> %	I <sub>p</sub> %	humus %	D <sub>50</sub> mm	D <sub>90</sub> mm
8	18,1	13,4	34,0	62,3	24,6	37,7	3,09	0,019	0,310
24	18,7	14,5	29,2	56,5	24,3	32,2	2,50	0,010	0,200

Tabel 3.1 klei-eigenschappen

In deze tabel zijn de volgende parameters gebruikt:

$\gamma$  = soortelijke massa van de ongedroogde klei (N/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{dr}$  = soortelijke massa van de gedroogde klei (N/m<sup>3</sup>)

w = watergehalte als percentage van de droge stof (%)

- $W_L$  = vloeigrens (%)  
 $W_p$  = uitrolgrens (%)  
 $I_p$  = plasticiteitsindex (%)  
 $D_x$  = korrelgrootte die door x gewichtsprocenten wordt ondershreden (m)

### 3.2.4 Steenzetting en filter

Op de klei is een geotextiel toegepast. Dit geotextiel was 5 m breed en paste precies tussen de twee gootwanden. De strook geotextiel die toegepast is tussen de klei en de gootwand was veel breder dan 15 cm, waarbij de rest op de klei is geslagen. Dit leverde een overlap met het 5 meter brede geotextiel dat op de rest van de klei was gelegd.

Op het geotextiel is 8 cm dikke filterlaag toegepast van steenslag vermengd met zand. Voor de korrelgrootteverdeling wordt verwezen naar appendix C.3. Doordat de poriën voor een deel gevuld waren met zand, was de porositeit van dit granulaire filter relatief laag. De porositeit is niet gemeten, maar wordt geschat op  $n = 0,3$ .

De toplaag bestond uit ingegoten basalt met een laagdikte van gemiddeld 0,129 m. De relatieve soortelijke massa van de basalt was  $\Delta = 2,033$ . Samen met het gietasfalt levert dit een toplaag met een relatieve dichtheid van  $\Delta = (1-n_g)\Delta_{\text{basalt}} + n_g\Delta_{\text{gietasfalt}} = 1,88$  (met  $\Delta_{\text{basalt}} = 2,03$ ,  $\Delta_{\text{gietasfalt}} = 1,0$ , en  $n_g$  het volumepercentage gietasfalt in de toplaag, geschat op 0,15).

Daardoor geldt voor de toplaag, filter en klei tezamen volgens verg. (3.1):  $G = 0,55$  m. Dit betekent dat als de stijghoogte in het zand ten opzichte van de buitenwaterstand hoger wordt dan 0,55 m, er afschuiving dreigt. Op deze waarde van de stijghoogte in het zand zijn de proeven ingesteld.

### 3.2.5 Teenbestorting

Om te voorkomen dat het dummy-betontalud onder de meetsectie ( $0 < Z < 1,3$  m) eerder dan de kleilaag zou worden opgedrukt is voor deze tweede meetserie een steenbestorting aangebracht als verzwaring. Figuur 3.3 toont hier een foto van.



Figuur 3.3. Teenbestorting met basalt van 25 cm dik.

Het bestond uit een laag breuksteen van 50 cm dik van basaltzuilen met een diameter van ongeveer 25 cm (dikte 25-28 cm).

### 3.2.6 Freatische lijn in het zand

De freatische lijn in het zand werd geregeld via een grindkoffer met vijf infiltratiebuizen in het zand. Dit waren drainagebuizen, bestaande uit een geperforeerde plastic buis met diameter van  $\varnothing 110$  mm met kokosvezel er omheen, die door de wand van de goot zijn geleid. De buizen waren door de gootwand gevoerd op een verticale positie  $Z = 1,80$  m en horizontaal tussen  $x = 10,8$  m tot  $x = 12,5$  m. Deze buizen lagen in een grindkoffer die was omgeven door geotextiel (zie figuur 3.4).

Buiten de goot waren de buizen aangesloten op een verticale standpijp met een diameter van zo'n 50 cm waarin de waterstand geregeld kon worden. De waterstand in deze standpijp was na verloop van tijd een indicatie van het niveau van de stijghoogte in het zand. Verder waren er waterspanningsmeters in het zand aangebracht (zie volgende paragraaf).



Figuur 3.4. Drainagebuizen voor zandinfiltratie.

Aan de teen bevonden zich twee drainagepijpen die tot en met proef P12 een open verbinding vormden tussen het zand en het water in de goot. Vanaf proef P13 zijn deze buizen afgesloten met een dop, zodat het mogelijk werd een hogere freatische lijn in het zand in te stellen dan de buitenwaterstand.

## 3.3 Instrumentatie

Er is voor gekozen om de instrumentatie gericht op het vaststellen van afschuiving vrij beperkt te houden, omdat het onderzoek zich vooral richtte op het vaststellen of het mechanisme afschuiving zou optreden onder invloed van belastingen die in de praktijk onder toetsomstandigheden kunnen voorkomen. Er zijn vier soorten instrumenten aangebracht:

1. Afschuifsensors, gericht op het vaststellen van beweging van de klei langs het talud naar beneden ten opzichte van het zand.

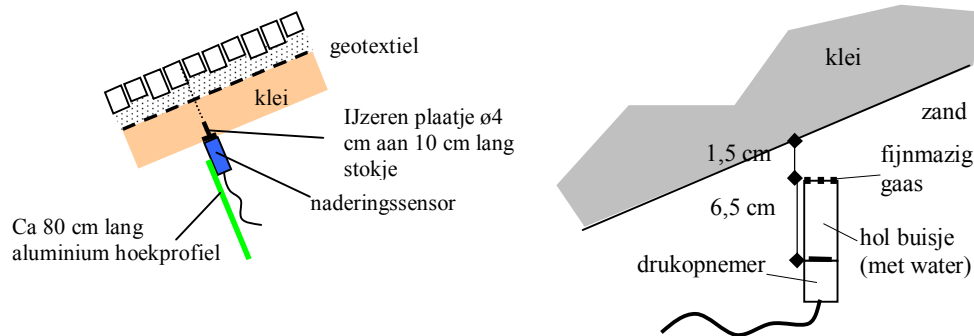
2. Waterspanningsmeters in het zand, voor het meten van de statische stijghoogte ten opzichte van de buitenwaterstand.
3. Hoogtemeters, voor het meten van de absolute hoogte van het taludoppervlak.
4. Drukopnemers op de toplaag, voor het meten van de dynamische stijghoogte op de toplaag als gevolg van de waterbeweging door de golven.

Onderstaand worden deze instrumenten nader beschreven.

Niet alle instrumenten hebben tijdens alle proeven evengoed gewerkt. Een overzicht van de defecte instrumenten is gegeven in tabel A.8 in bijlage A

### 3.3.1 Afschuifsensors

De afschuiving van de kleilaag ten opzichte van het zand is een parameter die in proevenserie 2 erg van belang was. Daarom zijn twee verplaatsingsmeters (VPL1 en VPL2) gebruikt als afschuifmeters.



Figuur 3.5. Principe van afschuifmeting (links) en waterspanningsmeting (rechts).

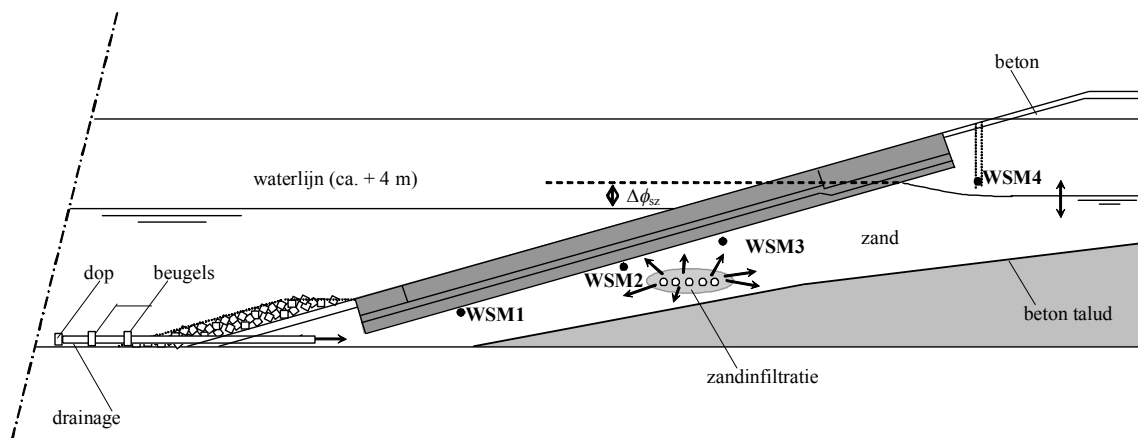
Deze verplaatsingsmeters hadden een bereik van 12 mm voor een verplaatsing in de lengterichting van het instrument en 30 mm daar dwars op. In de klei was een metalen plaatje van 4 cm geplaatst, waarbij de afschuiving van dit metalen plaatje t.o.v. de naderingssensor over een bereik van 30 mm gevolgd kon worden. Een probleem bij dit systeem is dat verticale verplaatsingen niet (direct) onderscheiden kunnen worden van de horizontale afschuiving. In figuur 3.5 staat de opzet geschetst.

### 3.3.2 Waterspanningsmeters

In het zandlichaam zijn op drie plaatsen drukopnemers geplaatst. De instrumenten waren gemonteerd onderin een verticaal buisje dat constant gevuld bleef met water. Aan de bovenzijde was het buisje voorzien van een fijnmazig gaasje om te voorkomen dat zand in het buisje komt. Aan de onderzijde was het buisje afgedicht door het meetinstrument. Hierdoor konden meetfouten als gevolg van luchtballen voorkomen worden.

De waterspanningsmeters (WSM) zijn zo in het zand geplaatst, dat de bovenzijde van het buisje ongeveer 1,5 cm onder de kleilaag zat. Ze zijn gevuld op het moment dat het buisje vol zat met water. De positie van de waterspanningsmeters die vermeld staat in appendix A.3, betreft de positie van het gaasje.

De nauwkeurigheid van deze waterspanningsmeters wordt geschat op  $\pm 2$  cm.

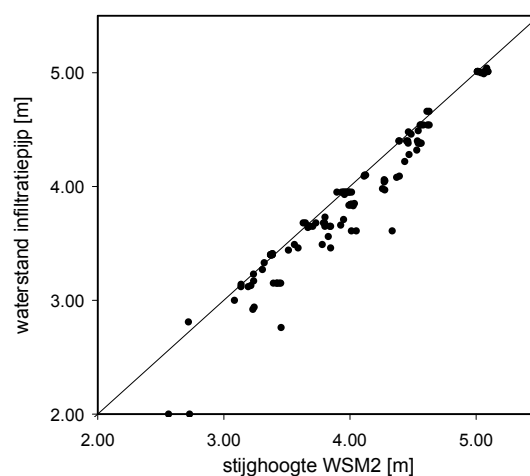


Figuur 3.6. Schets met onderdelen van de proefopstelling.

De locatie van de 3 waterspanningsmeters (WSM1 t/m WSM3) is geschetst in figuur 3.6 en is precies gegeven in appendices A.3 en B.3). Met deze waterspanningsmeters is de lokale stijghoogte in het zand gemeten, die af kan wijken van de hoogte van de freatische lijn. Vooral als er stroming is in het zand, bijvoorbeeld naar de teen, is de stijghoogte niet gelijk aan het niveau van de freatische lijn.

De bovenste twee waterspanningsmeters waren van het type PTX 1830 van DRUCK, met een bereik van 3,5 m waterdruk en een door de fabrikant opgegeven nauwkeurigheid van 3,5 mm. In de huidige applicatie, waar de verschillen in posities in een relatief korte tijdspanne wordt gemeten, wordt een nauwkeurigheid van < 1 mm verwacht. De onderste waterspanningsmeter was van het type ODS-4 met een bereik van 10 m waterdruk, omdat daar drukken groter dan 3,5 m optraden.

Het niveau van de freatische lijn is getracht vast te stellen met waterspanningsmeter WSM4, die zich in een verticale drainagebuis in het zand bevond. Tijdens de proeven bleek deze echter te ver van het belaste deel van de bekleding te liggen om zinnige informatie te geven. De freatische lijn bleek namelijk door stroming in het zand niet horizontaal te lopen (zie figuur 3.6).



Figuur 3.7. Stijghoogte bij waterspanningsmeter WSM2, ten opzichte van de waterstand in de infiltratiepijp.

In figuur 3.7 is de relatie getekend tussen de gemeten stijghoogte bij waterspanningsmeter WSM2 en de waterstand in de standpijp naast de goot, die aangesloten was op het infiltratiesysteem. Als de waterstand in de standpijp net veranderd is, zal het nog enige tijd duren voordat de veranderde stijghoogte ook in het zand bij waterspanningsmeter WSM2 te meten is. Pas als al het water in het zand tot rust gekomen is, zal de stijghoogte gelijk zijn. Waterspanningsmeter WSM2 geeft voornamelijk hogere waarden voor de stijghoogte dan de waterstand in de infiltratiepijp (gemiddeld 11 cm te hoog). De oorzaak hiervan is nog niet duidelijk.

### 3.3.3 Hoogtemeters

Tijdens de afschuifproeven was het van belang de absolute hoogtes van het talud continu te registreren tijdens de proef. Hiertoe is een methode gebruikt die eerder alleen gebruikt is voor de meting van de hoogteverschillen bij statische inpomprouven voor drie ingegoten bekledingen langs de Westerschelde (Nienhuis en Klein Breteler, 2002).



Figuur 3.8. Hoogtemeting en drukopnemers op talud.

Een prinseschematische van de opstelling is opgenomen in figuur B.4 (appendix), een foto is te zien in figuur 3.8. Het principe berust op de hydrostatische druk van stilstaand water. Er is een buis op het talud gemonteerd, lopende van een hoogte van +5 m tot +2 m. De buis buigt onderaan af en loopt dwars verder naar de zijkant van de goot en daarna weer omhoog tot de gootrand. Het verticale stuk is stevig bevestigd aan de zijkant van de goot. Aan deze buis zijn drukopnemers bevestigd, die ook goed bevestigd zijn op het talud en de druk in de buis meten. De druk in de buis wordt ook gemeten door een referentie-drukopnemer op de gootwand, waarvan de plaatshoogte bekend is. De buis wordt gevuld met water en het uiteinde op het talud wordt afgesloten. Het verschil in druk tussen de referentieopnemer en een opnemer op het talud geeft de hoogte van het punt op het talud, volgens de formule:

$$z_t = \frac{(p_r - p_t)}{\rho g} + z_r \quad (3.2)$$

waarin:

$z_t$  = de hoogte van het talud ter plaatse van de beschouwde drukopnemer (m)

$z_r$  = de hoogte van de referentie-drukopnemer (m)

$p_t$  = de gemeten druk door de beschouwde drukopnemer (Pa)

$p_r$  = de gemeten druk door de referentie-drukopnemer (Pa)

Bij de huidige toepassing werden drukopnemers op hoogtes van circa  $Z = 2, 3$  en  $4$  m in de buis op het talud geplaatst. Aan de wand werden twee referentieopnemers geplaatst, om de betrouwbaarheid van de proef te vergroten. Het bereik van de drukopnemers was  $3,5$  m waterkolom. De buis werd in een bocht naar beneden gelegd, zodat de afstand tussen de drukopnemers over het talud zo'n  $10$  cm kon variëren. De absolute nauwkeurigheid van deze meting wordt geschat op enkele cm, maar verschillen tijdens een proef kunnen met een veel grotere nauwkeurigheid ( $< 1$  cm) worden ingeschat.

### 3.4 Proevenprogramma m.b.t. afschuiving

Het schademechanisme afschuiving wordt van belang als de freatische lijn in het zand nabij of boven de buitenwaterstand ligt. De proeven waarbij dit het geval is worden in de volgende paragraaf één-voor-één besproken. In tabel 3.2 staan de relevante proeven getabelleerd.

Proef	$h$ [m]	$H_s$ [m]	$\xi_{op}$ [-]	$\phi_{sz}$ [m]	Duur [min]
P11	3,91	0,67	1,83	0,07	150,0
P11b	3,92	0,67	1,76	0,07	140,5
P12	4,11	1,11	1,57	0,17	66,7
P13	4,11	0,97	1,52	0,28	60,0
P14	4,25	1,02	1,96	0,31	80,0
P17	2,90	0,93	2,10	0,46	79,2
P18	3,15	1,10	2,07	0,52	83,3
P19	3,15	1,13	1,94	0,24	120,0
P20	3,17	1,14	1,95	0,28	120,0
P21	3,46	1,24	2,25	0,44	93,3
P22	4,68	1,41	1,96	0,36	88,3
P23	4,71	1,59	1,96	0,33	103,0
P23a	4,70	1,64	1,86	0,33	24,1

Tabel 3.2. Proeven relevant voor schademechanisme afschuiving, met globale parameters. Het statische stijghoogteverschil over de gehele de bekleding,  $\phi_{sz}$ , is bepaald bij WSM2.

P11 en P11b hebben een lage golfhoogte en een klein gemiddeld stijghoogteverschil over de gehele bekleding (klei+filter+basalt):  $\phi_{sz} < 0,1$  m. Dit is klein ten opzichte van het



stijghoogteverschil dat overeenkomt met het eigengewicht van de gehele bekleding:  $G = 0,55$  m.

Bij P12 is de golfhoogte verhoogd en het statisch stijghoogteverschil is ongeveer eenderde van het gewicht van de gehele bekleding:  $\phi_{sz}/G \approx 0,3$ . Tijdens proef P13 is dit statisch stijghoogteverschil verder verhoogd naar  $\phi_{sz}/G \approx 0,5$ . De brekerparameter,  $\xi_{op}$ , is in P12 en P13 echter wat lager dan de andere proeven. Bij proef P14 worden de golfhoogte en het statisch stijghoogteverschil gehandhaafd, maar wordt de brekerparameter (ergo, de golfperiode) groter.

Proef P17 t/m P21 zijn uitgevoerd met een lage waterstand. Tijdens P17, P18 en P21 is het statische stijghoogteverschil zeer groot:  $\phi_{sz}/G \approx 0,8$  à  $0,96$  en is ook de brekerparameter vrij groot, namelijk  $\xi_{op} \approx 1,9$  à  $2,3$ . Bij proef P21 is de dijk het zwaarst belast wat betreft het mechanisme afschuiving volgens de formules van het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003), zie par. 3.6.1.

P19 en P20 zijn tussendoor uitgevoerd met een wat lager statisch stijghoogteverschil:  $\phi_{sz}/G \approx 0,4$  à  $0,5$ .

Bij de proeven P22, P23 en P23a is tenslotte het statisch stijghoogteverschil iets kleiner gemaakt dan P21 ( $\phi_{sz}/G \approx 0,6$  à  $0,7$ ), en is de golfhoogte vergroot. Tijdens proef P23A bezweek de ingegoten basalt.

### 3.5 Proefresultaten m.b.t. afschuiving

#### Proeven P11, P11b en P12

De proeven P11 t/m P12 zijn uitgevoerd met een iets hogere freatische lijn in het zand ten opzichte van de buitenwaterstand. Het verhogen van de freatische lijn leidt tot een stijghoogteverschil over de bekleding, waartoe zowel de toplaag, het filter als de kleilaag wordt gerekend. De belangrijkste locatie waar dit stijghoogteverschil is gemeten, is ter plaatse van WSM2, omdat dit midden in de zwaarst aangevallen zone ligt.

Tijdens proef P11 en P11b was het stijghoogteverschil ter plaatse van WSM2 minder dan 10 cm en in proef P12 was dit gemiddeld 17 cm.

Het stijghoogteverloop in het zand tijdens proef P11 en P11b, ten opzichte van de buitenwaterstand, is gegeven in figuur C.9.A. Deze metingen zijn uitgevoerd vlak onder de kleilaag in het zand. De WSM1 bevond zich dicht bij de teen, WSM2 zat in het zwaarst aangevallen gebied en WSM3 zat wat hoger, meer in de buurt van de freatische lijn. De signalen zijn gefilterd met een voortschrijdend gemiddelde over vier golven.

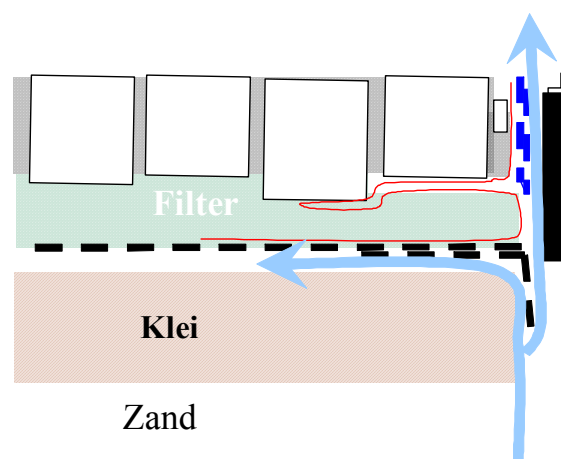
Uit de metingen blijkt dat de stijghoogte in het zand bij WSM2 tijdens proef P11 geleidelijk oploopt van  $-0,06$  m tot  $+0,09$  m. Dit is een gevolg van het feit dat vlak voor de proef de waterstand iets verlaagd is en het zand leeggepompt is door middel van een lage waterstand in de standpijp naast de goot. Toen het water in het zand redelijk stabiel leek te zijn, is de proef gestart, maar kennelijk was er nog geen evenwicht ontstaan. Tijdens vrijwel de gehele proef is er een klein verhang geweest dat een zwakke stroming heeft gegeven vanaf de teen evenwijdig aan het talud naar boven.

Tijdens proef P11b is er wel een evenwicht en is er daardoor geen stroming meer tussen WSM1 en WSM2. Hieruit blijkt dat er geen lekkage is richting de teen.

Achterin het model is het zand kennelijk nog niet volledig gevuld met water, want er is nog wel een zwakke stroming richting WSM3. Dit is te zien aan het feit dat de stijghoogte hier iets lager is dan bij WSM1 en WSM2.

Afschuifmeter VPL1, die de afschuiving van de klei moet registreren, laat tijdens proeven P11 en P11b (zelfde condities) een kleine verplaatsing (zetting?) zien van orde 2 mm.

Tussen proef P11b en proef P12 is bij het instellen van de freatische lijn in het zand tijdelijk een te hoge waterdruk in het zand aangebracht. Door deze overdruk is er water bij het infiltratiepunt langs de klei gelekt (zie paragraaf 2.9 en figuur 3.9). Het bleek achteraf dat de grote bult die op het talud hierdoor tussen P11 en P12 ontstond voornamelijk was veroorzaakt door de vervorming van de toplaag. Dit werd alleen niet geregistreerd omdat de naderingssensoren VPL6 en VPL7 niet functioneerden. Wel is toen afschuifmeter VPL1 uit zijn bereik gelopen tijdens de overdruk in het zand. Dit duidt erop dat er enige beweging (1 cm loodrecht op talud of 3 cm parallel aan het talud) is opgetreden bij het grensvlak zand/klei op  $x = 11,36$  m. Afschuifmeter VPL2 (op  $x = 13,11$  m) had aan het begin van proef P12 een grotere waarde dan aan het eind van proef P11b. Deze uitlezing liep snel terug tijdens P12. Het is onwaarschijnlijk dat het meetinstrument na een afschuiving weer terugschuift het talud op, dus het lijkt erop dat het talud toch iets omhoog geweest is, maar al snel weer terugzakte. Gebaseerd op de jiking van de afschuifmeters op verticale afstanden was het een uitwijking bij afschuifmeter VPL2 van enkele millimeters.



Figuur 3.9. Waterstroming tijdens incident.

Het verloop van de stijghoogte in het zand tijdens proef P12 is te zien in figuur C.9.B. Het gemiddelde stijghoogteverschil over de bekleding ter plaatse van WSM2 was tijdens deze proef 17 cm.

Omdat de stijghoogte in het zand voor deze proef tijdelijk veel te hoog was, was ook de freatische lijn voor de proef wat te hoog. De proef is vervolgens gestart toen WSM1 en WSM2 ongeveer constant waren in de tijd, maar in de figuur is te zien dat WSM3 tijdens de proef nog flink gedaald is. Kennelijk was de freatische lijn achterin het model nog wat te hoog, waardoor er tijdens de eerste helft van de proef een neerwaartse stroming tussen WSM3 en WSM2 was.

Verder is te zien dat de stijghoogte ter plaatse van WSM1 duidelijk lager is dan bij WSM 2 en WSM3. Dit duidt op een lekkage bij de teen. Het verhang richting de teen is echter klein:

$i_{//} \approx 0,025$ . Aannemende dat de doorlatendheid van het zand ongeveer  $10^{-4}$  m/s is, betekent dit een debiet van ongeveer 0,03 l/s, ofwel 0,1 m<sup>3</sup>/uur.

### Proeven P13 en P14

Het stijghoogteverloop in het zand tijdens proef P13 is te zien in figuur C.9.C. Op  $t \approx 400$  s zakt de stijghoogte ter plaatse van WSM2 plotseling een paar cm. Het is onbekend waar dit door veroorzaakt is.

Het gemiddelde stijghoogteverschil over de bekleding was tijdens deze proef 28 cm ter plaatse van WSM2. Dit stijghoogteverschil komt ongeveer overeen met de helft van het onderwatergewicht van de bekleding:  $\phi_{sz} \approx G/2$ .

Het valt op dat de stijghoogte bij de teen (WSM1) lager is dan WSM2, hetgeen duidt op enige lekkage, zoals ook tijdens proef P12.

Tijdens proef P13 laat afschuifmeter VPL2 weer minieme bewegingen zien, die lijken op het op-en-neergaande patroon van de naderingssensors onder de toplaag en hebben een periode gelijk aan die van de golven. Deze – waarschijnlijk op-en-neergaande – bewegingen zijn kleiner dan 0,1 mm.

Proef 14 is uitgevoerd met een vergelijkbaar stijghoogteverschil over de bekleding als proef 13, namelijk 31 cm ( $\phi_{sz} \approx G/2$ ). Het verloop van de stijghoogte in het zand is gegeven in figuur C.9.D. In die figuur is te zien dat op  $t \approx 3900$  s de stijghoogte plotseling een aantal centimeters omhoog gaat. Het is onbekend waar dit door veroorzaakt wordt. Op dat moment is er niets te zien aan het verloop van de afschuifmeters VPL1 en VPL2.

Het verhang richting de teen (van WSM2 naar WSM1) was ongeveer gelijk aan dat tijdens proef P13.

Bij proef P14 zijn de bewegingen volgens de afschuifmeters VPL2 iets groter dan tijdens proef P13. De op- en neergaande bewegingen zijn nu maximaal 1 mm, maar is er nog geen restverplaatsing te zien. Dit betekent waarschijnlijk dat het talud vooral elastisch reageert op de golfbelasting.

### Proeven P17 tot en met P21

Vanaf proef P17 zijn de drukopnemers boven  $Z = 2,76$  m uit de toplaag verwijderd en worden de proeven tot en met P21 met een lage waterstand uitgevoerd. Bij proeven P17, P18 en P21 is de statische belasting zeer groot, namelijk  $\phi_{sz}/G \approx 0,8$  à  $0,96$  bij WSM2, net als de golfbelasting. Tijdens de proeven P19 en P20 is de statische belasting wat kleiner:  $\phi_{sz}/G \approx 0,4$  à  $0,5$  bij WSM2.

Afschuifsensor VPL2 laat ondanks deze grote belasting praktisch geen beweging meer zien. Ook bij proef P21, waarbij het talud zeer zwaar belast wordt, en volgens de Technische Rapport steenzettingen (TAW, 2003) al erg instabiel zou moeten zijn, worden alleen maar erg kleine bewegingen, kleiner dan 0,1 mm, geregistreerd. Een paar hiervan zijn te zien in figuur 3.10. Afschuifsensor VPL2 ligt tijdens deze metingen weliswaar boven de waterlijn ( $Z_{VPL2} \approx 3,75$  m, waterdiepte  $h = 2,90$  à  $3,46$  m), maar het is duidelijk dat de toplaag niet is afgeschoven.

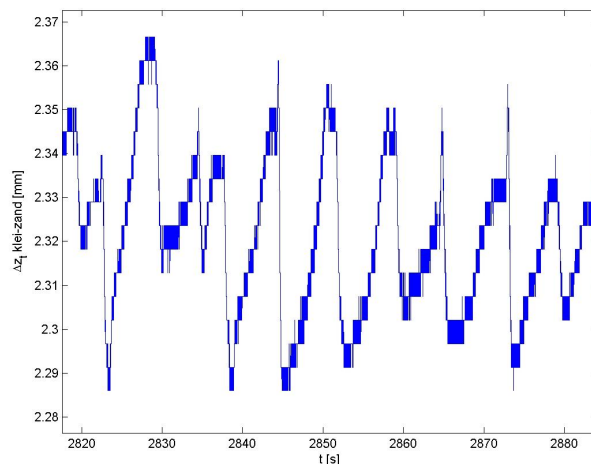
Het verloop van de stijghoogte in het zand is gegeven in figuur C.9.F t/m C.9.H. In figuur C.9.F is te zien dat de stijghoogte ter plaatse van WSM3 nog aan het oplopen is. Kennelijk was het zand nog niet volledig gevuld met water, hoewel de stijghoogte ter plaatse van WSM2 wel mooi constant was. Door de lage waterstand ligt WSM3 vlak onder de freatische lijn.

In de figuur is verder te zien dat de stijghoogte ter plaatse van WSM3 tijdens proef P18 wel constant is. Het valt op dat het stijghoogteverloop van WSM2 tijdens proef P18 wat grilliger is dan tijdens de voorgaande proeven.

Proef P19 en P20 zijn uitgevoerd met een wat lager stijghoogteverschil, zoals te zien is in figuur C.9.G. Tijdens proef P19 is de stijghoogte ter plaatse van WSM2 geleidelijk aan opgelopen. Voor deze proef werd er nog afgepompt via de drainage, maar dit is kort voor de proef gestaakt. Mogelijk was de freatische lijn in het zand nog te hoog, en is daardoor de stijghoogte weer opgelopen.

Tijdens proef 20 bleef de stijghoogte ter plaatse van WSM2 wel weer constant. De freatische lijn lag net als tijdens proef P19 iets boven WSM3 op ongeveer +3,3 m.

Het stijghoogteverloop tijdens proef P21 is bij WSM2 weer heel grillig, en het stijghoogteverschil varieert tussen ongeveer 0,4 en 0,5 m. Ook het stijghoogteverloop bij WSM1 is nu wat grillig. Het is onduidelijk waar dit door veroorzaakt wordt. Mogelijk hangt het samen met de combinatie van een groot statisch stijghoogteverschil en grote golfbelasting tijdens deze proef die de constructie dicht bij bezwijken brengt.



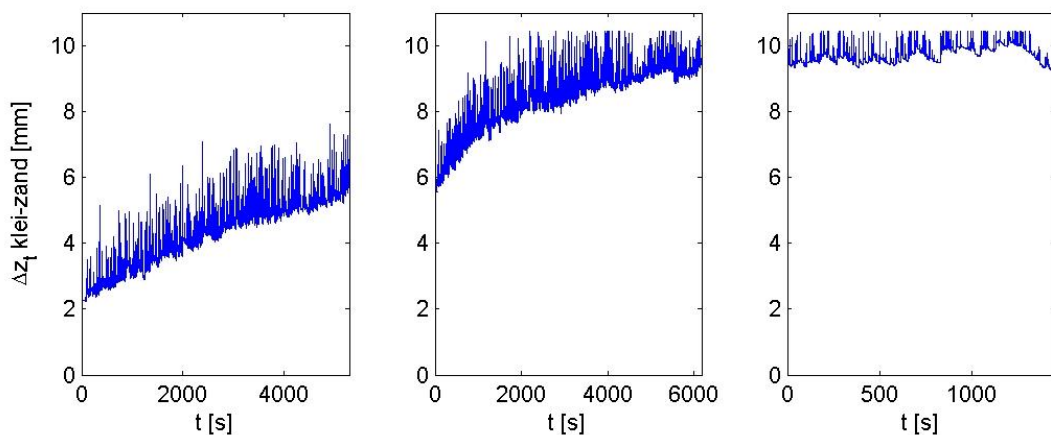
Figuur 3.10. Registratie van afschuifsensor VPL2 (met ijking voor verticale beweging) tijdens proef P21.

### Proef P22, P23 en P23a

De proeven P22 tot en met P23a zijn weer uitgevoerd met een hoge waterstand. Deze proeven werden uitgevoerd met een iets kleinere statische belasting dan voorgaande proeven, namelijk  $\phi_{sz}/G \approx 0,6$  à  $0,7$  bij WSM2. De golfhoogte was echter wel groter. Doordat de waterstand is verhoogd, komt de belasting meer in de buurt van de afschuifmeter VPL2 terecht kwam, maar is de belasting ook op een zone waar geen drukopnemers meer aanwezig zijn. Deze zijn na proef P16 verwijderd, om te voorkomen dat ze tijdens het bezwijken van de constructie beschadigd raken.

Het stijghoogteverloop tijdens proef P22 is te zien in figuur C.9.H. Het valt op dat alle waterspanningsmeters nu een grillig verloop hebben. Verder loopt de stijghoogte ter plaatse van WSM3 tijdens de eerste helft van de proef nog op, waarschijnlijk vanwege het feit dat voor deze proef de waterstand in de goot is verlaagd voor inspectie, en aan het begin van de proef het zand nog niet volledig gevuld was met water. Het stijghoogteverschil ter plaatse van WSM2 varieert globaal tussen 0,3 en 0,4 m, met een gemiddelde van 0,36 m. De stijghoogte ter plaatse van WSM1 is ongeveer 20 cm lager en dat is zeer vergelijkbaar met die tijdens proef P14, toen er ook een stijghoogteverschil van deze orde was ter plaatse van WSM2. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de lekkage richting de teen niet verergerd is.

Tijdens proef P23 en P23a is het stijghoogteverloop nog grilliger dan voorgaande proeven. Men dient zich daarbij te realiseren dat het getekende signaal gefilterd is door middel van een voortschrijdend gemiddelde over vier golven.



Figuur 3.11. Registratie van afschuifsensor VPL2 (met ijking voor verticale beweging) tijdens proeven P22, P23 en P23a (van links naar rechts).

Tot proef P22 was met verplaatsingsopnemer VPL2 nog geen verplaatsing gemeten. Afschuifsensor VPL2 laat na proeven P22–P23a wel een duidelijke verplaatsing van de klei ten opzichte van het zand zien. De verplaatsing kan horizontaal, verticaal, of een mengeling hiervan zijn. Als aangenomen wordt dat er sprake is van een verplaatsing evenwijdig aan het taludoppervlak, dan is de cumulatieve verplaatsing na de proeven P22–P23a in de orde van 2 à 3 cm. Als de verplaatsing puur loodrecht op het talud zou zijn, dan is de verplaatsing orde 8 à 10 mm.

Gezien het feit dat de klei tijdens het uitbreken nog perfect aansloot op het zand, lijkt een afschuiving het meest waarschijnlijk. Deze afschuiving is nog zo klein dat er nog lang geen sprake is van bezwijken. Ook zal de zijwand van de goot bij deze kleine verplaatsing van de (zachte) klei nog geen merkbare invloed gehad hebben op de verplaatsing.

Ook zijn tijdens deze proeven op-en-neer gaande bewegingen te zien met amplitudes in de orde van 1 à 2 mm en periode gelijk aan die van de golven. Zie figuur 3.11.

## Na de proeven

De bovenzijde van de kleilaag lag er na alle proeven nog ongeveer zo bij als aan het begin van de proeven. De vervorming die aan de toplaag te zien was, is dus geheel en al in de toplaag ontstaan, zonder vervorming van de ondergrond. In appendix C.2 zijn alle gemeten

profielen samengevat, en ook het profiel dat gemeten is nadat de toplaag en het filter verwijderd waren. Er is hiervoor een peiling over de klei gemaakt. We hebben het verschil ten opzichte van de toplaag voor proef P11 weergegeven. Het profiel loopt nog heel vlak. Er is dus geen grote vervorming van de klei opgetreden. Er zijn na afloop geen scheurtjes in de klei geconstateerd. De klei was erg zacht toen de bekleding net was opengebroken.



Figuur 3.12. Links: kleimonsters worden uit het talud genomen. Rechts: aansluiting van klei op zand.

Door GeoDelft zijn 24 monsters genomen van de klei, verspreid over het talud. Op deze locaties is ook de dikte van de kleilaag bepaald. De gemiddelde dikte was 30,2 cm. De klei sloot voor zover te zien overal goed aan op het zand (zie figuur 3.12) en de gootwand.

## 3.6 Voorlopige analyse

### 3.6.1 Technisch Rapport Steenzetting

De gedetailleerde analyse van de afschuifproeven zullen in een later stadium van het onderzoek door GeoDelft uitgevoerd worden. In dit hoofdstuk worden de globale resultaten vergeleken met de huidige toetsmethodiek.

Volgens de gedetailleerde toetsmethode uit het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003) is een steenzetting stabiel tegen afschuiven als geldt:

$$\Delta D + b + b_k > \min \left\{ 0,16 H_s^{0,2} T_p^{1,6} (\tan \alpha)^{0,8} ; 1,5 H_s \right\} - 1334 (1 - 1,19 \tan \alpha) D_{15} \sqrt{T_p} \quad (3.3)$$

met:

$\Delta D$  = onder water gewicht van de toplaag per  $m^2$  (0,24 m)

$b$  = laagdikte van het filter (0,08 m)

$b_k$  = laagdikte van de klei (0,302 m)

$\alpha$  = taludhelling (1:3,5  $\Rightarrow$  16°)

$D_{15}$  = korreldiameter van het zand, die door 15 gewichtsprocenten wordt onderschreden (0,16 mm)

De verhouding van het rechter lid (maat voor de belasting) t.o.v. het linker lid (maat voor de sterkte) geeft dus een maat van de stabiliteit tegen afschuiven. Als de verhouding groter is dan 1, is de bekleding niet 'goed'.

In vergelijking (3.3) is de invloed van het statische stijghoogteverschil als gevolg van een hogere freatische lijn in het zand dan het buitenwater nog niet meegenomen. De eerste term van het rechter lid beschrijft de minimale stijghoogte op het talud ten opzichte van de stilwaterlijn. Daarbij is als uitgangspunt gekozen dat de stilwaterlijn gelijk is aan de freatische lijn in het zand. Als de freatische lijn wat hoger ligt, moet er dus nog iets bij. Het gaat daarbij om de stijghoogte vlak onder de klei in het zand, ten opzichte van de buitenwaterstand:

$$\Delta D + b + b_k > \min \left\{ 0,16H_s^{0,2}T_p^{1,6}(\tan \alpha)^{0,8} ; 1,5H_s \right\} + \underbrace{\phi_{sz}}_{\text{extra term}} - 1334(1 - 1,19 \tan \alpha)D_{15}\sqrt{T_p} \quad (3.4)$$

met:

$\phi_{sz}$  = stijghoogte in het zand ten opzichte van de buitenwaterstand (m)

Met deze formule zijn de uitgevoerde proeven doorgerekend.

De resultaten met deze formule staan weergegeven in tabel 3.3, waarin te zien is dat tijdens proef 21 en 23 de belasting meer dan 2,5 maal zo groot is als de sterkte volgens formule (3.4). Er is gedurende totaal 6,5 uur een meer dan tweemaal zo grote belasting geweest als de sterkte volgens het Technisch Rapport Steenzettingen, zonder dat er een afschuiving is opgetreden. Hieruit blijkt dat de criteria uit het TR-S zeer conservatief zijn.

Proef	sterkte (m)	belasting, incl $\phi_{sz}$ (m)	belasting/sterkte (-)	voldoet aan TR-S criteria?
P11	0,55	0,31	0,58	ja
P11B	0,55	0,28	0,52	ja
P12	0,55	0,55	1,02	nee
P13	0,55	0,56	1,03	nee
P14	0,55	0,89	1,64	nee
P17	0,55	1,05	1,94	nee
P18	0,55	1,24	2,29	nee
P19	0,55	0,88	1,63	nee
P20	0,55	0,94	1,73	nee
P21	0,55	1,45	2,68	nee
P22	0,55	1,25	2,32	nee
P23	0,55	1,38	2,55	nee
P23a	0,55	1,31	2,42	nee

Tabel 3.3. Toetsregel volgens Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003).

### 3.6.2 Overdrukbestendigheid bekledingslagen

De hoge waterdruk die voor proef P12 gedurende enige tijd op de kleilaag kwam te staan, heeft geleid tot waterstroming tussen klei en gootwand. Het heeft twee wegen naar buiten gezocht, zie figuur 3.12. Dit was af te leiden uit het feit dat er zand gevonden is op de

toplaag en op de klei. Omdat de druk in het filter hoger werd dan het gewicht van de toplaag is deze opgebeld. Tijdens de proef erna kon het filtermateriaal blijkbaar makkelijk migreren.

Dit kunnen we vertalen naar de situatie in de praktijk, om iets te kunnen zeggen over de overdrukbestendigheid van de kleilaag. Bij een hoge grondwaterstand (dalende buitenwaterstand) kan de druk onder de klei in de praktijk ook oplopen. Hierbij zal waarschijnlijk eerst een wel in de teen ontstaan, waarna de druk vooral bij de waterlijn hoog zal zijn. Daardoor zou er ook een wel kunnen ontstaan bij de waterlijn.

Tussen P11A en P12 is er een stijghoogteverschil over de bekleding (toplaag, filter en klei tezamen) gemeten van 60 à 70 cm, terwijl het eigen gewicht  $G = 54$  cm was. Ondanks dit grote stijghoogteverschil is er geen afschuiving opgetreden. Kennelijk levert de toplaag, die ondersteund wordt door de teenconstructie, een belangrijke bijdrage aan de stabiliteit.



## 4 Samenvatting en conclusies

In dit onderzoek is een dijk met een met gietasfalt ingegoten bekleding in de Deltagoot onderzocht op de:

- stabiliteit van de ingegoten toplaag, en de
- stabiliteit van de gehele bekleding m.b.t. het afschuiven op het grensvlak tussen klei en zand.

Het huidige verslag is een meetverslag met een beschrijving van het proevenprogramma en de voorlopige resultaten. Voor de analyse wordt verwezen naar Klein Breteler e.a. (2006a).

De dijk is een model van een Nederlandse zeedijk, nagebouwd op een schaal van ongeveer 1:1,5 à 1:2,5. Enkele eigenschappen zijn (modelschaal) (zie figuur B1):

- toplaag: gezette basalt  
gemiddelde toplaagdikte:  $D = 12,9$  cm  
soortelijke massa van de basalt:  $3033 \text{ kg/m}^3$
- filterlaag: ingezand tot  $Z = +4,35$  m, en daarboven schoon.  
steenslag 4-22 mm ( $D_{15} = 5,6$  mm) vermengd met 23% zand  
gemiddelde filterlaagdikte:  $b = 7,9$  cm
- kleilaag: laagdikte:  $b_{\text{klei}} = 30,2$  cm
- zandlichaam: korrelgrootte:  $D_{50} = 206 \mu\text{m}$ ,  $D_{15} = 0,16$  mm
- ingegoten:  $Z < +1,60$  m: niet ingegoten basalt  
vanaf  $Z = 1,6$  m tot 6 m: asfaltmastiek met zand en 20% bitumen

Er zijn twee soorten ingieting getest:

- serie 1: half ingegoten, met een ingieting van 8,5 cm diep (spleet voor spleet ingegoten met een emmer, niet over de koppen van de basalt)
- serie 2: volledig ingegoten, met ingieting van 12,9 cm tot op het filter (uit kubel op talud gegoten en uitgestreken)

Locatie	elasticiteitsmodulus, $E$ , op modelschaal [GPa]	elasticiteitsmodulus, $E$ , op prototypeschaal [GPa]
Kruiningen, prototype	n.v.t.	2,0
Deltagoot, serie 1	0,5	1,0
Deltagoot, serie 2	10,5	21,0

Tabel 4.1. Gemeten elasticiteitsmoduli van ingegoten basalt (KOAC-NPC).

Voor de karakterisering van de samenhang in de toplaag en daarmee de kwaliteit van de ingieting, zijn valgewichtdeflectiemetingen (VGD-metingen) uitgevoerd. Deze VGD-metingen zijn gedaan op beide bekledingen in de Deltagoot, alsmede op een prototype dijk bij Kruiningen. De resultaten van deze metingen staan in tabel 4.1.

De laatste testen, waarbij de bekledingen bezweken waren:

- De half ingegoten bekleding heeft een zware golfbelasting gedurende 5 uur met stabiliteitsparameter  $F = \xi_{op} H_s / (\Delta D) = 5,4$  nog net gehouden, en bezweek na 6 minuten met  $F = 7,25$ .
- De volledig ingegoten bekleding bezweek uiteindelijk pas na ruim 2 uur golven met  $F = 9,5$  terwijl daarvoor al vele uren met een lagere belasting was gegolfd.

Op basis hiervan kan voorlopig geconcludeerd worden dat:

- de sterkte van een ingegoten steenzetting meestal toeneemt t.o.v. een niet ingegoten steenzetting, omdat een niet ingegoten steenzetting van basalt beschadigd raakt bij  $F = 6$ .
- een volledig ingegoten steenzetting stabiel is dan een half ingegoten steenzetting, en
- de VGD-metingen bruikbaar zijn voor de karakterisering van de kwaliteit van de goed ingegoten bekleding

De toplaag begon met bezwijken nadat enkele stenen deels uit de bekleding werden gedrukt. Dit kwam waarschijnlijk doordat tijdens toplaagbewegingen het filtermateriaal was gemigreerd en het gewicht van de toplaag op deze stenen rustte. De langste zuilen steken aan de onderkant van de toplaag wat uit in het filter, maar als het filter verdwenen is, rust de toplaag op de lange zuilen. Als de toplaag dan nog verder zakt, steken de lange zuilen uit boven de omliggende korte zuilen. Het verschuiven van de lange zuilen ten opzichte van de korte zuilen verzwakt de samenhang van de ingegoten toplaag.

Aan het eind van serie 2 kwam daar nog bij dat de bekleding al sterk vervormd was tijdens het instellen van een hoge freatische lijn in het zand na proef P11B, en door de verplaatsing van de filterinfiltratiebuis de bekleding niet op een mooie vlakke ondergrond lag (zie figuur 2.24). Deze factoren hebben het beschadigd raken van de bekleding bespoedigd en maken dat de conclusies conservatief zijn (veilig).

Ondanks de zware belasting is het mechanisme afschuiving niet opgetreden. Zelfs bij de erg grote belasting op de ondergrond met een waterstand in het dijklichaam zodanig dat de opwaartse druk op de klei ongeveer 82% was van het gewicht van klei, filter en toplaag tezamen, en golven met een hoogte van 1,24 m, zijn alleen enkele heel kleine bewegingen gemeten. Bij latere proeven met een golfhoogte van  $H_s = 1,6$  m werd een afschuiving van de klei t.o.v. het zand van maximaal 2 à 3 cm gemeten. Deze minimale afschuiving kan nog lang geen bezwijken genoemd worden.

In vergelijking tot de criteria van het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW 2002) is de belasting ruim 2,5 maal zo hoog geweest als de sterkte, zonder dat er bezwijken optrad. Er is gedurende totaal 6,5 uur een meer dan tweemaal zo grote belasting geweest als de sterkte volgens het Technisch Rapport Steenzettingen, zonder dat er een afschuiving is opgetreden. Hieruit kan geconcludeerd worden dat die criteria erg conservatief zijn.

## Referenties

- Derks, H, en M, Klein Breteler (1992)  
Gedrag van asfaltbekleding onder golfaanval  
WL | Delft Hydraulics, verslag H1480, mei 1992
- Klein Breteler, M. en I.M. van der Werf (2006a)  
Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen;  
Toetscriteria voor ingegoten steenzettingen  
WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H 4635, februari 2006
- Klein Breteler, M., I.M. van der Werf en I Wenneker (2006b)  
Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen;  
Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven  
WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H 4421, juni 2006
- Nienhuis en Klein Breteler (2002)  
Verplaatsingsmetingen tijdens inpompproef bij Kruiningen  
WL | Delft Hydraulics, meetverslag H3990 februari 2002
- Lubbers en Klein Breteler (2000)  
Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen  
WL | Delft Hydraulics, samenvatting van onderzoek H3272.77 november 2000
- Smith, Wouters en Klein Breteler (2000)  
Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen  
WL | Delft Hydraulics, meetverslag H3272 februari 2000
- TAW (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen) (2003)  
Technisch Rapport Steenzettingen  
verslag DWW-2003-097, ISBN 90-369-5551-3, december 2003
- WL | Delft Hydraulics, Grondmechanica Delft (1988)  
Taludbescherming van gezette steen  
Steenzettingen op zand, verzamelverslag  
WL | Delft Hydraulics: M1795 / M1881, GD: CO-289060/3, september 1988



## **A Tabellen**

- A.1 Inventarisatie van ingegoten bekledingen in Zeeland
- A.2 Posities meetinstrumenten meetserie 1
- A.3 Posities meetinstrumenten meetserie 2
- A.4 Basaltkenmerken
- A.5 Filter en inwasdikte, serie 1
- A.6 Filterdikte na serie 2
- A.7 Waterspanningen serie 2
- A.8 Defecte en verwijderde opnemers
- A.9 Indringing gietasfalt serie 1
- A.10 Kleidiktes



## A.1 Inventarisatie met asfalt ingegoten basalt in Oosterschelde

bron: Dienst Weg- en Waterbouw, 2005

Dijkvak	Begin [km]	Eind [km]	Lengte vak [km]	Bovengrens ingieting [m NAP]	Ondergrens ingieting [m NAP]	Opper- vlakte [m <sup>2</sup> ]	Toets- peil [m NAP]	Hs [m]	Tp [s]	Talud- helling [tana]	Dikte toplaag [m]	Hs/ΔD
Borrendamme	17.02	18.80	1.78	1.80	-0.80	12264	2.70	2.60	6.20	0.31	0.21	6.19
											0.28	4.64
Oud N-Bevelandpolder	179.70	180.70	1.00	2.50	1.10	4748	3.45	1.90	6.00	0.28	0.22	4.32
B.W.B.Yerseke polder	161.56	162.10	0.54	2.70	1.00	4007	3.45	1.90	6.00	0.25	0.25	3.80
Vierbannen	31.00	31.06	0.06	5.10	0.00	2308	3.55	1.60	6.00	0.13	0.19	4.21
B.W.B.Yerseke polder	160.30	160.70	0.40	2.20	1.20	1442	3.45	1.90	5.90	0.24	0.20	4.75
Katspolder	174.40	174.80	0.40	2.20	1.20	1371	3.20	1.40	5.40	0.31	0.22	3.18
Katspolder	174.96	175.34	0.38	2.00	1.10	1272	2.90	1.40	5.70	0.26	0.16	4.38
Nieuw N-Bevelandpolder	185.72	185.84	0.12	2.10	-0.60	1187	3.45	2.10	6.10	0.27	0.25	4.20
Borrendamme	15.70	16.05	0.35	1.50	0.60	1103	2.70	2.30	5.90	0.30	0.24	4.79
Stavenissepolder	87.84	88.88	1.04	2.60	2.40	916	3.45	1.70	6.10	0.18	0.25	3.40
Wilhelminapolder	164.26	164.40	0.14	3.00	1.20	846	3.45	1.10	5.60	0.29	0.20	2.75
Oosterland	32.80	33.00	0.20	3.70	2.30	677	3.70	1.40	6.30	0.41	0.32	2.19
Zuidhoek	22.40	22.50	0.10	1.10	-0.80	673	2.35	2.10	6.30	0.28	0.30	3.50
Stavenissepolder	87.00	87.60	0.60	1.60	1.20	582	3.15	1.60	6.00	0.25	0.25	3.20
Nieuw N-Bevelandpolder	185.44	185.72	0.28	2.00	1.60	495	3.30	2.10	6.10	0.25	0.32	3.28
Oud N-Bevelandpolder	181.84	182.00	0.16	1.60	0.70	465	2.65	1.30	6.00	0.30	0.30	2.17
Margarethapolder	86.44	86.50	0.06	0.40	-0.30	247	3.55	2.00	5.90	0.17	0.25	4.00
Oud N-Bevelandpolder	179.10	179.40	0.30	2.20	2.00	241	3.10	1.50	6.30	0.22	0.25	3.00
Tweede Bathpolder	124.30	124.50	0.20	2.30	1.90	223	3.30	1.20	5.40	0.36	0.25	2.40
Wilhelminapolder	165.45	165.50	0.05	1.60	0.60	204	2.60	1.40	6.20	0.24	0.25	2.80
B.W.B.Yerseke polder	159.26	159.34	0.08	1.40	1.00	180	3.45	2.00	6.10	0.20	0.25	4.00
Margarethapolder	87.00	87.10	0.10	1.60	1.20	124	2.60	1.50	5.90	0.28	0.25	3.00
Oud N-Bevelandpolder	179.00	179.06	0.06	2.10	1.50	114	3.45	1.40	6.30	0.33	0.25	2.80
B.W.B.Yerseke polder	162.16	162.24	0.08	-0.20	-0.60	100	3.45	1.70	6.00	0.28	0.25	3.40
Suzannapolder	80.20	80.30	0.10			85				0.28		
Nieuw N-Bevelandpolder	185.90	185.92	0.02			78					0.21	
Zuidhoek	23.48	23.50	0.02			36				0.33		
Oostpolder	127.04	127.20	0.16			36				0.31		
Willempolder	62.90	62.96	0.06			0				0.26		
<b>Totaal</b>			8.84			36024						
<b>Gemiddeld</b>				2.05	0.86		3.18	1.71	5.99	0.27	0.25	3.61

### Opmerkingen

1. Bovenstaande tabel is gebaseerd op toetsgegevens.
2. De toplaagdikte is vaak niet gemeten, maar aangenomen.
3. De diepte en de kwaliteit van de ingieting wordt bij de toetsing niet vastgesteld.
4. Voor de inslibbing van het filter bestaat geen goed beoordelingscriterium en deze is dus niet aan de tabel toegevoegd.
5. Andere ingegoten bekledingen worden vaak direct afgekeurd (ingieting met beton) of zijn schaars (basalton).
6. In de Westerschelde zijn weinig ingegoten bekledingen meer aanwezig.
7. Wegens opmerking 5 en 6 geeft de tabel een vrij compleet overzicht van mogelijk goed te keuren ingegoten bekledingen in Zeeland.

## A.2 Instrumentatie Deltagoot serie 1

### Drukopnemers

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
DRO01	6.800	1.952	1.953	7.072	= Z
DRO02	7.742	2.005	2.218	8.052	= Z
DRO03	8.335	1.963	2.389	8.669	= Z
DRO04	8.872	1.995	2.535	9.227	= Z
DRO05	9.265	1.998	2.649	9.636	= Z
DRO06	9.922	1.923	2.829	10.319	= Z
DRO07	10.141	1.980	2.907	10.547	= Z
DRO08	10.334	1.982	2.960	10.748	= Z
DRO09	10.502	1.907	3.009	10.922	= Z
DRO10	10.756	2.012	3.075	11.186	= Z
DRO11	10.948	2.065	3.128	11.386	= Z
DRO12	11.141	1.990	3.171	11.587	= Z
DRO13	11.340	1.285	3.241	11.794	= Z
DRO14	11.540	2.012	3.295	12.002	= Z
DRO15	11.735	2.030	3.353	12.205	= Z
DRO16	11.977	2.010	3.414	12.456	= Z
DRO17	12.165	1.992	3.467	12.652	= Z
DRO18	12.341	2.023	3.510	12.835	= Z
DRO19	12.775	2.013	3.626	13.286	= Z
DRO20	13.182	2.047	3.757	13.709	= Z
DRO21	13.578	2.003	3.871	14.121	= Z
DRO22	14.470	1.990	4.130	15.049	= Z
DRO23	15.280	1.990	4.353	15.891	= Z
DRO24	6.853	1.915	1.853	7.072	1.953
DRO25	8.920	1.964	2.426	9.227	2.535
DRO26	10.386	1.950	2.847	10.748	2.960
DRO27	11.392	2.253	3.134	11.794	3.241
DRO28	12.396	1.990	3.391	12.835	3.510
DRO29	13.628	1.974	3.761	14.121	3.871
DRO30	15.338	1.955	4.215	15.891	4.353
DRO31	16.013	1.970	4.427	16.654	4.564

### waterpaspunten

hiervoor zijn de drukopnemers gebruikt

Symbol	Verklaring
x	horizontale coördinaat vanaf teen (m)
y	dwarscoördinaat vanaf oostwand (m)
Z	verticale coördinaat vanaf bodem (m)
x'	coördinaat langs talud (vanaf teen) (m)
z'	Z-coördinaat van een punt, geprojecteerd op het talud (m)

### Golfhoogtemeters

#### GHM (oppervlaktevolgers)

	x	y	Z
	[m]	[m]	[m]
GHM11	-91.000	2.500	4.500
GHM12	-86.000	2.500	4.500
GHM13	-84.000	2.500	4.500

#### WHM (weerstandsdraden)

	x	y	Z
	[m]	[m]	[m]
WHM02	-91.000	0.000	4.200
WHM03	-86.000	0.000	4.500
WHM04	-84.000	0.000	4.500

### Verplaatsingsmeters

#### (VPL)

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
VPL01	11.355	2.000	2.975	11.804	3.224
VPL02	13.105	2.000	3.261	13.619	3.708
VPL03	5.880	2.420	1.574	6.113	1.672
VPL04	7.260	1.950	1.963	7.548	2.066
VPL05	8.560	2.010	2.334	8.900	2.437
VPL06	9.740	2.000	2.674	10.127	2.775
VPL07	11.290	2.030	3.118	11.740	3.218
VPL08	12.590	2.010	3.454	13.091	3.586
VPL09	14.010	2.050	3.883	14.568	3.994

### Waterspanningsmeters

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
WSM01	5.060	2.500	0.936	5.252	1.407
WSM02	9.080	2.500	2.073	9.433	2.555
WSM03	13.105	2.500	3.218	13.619	3.705

### Debietmeters

	x	y	Z
DEB01	nvt	nvt	nvt



### A.3 Instrumentatie Deltagoot serie 2

#### Drukopnemers

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
DRO01	6.800	1.952	1.951	7.072	= Z
DRO02	7.630	2.057	2.186	7.935	= Z
DRO03	8.393	2.020	2.411	8.729	= Z
DRO04	8.880	2.245	2.537	9.235	= Z
DRO05	9.313	2.065	2.653	9.686	= Z
DRO06	9.680	2.028	2.758	10.067	= Z
DRO07	10.128	2.020	2.890	10.533	= Z
DRO08	10.320	2.060	2.942	10.733	= Z
DRO09	10.486	2.116	2.995	10.906	= Z
DRO10	10.731	2.127	3.058	11.160	= Z
DRO11	10.929	2.022	3.106	11.366	= Z
DRO12	11.155	2.068	3.171	11.601	= Z
DRO13	11.365	2.088	3.226	11.820	= Z
DRO14	11.556	1.852	3.278	12.018	= Z
DRO15	11.745	2.008	3.328	12.215	= Z
DRO16	11.921	1.965	3.383	12.398	= Z
DRO17	12.166	2.023	3.470	12.653	= Z
DRO18	12.388	2.025	3.533	12.884	= Z
DRO19	12.759	2.163	3.634	13.270	= Z
DRO20	13.183	1.992	3.747	13.711	= Z
DRO21	13.630	1.970	3.866	14.175	= Z
DRO22	14.425	1.990	4.110	15.002	= Z
DRO23	15.292	2.010	4.356	15.904	= Z
DRO24	6.853	1.915	1.851	7.127	1.951
DRO25	8.895	2.214	2.428	9.251	2.537
DRO26	10.334	2.027	2.830	10.748	2.942
DRO27	11.385	2.058	3.122	11.841	3.226
DRO28	12.415	2.005	3.414	12.912	3.533
DRO29	13.612	1.995	3.760	14.157	3.866
DRO30	15.279	2.050	4.211	15.890	4.356
DRO31	15.975	1.974	4.413	16.614	4.553

#### Golfhoogtemeters

##### GHM (oppervlaktevolgers)

	x	y	Z
	[m]	[m]	[m]
GHM11	-91.000	2.500	4.500
GHM12	-86.000	2.500	4.500
GHM13	-84.000	2.500	4.500

##### WHM (weerstandsdrazen)

	x	y	Z
	[m]	[m]	[m]
WHM02	-91.000	0.000	4.200
WHM03	-86.000	0.000	4.500
WHM04	-84.000	0.000	4.500

#### Verplaatsingsmeters

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
VPL01*	11.355	2.000	2.975	11.804	3.224
VPL02*	13.105	2.000	3.261	13.619	3.708
VPL03	5.880	2.420	1.569	6.113	1.672
VPL04	7.347	2.050	1.993	7.639	2.091
VPL05	8.620	1.980	2.355	8.963	2.455
VPL06	9.895	2.030	2.706	10.288	2.818
VPL07	11.250	1.850	3.086	11.698	3.205
VPL08	12.660	1.980	3.496	13.164	3.608
VPL09	13.980	1.940	3.862	14.537	3.984

\* afschuifmeters

#### Waterspanningsmeters

	x	y	Z	x'	z'
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
WSM01	5.060	2.500	0.936	5.252	1.407
WSM02	9.080	2.500	2.073	9.433	2.555
WSM03	13.105	2.500	3.218	13.619	3.705
WSM04	21.500	0.500	4.000	nvt	nvt

#### Drukopnemers

##### tbv hoogtemeting

	x	y	Z	x'	z'	opmerking
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
HGM 1	7.277	1.250	2.079	7.568	2.079	op talud DRO32
HGM 2	10.455	1.250	2.987	10.873	2.987	op talud DRO33
HGM 3	14.154	1.250	4.044	14.720	4.044	op talud DRO34
Ref DRO 1	4.000	0.000	2.720	nvt	nvt	referentie DRO35
Ref DRO 2	4.000	0.000	2.712	nvt	nvt	referentie DRO36

#### waterpaspunten

punt:	West y = 4 m			Midden y = 2,5 m			Oost y = 1 m		
	x'	x	Z	x'	x	Z	x'	x	Z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	16.63	15.988	4.575	16.64	16.001	4.567	16.63	15.993	4.557
2	15.13	14.546	4.235	15.13	14.549	4.163	15.12	14.541	4.155
3	13.62	13.097	3.755	13.63	13.104	3.739	13.62	13.098	3.742
4	12.12	11.655	3.346	12.13	11.665	3.334	12.13	11.663	3.344
5	10.62	10.215	2.952	10.63	10.223	2.925	10.62	10.215	2.945
6	9.13	8.778	2.522	9.14	8.784	2.526	9.12	8.765	2.534
7	7.63	7.333	2.120	7.63	7.338	2.117	7.63	7.341	2.118
8	6.12	5.888	1.700	6.13	5.897	1.700	6.12	5.884	1.718

Symbol	Verklaring
x	horizontale coördinaat vanaf teen (m)
y	dwarscoördinaat vanaf oostwand (m)
Z	verticale coördinaat vanaf bodem (m)
x'	coördinaat langs talud (vanaf teen) (m)
z'	Z-coördinaat van een punt, geprojecteerd op het talud (m)

## A.4 Basaltkenmerken

### Hoogte gezaagde basaltzuilen

H4635

14/06/2005 (100 monsters)				15/06/2005 (100 monsters)				
11.5	15.5	15.0	11.0	15.0	14.5	15.5	15.5	
14.5	13.5	12.5	15.0	12.0	11.5	14.5	11.5	
11.5	16.0	11.5	11.0	12.0	16.0	11.0	11.5	
13.0	12.0	12.5	15.0	14.5	11.0	11.5	13.0	
12.5	10.5	12.0	12.0	13.5	11.0	14.0	11.0	
12.0	11.0	11.0	12.5	11.5	11.0	12.5	12.0	
11.0	13.0	13.5	11.5	12.5	15.5	12.5	12.0	
16.0	13.5	15.0	11.0	11.0	11.5	15.0	12.0	
13.5	15.5	12.5	16.0	12.5	11.5	14.5	11.5	
11.5	16.5	13.0	12.0	16.5	12.0	12.0	15.5	
12.0	11.0	12.0	10.0	11.0	13.0	13.0	13.5	
11.5	12.5	12.0	11.0	13.0	11.5	11.5	12.0	
11.5	13.5	15.0	13.0	12.0	14.5	11.0	11.0	
11.5	15.5	15.0	11.5	14.5	16.5	11.0	15.5	
10.5	13.0	11.5	14.0	12.0	12.0	16.0	12.0	
12.0	12.0	11.0	11.5	14.5	16.5	11.0	16.5	
11.0	12.0	14.5	11.0	13.0	16.5	11.0	11.0	
11.0	11.5	12.5	14.5	12.5	11.0	15.5	15.5	
11.0	12.5	13.0	11.5	12.0	13.0	14.0	11.5	
12.5	14.5	17.0	11.5	12.0	13.5	12.0	15.0	
11.0	11.0	11.0	14.5	11.0	11.0	11.0	14.5	
11.5	12.0	11.0	15.5	11.0	13.0	11.0	14.5	
15.5	15.5	13.0	14.5	11.5	15.0	11.5	13.5	
16.0	15.0	17.0	15.5	12.0	13.0	15.0	12.5	
12.0	13.5	12.0	12.0	11.0	16.0	13.0	11.0	
Gemiddeld:	12.3	13.3	13.0	12.7	12.6	13.3	12.8	13.0

Gemiddelde over 200 metingen: D = 12.88 cm

### Dichtheid basalt

1	2952
2	3040
3	3025
4	3067
5	3080
gemiddelde	3033 kg/m <sup>3</sup>

## A.5 Dikte van filterlaag voor proeven

tijdens aanleg eerste bekleding

H4635-00 29-06-2005



x-afstand gootwand in m	steen hoogte in cm	filter onder steen in cm
178.0	14.5	8.0
179.3	14.0	9.0
181.0	14.0	8.0
182.0	13.0	9.0
183.0	17.5	6.5
184.0	15.5	7.0
184.0	13.0	8.0
184.0	12.0	9.0
185.0	14.0	9.0
185.0	15.0	8.0
185.5	15.0	7.0
186.0	12.5	7.0
187.0	13.5	7.5
187.0	12.5	8.0
187.6	13.5	8.0
187.6	12.5	8.0
<b>gem. :</b>	<b>13.88</b>	<b>7.94</b>

## Diepte bovenkant inwassing tov taludopp. voor proefserie 1

H4635

steen no.	x (m)	hoogte in cm						
		01-07-2005						
steen 11	11.00	8	8	7.5	7.5	9	8	
steen 18-28	12.00	9	6	9	8	12.5	11	
steen 20-21	13.25	9	6.5	9.5	8	10	9.5	
steen 22	14.70	10	11	14	8	8	9.5	
steen 23-30	15.00	10	12	9.5	9.5	11.5	11.5	
steen 31	16.00	10	10	9	9	8.5	8.5	
		04-07-2005						
steen 177 m	6.00	11	7.5	7.5	7.5	8.5		
steen 178 m	7.00	6	9	9	7	7.5		
steen 179 m	8.00	8	7.5	8	8	6		
steen 180 m	9.00	6	8	7	7.5	7.5		
steen 181 m	10.00	8	6	12	6	8	7	
steen 183 m	12.00	8	9	11	8	7	8	
steen 185 m	14.00	7.5	9	7	7.5	11	6.5	
steen 186 m	15.00	8	7	6	7.5	6.5	8.5	
steen 187 m	16.00	9.5	11	10	7	8		
steen 188 m	17.00	8	7.5	11	6.5	9		

### Gemiddelde maten

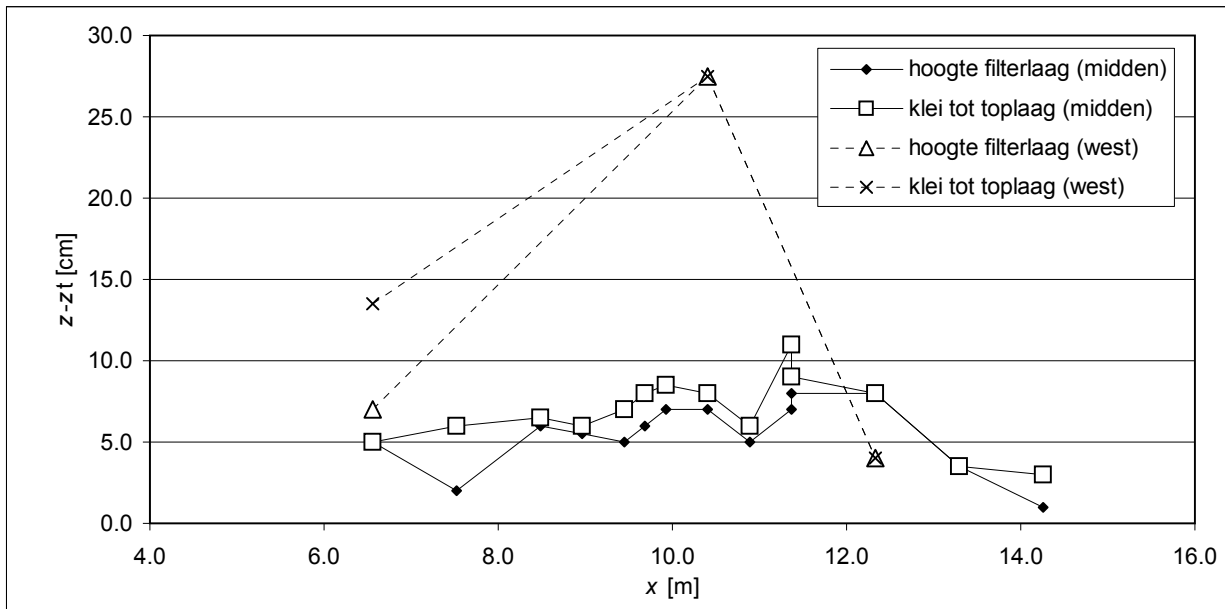
	kleine spleet
	stenen tegen elkaar

Gemiddelde spleethoogte boven inwasmateriaal =	8.52 cm
Gemiddelde zuilhoogte =	12.88 cm
Inwasmateriaal hoogte =	4.36 cm

## A.6 Filterdikte en afstand filter-toplaag na meetserie 2

H4635, gemeten 23/9/2005

lijn no.	x [m]	midden			westkant / halkant		
		ruimte filter en toplaag [cm]	hoogte filterlaag [cm]	klei tot toplaag [cm]	ruimte filter en toplaag [cm]	hoogte filterlaag [cm]	klei tot toplaag [cm]
O	6.6	0.0	5.0	5.0	6.5	7.0	13.5
N	7.5	4.0	2.0	6.0			
M	8.5	0.5	6.0	6.5			
L/M	9.0	0.5	5.5	6.0			
L	9.4	2.0	5.0	7.0			
netbovenL	9.7	2.0	6.0	8.0			
K/L	9.9	1.5	7.0	8.5			
K	10.4	1.0	7.0	8.0	0.0	27.5	27.5
J/K	10.9	1.0	5.0	6.0			
J	11.4	4.0	7.0	11.0			
J	11.4	1.0	8.0	9.0			
I	12.3	0.0	8.0	8.0	0.0	4.0	4.0
H	13.3	0.0	3.5	3.5			
G	14.3	2.0	1.0	3.0			



## A.7 Gemeten stijghoogtes in zand dmv waterspanningsmeters (WSM) en hoogte waterstand infiltratiebuis.

tijd [dd-mm-jj, hh:mm]	WSM1 [m]	WSM2 [m]	WSM3 [m]	WSM4 [m]	h <sub>goot</sub> [m]	h <sub>infiltratie</sub> [m]	temp. gr. C	omschrijving
5-9-05, 09:00	4.15	4.74	4.53	ng	ng	ng	ng	
5-9-05, 10:30	4.11	4.39	4.34	ng	ng	4.09	ng	
5-9-05, 11:30	4.11	4.34	4.29	ng	ng	ng	ng	
5-9-05, 12:00	4.12	4.33	4.28	ng	ng	3.61	ng	
5-9-05, 12:20	4.08	4.01	4.08	ng	ng	3.61	ng	
5-9-05, 13:00	4.52	4.05	4.03	ng	ng	3.61	ng	
5-9-05, 17:10	3.99	4.03	4.02	ng	ng	ng	ng	
6-9-05, 08:00	4.00	4.03	4.01	ng	3.90	3.83	14.10	
6-9-05, 08:45	4.02	4.04	4.01	ng	3.93	3.85	ng	
6-9-05, 09:15	3.98	3.85	3.92	ng	3.90	3.46	ng	
6-9-05, 10:05	4.00	3.95	3.93	ng	3.90	3.71	ng	tijdens prf p11 na 40 min
6-9-05, 11:45	4.03	4.00	3.95	ng	3.90	3.84	ng	tijdens prf p11 na 2hr en 15 min
6-9-05, 12:00	4.03	4.01	3.95	ng	3.93	3.84	ng	eind proef p11
6-9-05, 12:50	4.01	4.01	3.95	ng	3.93	3.85	ng	voor proef p11a
6-9-05, 14:35	4.00	4.00	3.94	ng	3.92	3.84	13.50	tijdens prf p11b na 1 hr
6-9-05, 15:55	3.99	3.99	3.92	ng	3.92	3.84	13.60	eind proef p11b
7-9-05, 10:50	4.19	4.01	3.95	ng	ca. 4.10	ng	ng	voor p12 nu eerst opvullen buis
7-9-05, 11:20	4.21	4.27	4.11	ng	ca. 4.10	ng	ng	opvullen buis
7-9-05, 11:20	4.21	4.27	4.11	ng	ca. 4.10	ng	ng	idem als 11:20 Hr nu CO aangepast
7-9-05, 11:50	4.27	4.74	4.50	ng	ca. 4.10	ca. 5.5	ng	opvullen buis
7-9-05, 12:30	4.29	4.71	4.69	ng	ng	ca. 5.5	ng	opvullen buis
7-9-05, 13:40	4.16	4.37	4.37	ng	4.07	4.08	ng	opvullen buis
7-9-05, 14:10	4.17	4.26	4.33	ng	4.10	3.98	16.8	vlak voor p12, pomp uit
7-9-05, 14:20	4.15	4.31	4.36	ng	4.10	ng	ng	start p12, pomp uit
7-9-05, 14:40	4.17	4.28	4.30	ng	4.10	3.97	13.80	tijdens p12, pomp aan, na 15 min
7-9-05, 14:55	4.17	4.27	4.25	ng	4.11	4.04	ng	tijdens p12, pomp aan, na 35 min
7-9-05, 15:15	4.17	4.27	4.23	ng	4.11	4.06	ng	tijdens p12, pomp uit, na 55 min
7-9-05, 15:26	4.16	4.28	4.23	ng	4.10	4.05	14.10	eind proef P12
8-9-05, 10:00	2.55	2.34	< z0	ng	2.25	ca 1.8	ng	tijdens afpompen
8-9-05, 10:25	2.51	2.26	< z0	ng	2.18	ca 1.8	ng	tijdens afpompen
8-9-05, 11:10	< z0	2.12	< z0	ng	0.30	ng	ng	eind pompen
8-9-05, 16:15	3.02	2.27	< z0	ng	3.19	ca 1.8	ng	voor proef P12a
8-9-05, 16:40	3.02	2.27	< z0	ng	3.19	ca 1.8	ng	tijdens proef P12a, na 20 min
8-9-05, 16:55	3.01	2.27	< z0	ng	3.19	ca 1.8	ng	gelijk na P12a
9-9-05, 08:15	3.52	3.08	3.32	ng	3.60	3.00	14.10	s morgens vroeg afvoer pomp op 3.00 m
9-9-05, 09:25	3.46	2.73	< z0	ng	3.59	2.00	ng	voor proef p12b, pomp aan op 2.00 m
9-9-05, 09:55	3.40	2.59	< z0	ng	ng	ng	ng	tijdens p12b na 20 min
9-9-05, 10:15	3.36	2.56	< z0	ng	3.59	2.00	ng	na p12b
9-9-05, 12:25	3.62	3.31	3.37	ng	4.00	3.27	ng	pomp uit, hevel uit, water goot bijvullen
9-9-05, 13:15	3.78	3.51	3.55	ng	4.20	3.44	ng	na 12:25 hevel aan
9-9-05, 14:00	3.94	3.71	3.70	ng	4.40	3.65	ng	
9-9-05, 15:30	4.12	3.96	3.91	ng	4.40	3.93	ng	
9-9-05, 16:45	4.23	4.12	4.05	ng	4.42	4.10	ng	
9-9-05, 17:30	4.26	4.12	4.07	ng	4.42	4.10	ng	nu alleen met hevel aan
9-9-05, 17:55	4.27	4.11	4.08	ng	4.42	4.09	ng	
12-9-05, 8:04	4.46	4.46	4.40	4.09	4.46	4.48	ng	
12-9-05, 8:40	4.50	4.61	4.49	4.09	4.46	4.66	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 9:40	4.52	4.63	4.52	4.11	4.42	4.66	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 9:45	ng	ng	ng	ng	ng	4.40	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 10:35	4.30	4.57	4.41	4.11	4.12	4.38	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 10:55	4.27	4.56	4.40	4.11	4.12	4.38	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 11:20	4.25	4.55	4.40	4.11	4.12	4.38	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 11:55	4.23	4.54	4.39	4.11	4.11	4.38	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 11:59	4.23	4.54	4.41	4.11	4.10	4.49	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 12:05	4.24	4.54	4.42	4.11	ng	ng	ng	
12-9-05, 12:15	4.24	4.53	4.41	4.11	4.10	4.40	ng	beide pompen uit
12-9-05, 12:17	ng	ng	ng	ng	ng	4.37	ng	
12-9-05, 12:25	4.23	4.53	4.39	4.11	4.11	4.32	ng	

## A.7 Gemeten stijghoogtes in zand dmv waterspanningsmeters (WSM) en hoogte waterstand infiltratiebuis.

tijd [dd-mm-jj, hh:mm]	WSM1 [m]	WSM2 [m]	WSM3 [m]	WSM4 [m]	h <sub>goot</sub> [m]	h <sub>infiltratie</sub> [m]	temp. gr. C	omschrijving
12-9-05, 12:30	4.23	4.47	4.37	4.11	ng	4.28	ng	
12-9-05, 12:45	4.22	4.43	4.35	4.11	ng	4.22	ng	
12-9-05, 12:50	ng		ng	ng	ng	4.40	ng	beide pompen aan in buis
12-9-05, 12:55	4.22	4.46	4.37	4.11	4.11	4.40	ng	
12-9-05, 13:10	4.23	4.46	4.38	4.11	4.11	4.38	ng	
12-9-05, 13:19	4.22	4.45	4.38	4.11	4.11	4.40	ng	beide pompen aan tijdens p13 na 4 min
12-9-05, 13:55	4.21	4.39	4.36	4.11	4.10	4.40	ng	beide pompen aan tijdens p13 na 40 min
12-9-05, 14:25	4.20	4.39	4.35	4.11	4.10	4.40	ng	
12-9-05, 16:25	4.54	4.48	4.41	4.11	4.44	4.46	ng	hevel
13-9-05, 07:35	4.66	4.58	4.50	4.23	4.54	4.54	ng	hevel
13-9-05, 09:45	4.37	4.56	4.46	4.23	4.26	4.54	ng	beide pompen aan, voor p14
13-9-05, 10:35	4.37	4.56	4.47	4.23	4.25	4.54	ng	beide pompen aan, tijdens p14 na 25 min
13-9-05, 11:30	4.33	4.63	4.47	4.24	4.24	4.54	ng	beide pompen aan, na p14
13-9-05, 13:10	4.37	4.62	4.46	4.23	4.25	4.54	ng	beide pompen aan (0 sec.)
13-9-05, 13:10,5	4.38	4.62	4.46	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 30s
13-9-05, 13:11	4.39	4.62	4.46	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 60s
13-9-05, 13:12	4.39	4.60	4.46	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 120 s
13-9-05, 13:13	4.39	4.59	4.46	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 180 s
13-9-05, 13:14	4.40	4.58	4.45	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 240 s
13-9-05, 13:15	4.40	4.57	4.45	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 300 s
13-9-05, 13:16	4.39	4.57	4.44	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 360 s
13-9-05, 13:17	4.39	4.56	4.44	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 420 s
13-9-05, 13:18	4.39	4.56	4.44	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 480 s
13-9-05, 13:19	4.39	4.56	4.44	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 540 s
13-9-05, 13:20	4.39	4.55	4.43	4.23	ng	ng	ng	beide pompen uit 600 s
13-9-05, 14:20	4.15	2.67	3.27	4.16	4.16	1.82	ng	pomp aan
13-9-05, 15:20	3.76	2.48	< z0	< z0	3.85	1.82	ng	tijdens afzakken
13-9-05, 16:00	3.56	2.43	< z0	< z0	3.65	1.82	ng	tijdens afzakken
13-9-05, 16:25	3.43	2.40	< z0	< z0	3.51	1.82	ng	voor proef
13-9-05, 16:45	3.42	2.39	< z0	< z0	3.51	1.82	ng	tijdens p14b, na 15 min
13-9-05, 17:10	3.42	2.38	< z0	< z0	3.50	1.82	ng	na p14b
14-9-05, 09:30	3.84	2.39	< z0	< z0	4.35	1.82	ng	na vannacht
14-9-05, 10:35	3.69	2.36	< z0	< z0	4.37	1.82	ng	vlak voor p15
14-9-05, 11:00	3.77	2.39	< z0	< z0	4.36	1.82	ng	gelijk na p15
14-9-05, 12:30	3.70	2.45	< z0	< z0	4.29	1.82	ng	net voor afpompen
14-9-05, 12:55	3.52	2.36	< z0	< z0	3.60	1.82	ng	tijdens afpompen
14-9-05, 13:20	3.07	2.30	< z0	< z0	3.00	1.82	ng	tijdens afpompen
14-9-05, 13:50	2.76	2.23	< z0	< z0	2.80	1.82	ng	pompen uit
15-9-05, 10:15	4.45	2.48	< z0	< z0	5.00	1.82	ng	
15-9-05, 10:50	4.39	2.47	< z0	< z0	4.92	1.82	ng	dran. pomp aan vlak voor p16
15-9-05, 11:25	4.37	2.48	< z0	< z0	4.92	1.82	ng	dran. pomp aan vlak na 16
15-9-05, 13:10	4.07	2.48	< z0	< z0	4.10	1.82	ng	dran. pomp aan
16-9-05, 08:00	2.91	2.72	3.24	< z0	2.90	2.81	ng	dran. pomp aan
16-9-05, 08:40	3.18	3.14	3.24	< z0	3.14	3.14	ng	pompen uit
16-9-05, 09:40	3.18	3.14	< z0	< z0	3.12	3.12	ng	beide pompen aan
16-9-05, 10:00	3.19	3.24	3.24	< z0	3.12	3.23	ng	beide pompen aan
16-9-05, 10:30	3.19	3.32	3.24	< z1	3.10	3.33	ng	beide pompen aan
16-9-05, 10:45	3.20	3.38	3.24	< z0	3.10	3.41	ng	beide pompen aan
16-9-05, 10:55	3.17	3.39	3.24	< z0	3.06	3.41	ng	beide pompen aan
16-9-05, 11:20	3.15	3.38	< z0	< z0	3.03	3.40	ng	beide pompen aan
16-9-05, 11:30	3.15	3.38	< z0	< z0	3.03	3.40	ng	beide pompen aan
16-9-05, 11:50	3.11	3.38	< z0	< z0	2.99	3.40	ng	beide pompen aan, ws verlagen naar 2.90
16-9-05, 12:02	3.06	3.37	< z0	< z0	2.91	3.40	ng	beide pompen aan, ws verlagen naar 2.90
16-9-05, 12:20	3.04	3.37	< z0	< z0	2.90	3.40	ng	beide pompen aan, vlak voor p17
16-9-05, 12:30	2.94	3.37	< z0	< z0	2.90	3.40	ng	beide pompen aan, tijdens p17, 10 min
16-9-05, 13:15	2.94	3.37	< z0	< z1	2.90	3.40	ng	beide pompen aan, tijdens p17, 55 min
16-9-05, 13:40	3.00	3.38	< z0	< z0	2.90	3.40	ng	beide pompen aan, vlak naproef p17
16-9-05, 14:05	2.97	3.24	< z0	< z0	2.84	2.94	ng	alleen dran. pomp aan
16-9-05, 14:15	2.97	3.23	< z0	< z0	2.94	2.92	ng	geen pompen aan
19-9-05, 07:40	3.70	3.59	3.47	< z0	3.65	3.46	ng	hevel gestop in weekend
19-9-05, 08:15	3.72	3.68	3.56	< z0	3.65	3.65	ng	opnieuw hevel aan
19-9-05, 08:35	3.71	3.68	3.57	< z0	3.64	3.65	ng	opnieuw hevel aan
19-9-05, 08:50	3.70	3.67	3.56	< z0	3.64	3.64	ng	opnieuw hevel aan
19-9-05, 09:25	3.54	3.93	3.62	< z0	3.40	3.66	ng	beide pompen aan
19-9-05, 10:30	3.31	3.85	3.61	< z0	3.15	3.65	ng	beide pompen aan
19-9-05, 10:45	3.28	3.84	3.61	< z0	3.14	3.65	ng	beide pompen aan
19-9-05, 11:15	3.27	3.83	3.58	< z0	3.14	3.56	ng	beide pompen aan
19-9-05, 11:30	3.25	3.78	3.56	< z0	3.14	3.49	ng	beide pompen uit
19-9-05, 12:00	3.29	3.80	3.61	< z0	3.14	3.65	ng	beide pompen aan

## A.7 Gemeten stijghoogtes in zand dmv waterspanningsmeters (WSM) en hoogte waterstand infiltratiebuis.

tijd [dd-mm-jj, hh:mm]	WSM1 [m]	WSM2 [m]	WSM3 [m]	WSM4 [m]	h <sub>goot</sub> [m]	h <sub>infiltratie</sub> [m]	temp. gr. C	omschrijving
19-9-05, 12:30	3.29	3.80	3.62	< z0	3.14	3.68	ng	beide pompen aan
19-9-05, 13:25	3.29	3.79	3.62	< z0	3.16	3.68	ng	beide pompen aan vlak voor p18
19-9-05, 13:55	3.28	3.65	3.63	< z0	3.16	3.68	ng	beide pompen aan tijdens p18 25 min
19-9-05, 14:40	3.25	3.63	3.64	< z0	3.16	3.68	ng	beide pompen aan tijdens p18 70 min
19-9-05, 14:55	3.25	3.73	3.64	< z0	3.14	3.68	ng	beide pompen aan vlak na proef
19-9-05, 15:20	3.27	3.45	3.55	< z0	3.14	2.76	ng	afzakken alleen pomp in wang aan
19-9-05, 15:40	2.98	2.70	< z0	< z0	2.84	1.80	ng	afzakken alleen pomp in wang aan
19-9-05, 16:00	2.54	2.37	< z0	< z0	2.40	1.80	ng	afzakken alleen pomp in wang aan
19-9-05, 17:15	1.90	2.17	< z0	< z0	1.80	1.80	ng	alleen pomp in wang aan
20-9-05, 07:40	3.21	3.21	3.33	< z0	3.14	3.13	ng	geen pompen aan hevelen
20-9-05, 09:00	3.23	3.24	3.33	< z0	3.18	3.17	ng	geen pompen aan hevelen
20-9-05, 10:10	3.22	3.19	3.32	< z0	3.16	3.12	ng	geen pompen aan niet hevelen
20-9-05, 11:30	3.22	3.39	3.33	< z0	3.14	3.15	ng	geen pompen na 1hr15min niet hevelen
20-9-05, 11:30	3.22	3.42	3.33	< z0	3.13	3.15	ng	geen pompen na proef p19
20-9-05, 13:40	3.25	3.42	3.33	< z0	3.17	3.15	ng	geen pompen voor proef p20
20-9-05, 15:25	3.18	3.45	3.33	< z0	3.14	3.15	ng	geen pompen tijdens p20
20-9-05, 16:08	3.22	3.44	3.33	< z0	3.16	3.15	ng	geen pompen na p20
21-9-05, 07:45	3.79	3.80	3.63	< z0	3.72	3.73	ng	geen pompen hevelen
21-9-05, 08:30	3.92	3.99	3.75	< z0	3.90	3.95	ng	beide pompen aan
21-9-05, 09:05	3.90	4.01	3.79	< z0	3.75	3.95	ng	beide pompen aan
21-9-05, 09:20	3.81	3.99	3.80	< z0	3.65	3.95	ng	beide pompen aan
21-9-05, 09:42	3.71	3.97	3.79	< z0	3.51	3.95	ng	beide pompen aan
21-9-05, 09:57	3.64	3.95	3.80	< z0	3.47	3.95	ng	beide pompen aan
21-9-05, 10:12	3.61	3.95	3.80	< z0	3.47	3.95	ng	beide pompen aan vlak voor p21
21-9-05, 10:35	3.59	3.90	3.80	< z0	3.47	3.95	ng	beide pompen aan tijdens p21 na 20min
21-9-05, 11:30	3.60	3.97	3.80	< z0	3.44	3.95	ng	beide pompen aan tijdens p21 na 1hr15m
21-9-05, 11:55	3.58	3.93	3.80	< z0	3.45	3.95	ng	beide pompen aan na p21
21-9-05, 12:40	3.60	3.56	3.77	< z0	3.44	3.49	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 13:10	3.47	2.73	< z0	< z0	3.43	1.80	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 13:35	3.03	2.56	< z0	< z0	2.80	1.80	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 14:05	2.11	2.35	< z0	< z0	1.90	1.80	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 14:38	2.06	2.27	< z0	< z0	1.99	1.80	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 15:03	1.87	2.25	< z0	< z0	1.65	1.80	ng	alleen pomp wang aan
21-9-05, 15:30	1.80	2.21	< z0	< z0	1.67	1.80	ng	alleen pomp wang aan
22-9-05, 07:45	5.12	5.06	4.75	< z0	5.00	4.99	ng	hevelen
22-9-05, 08:45	5.14	5.08	4.77	< z0	5.04	5.04	ng	hevelen
22-9-05, 09:15	4.96	5.04	4.76	< z0	4.82	5.00	ng	beide pompen aan goot afzakken
22-9-05, 09:45	4.85	5.01	4.75	< z0	4.71	5.01	ng	beide pompen aan
22-9-05, 10:20	4.85	5.09	4.81	< z0	4.70	5.01	ng	beide pompen aan
22-9-05, 11:10	4.85	5.09	4.94	< z0	4.70	5.01	ng	beide pompen aan
22-9-05, 11:45	4.79	5.01	4.88	< z0	4.66	5.01	ng	beide pompen aan na p22
22-9-05, 13:35	4.79	5.02	4.88	< z0	4.71	5.01	ng	beide pompen aan voor p23
22-9-05, 14:00	4.79	5.06	4.99	< z0	4.71	5.01	ng	beide pompen aan tijdens p23 na 20min
22-9-05, 15:15	4.79	5.09	5.09	< z0	4.70	5.01	ng	beide pompen aan tijdens p23a na 95min
22-9-05, 15:55	4.79	5.01	4.94	< z0	4.67	5.01	ng	beide pompen aan na p23a
23-9-05, 08:20	1.87	< z0	< z0	< z0	1.80	1.80	ng	pomp wang aan 's nachts langzaam afzakken pomp wang aan hele nacht

## A.8.1 Defecte instrumenten tijdens testen

### Drukopnemers (DRO)

DRO nummer	Proefnummer	Begintijd defect [s]	Eindtijd defect [s]
DRO 8	P11	Begin proef	Eind proef
DRO 8	P11B	Begin proef	Eind proef
DRO 29	P13	2667	2832
DRO 29	P14	Begin proef	Eind proef
DRO 29	P14b	Begin proef	Eind proef

### Verplaatsingsopnemers (VPL)

VPL nummer	Proefnummer	Begintijd defect [s]	Eindtijd defect [s]
VPL 6 en 7	P11 t/m P23a	Begin proef	Eind proef

### Hoogtemeters (HM, DRO32 - 34)

HGM nummer	Proefnummer	Begintijd defect [s]	Eindtijd defect [s]
allemaal	P18	565	Eind proef
1 (DRO32)	P19 en P20	Begin proef	Eind proef
allemaal	P21	2000	Eind proef

## A.8.2 Verwijderde instrumenten tijdens testen

### Drukopnemers (DRO)

DRO nummer	Proefnummer	Reden
alle DRO's	P05	Einde proevenserie 1
DRO 7 t/m 23, 26 en 31	P17 t/m P21	Einde proevenserie 2 hoog
alle DRO's	P22 t/m P23a	Einde proevenserie 2 laag

### Hoogtemeters (HM, DRO32 - 34)

HGM nummer	Proefnummer	Reden
allemaal	P22-P23a	Einde proevenserie 2



## A.9 Indringing gietasfalt meetserie 1

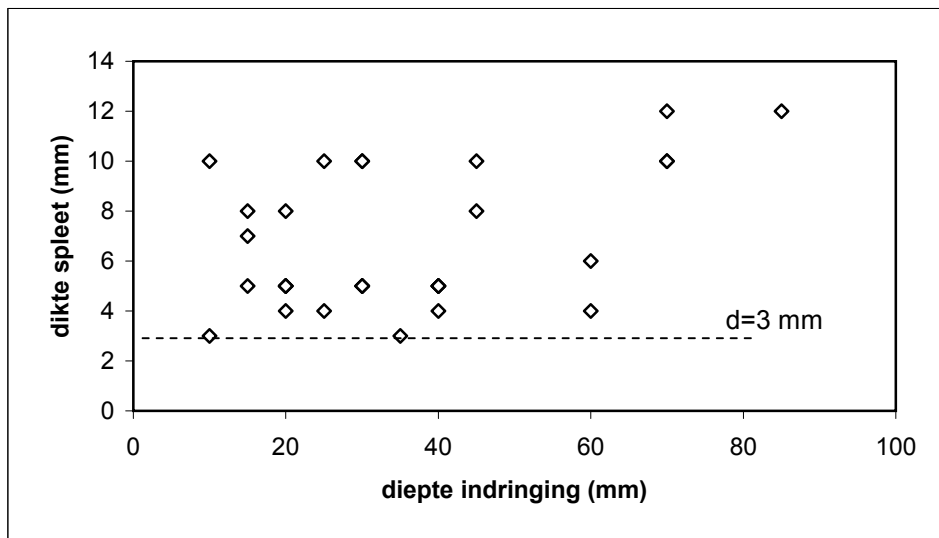
Het asfalt zat in de gaten tussen de zuilen goed ingegoten tot op het inwasmateriaal (8,5 cm diep)

De indringing in de spleten was niet erg goed te zien

Bij markering M ( $x=8,5$  m,  $z=2,42$  m) zijn vervolgens de uiteinden van de stukken asfalt uit de gaten opgemeten

De hoogte en dikte hiervan geven een indicatie van de indringing van het gietasfalt in de spleten

punt	hoogte [mm]	dikte [mm]		punt	hoogte [mm]	dikte [mm]
1	30	10		16	10	10
2	20	8		17	40	5
3	20	5		18	35	3
4	20	4		19	40	4
5	10	3		20	85	12
6	20	5		21	20	5
7	15	8		22	60	4
8	45	10		23	25	4
9	60	6		24	30	5
10	70	10		25	15	7
11	40	5		26	15	5
12	45	8		27	25	10
13	70	10		28	40	5
14	30	10		29	30	5
15	70	12		30	30	5



## A.10 kleidiktes

H4635

Kleidiktes in cm, gemeten na uitbreken tweede toplaag

x [m] \ y [m]	4	3	2	1
16.4	31	31	32	30
15.4	31	31	31	31
14.4	30	31	31	29
13.1	30	30	27	28
12.1	31	31	30	28
11.1	31	31	30	28
10	30	30	31	30
		31		

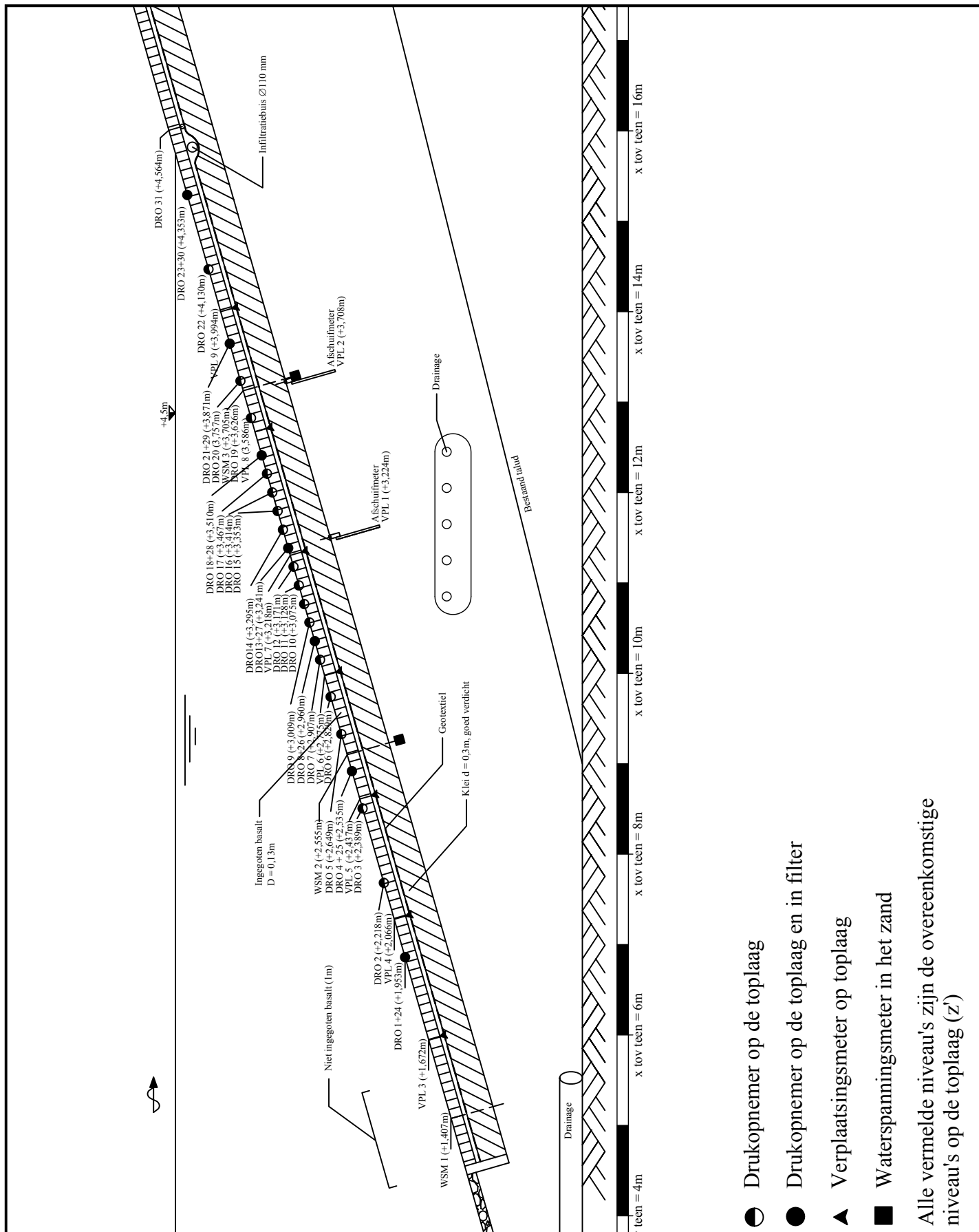
gemiddelde 30.21 m

## **B Figuren**

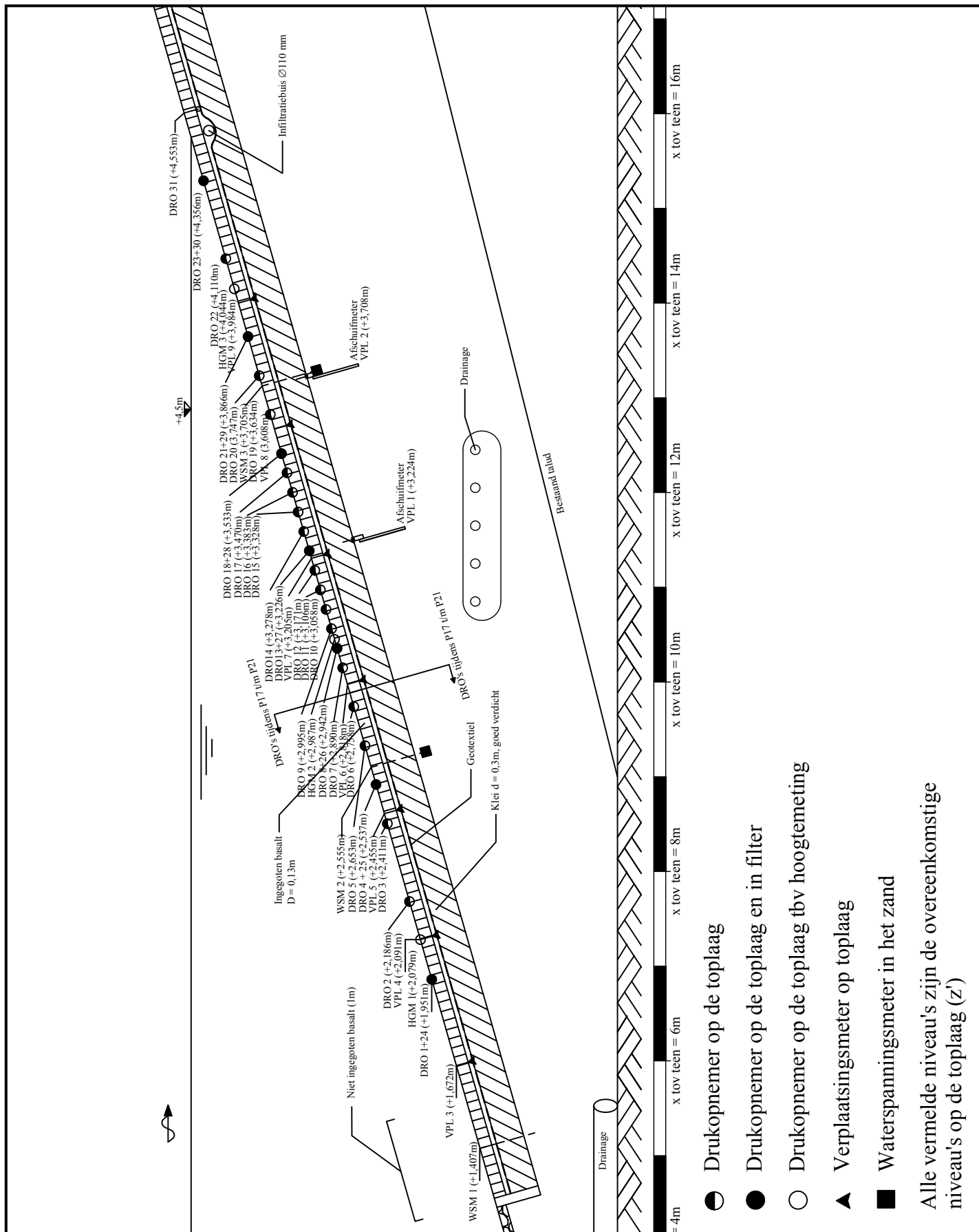
- B.1 Modelopstelling en Randafwerking
- B.2 Tekening doorsnede posities instrumenten serie 1
- B.3 Tekening doorsnede posities instrumenten serie 2
- B.4 Opzet hoogtemeting
- B.5 Teenbestorting
- B.6 Tekening bovenaanzicht instrumenten serie 1
- B.7 Tekening bovenaanzicht instrumenten serie 2





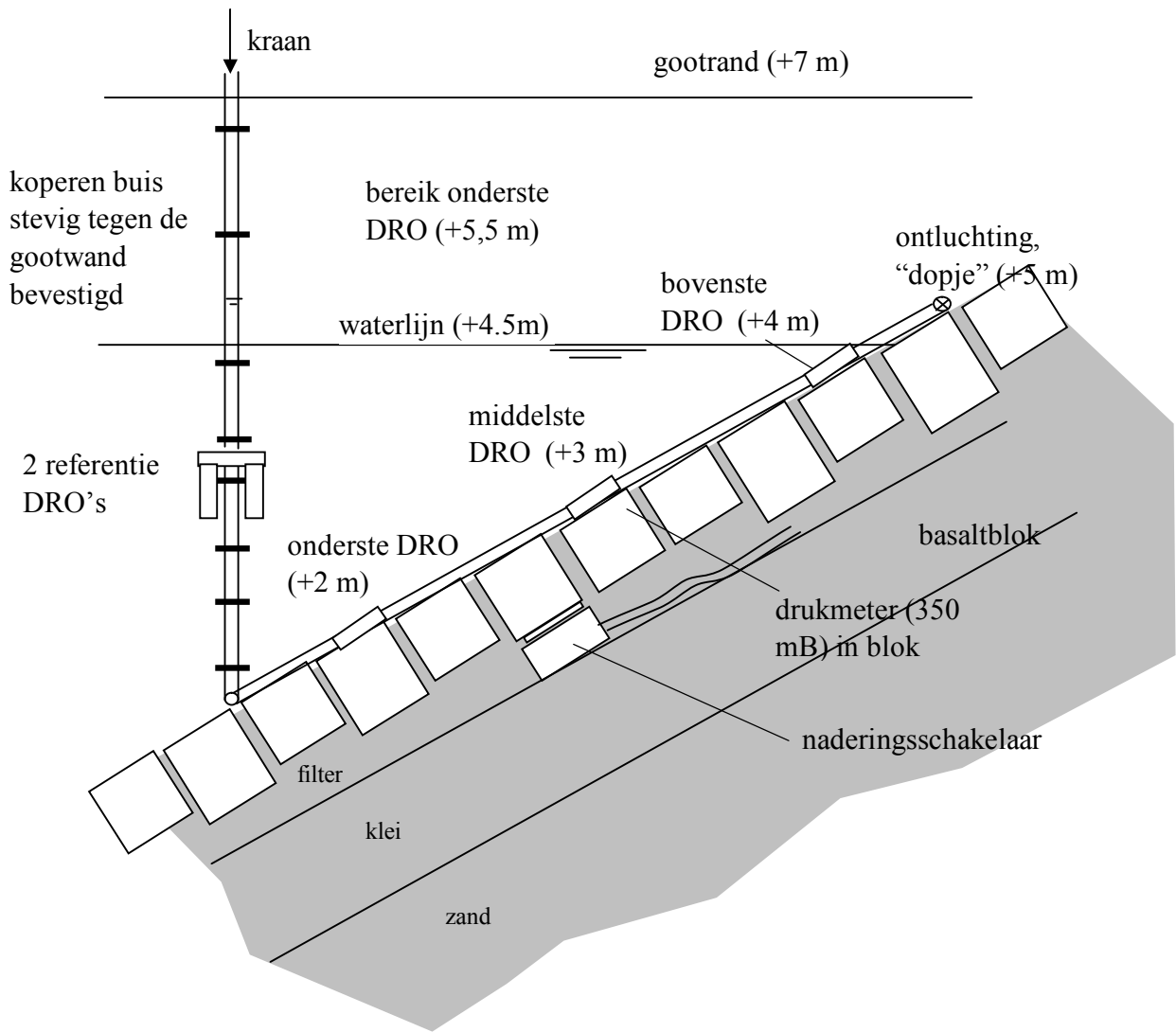


Instrumentatie serie 1, dwarsdoorsnede

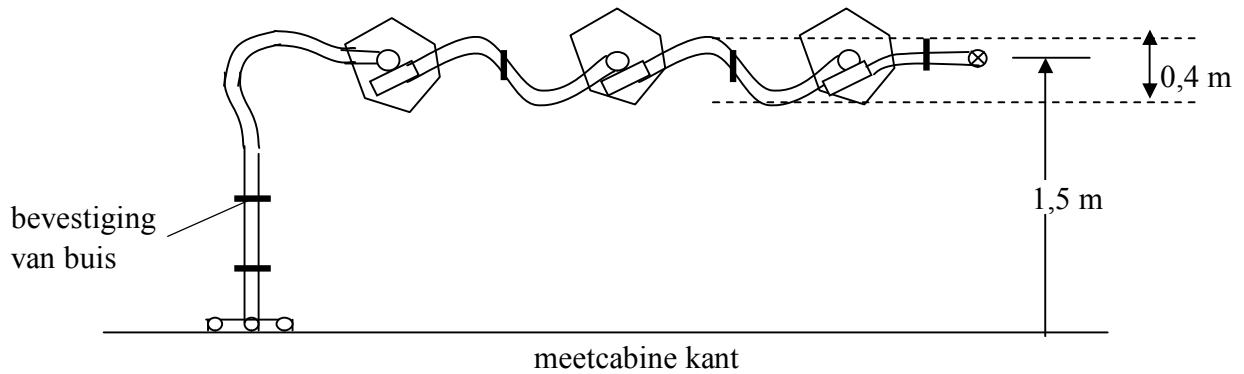


Instrumentatie serie 2, dwarsdoorsnede

langsdoorsnede

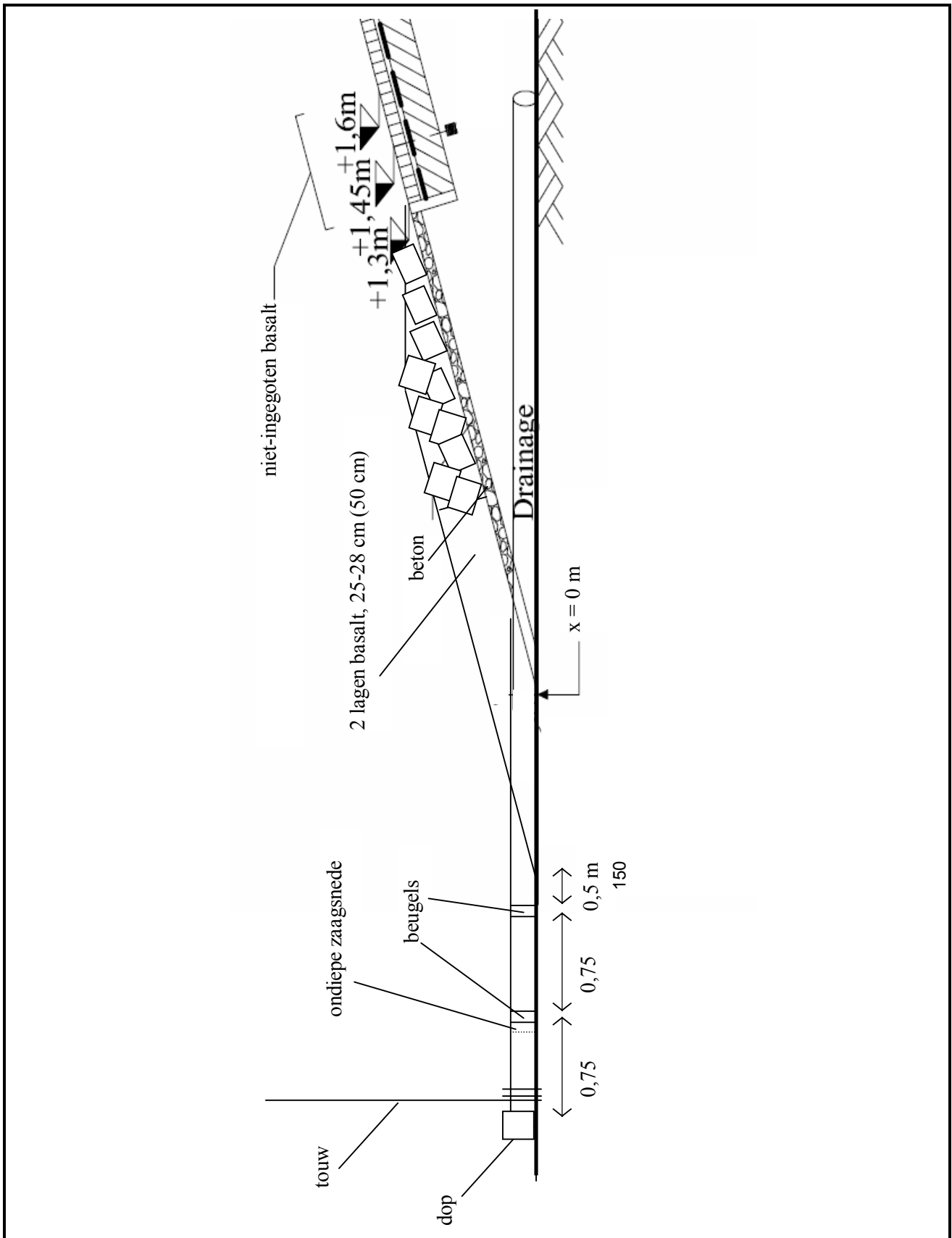


bovenaanzicht



principeschets meting hoogtes





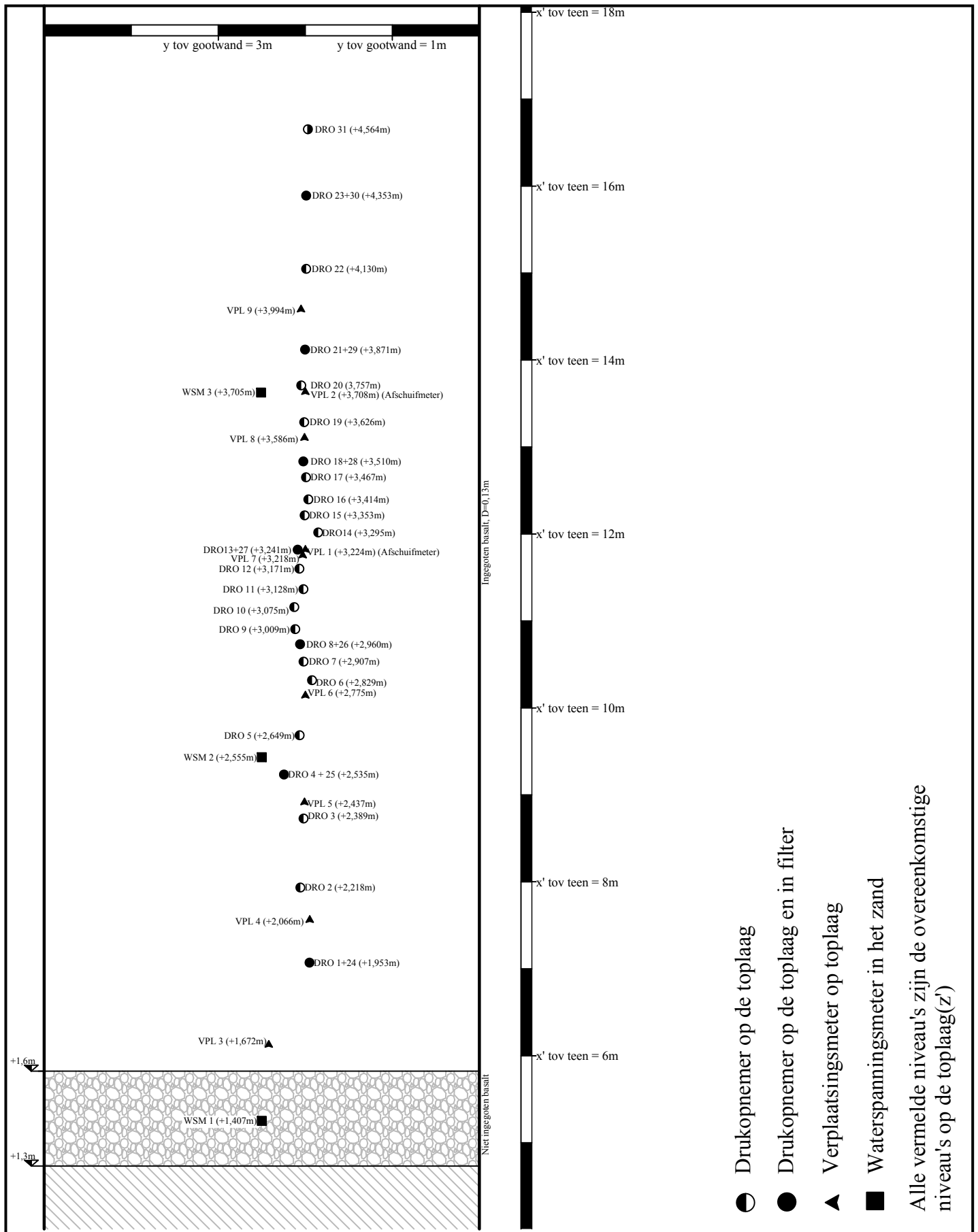
Tekening aanpassing teen en drainage

bij tweede meetserie

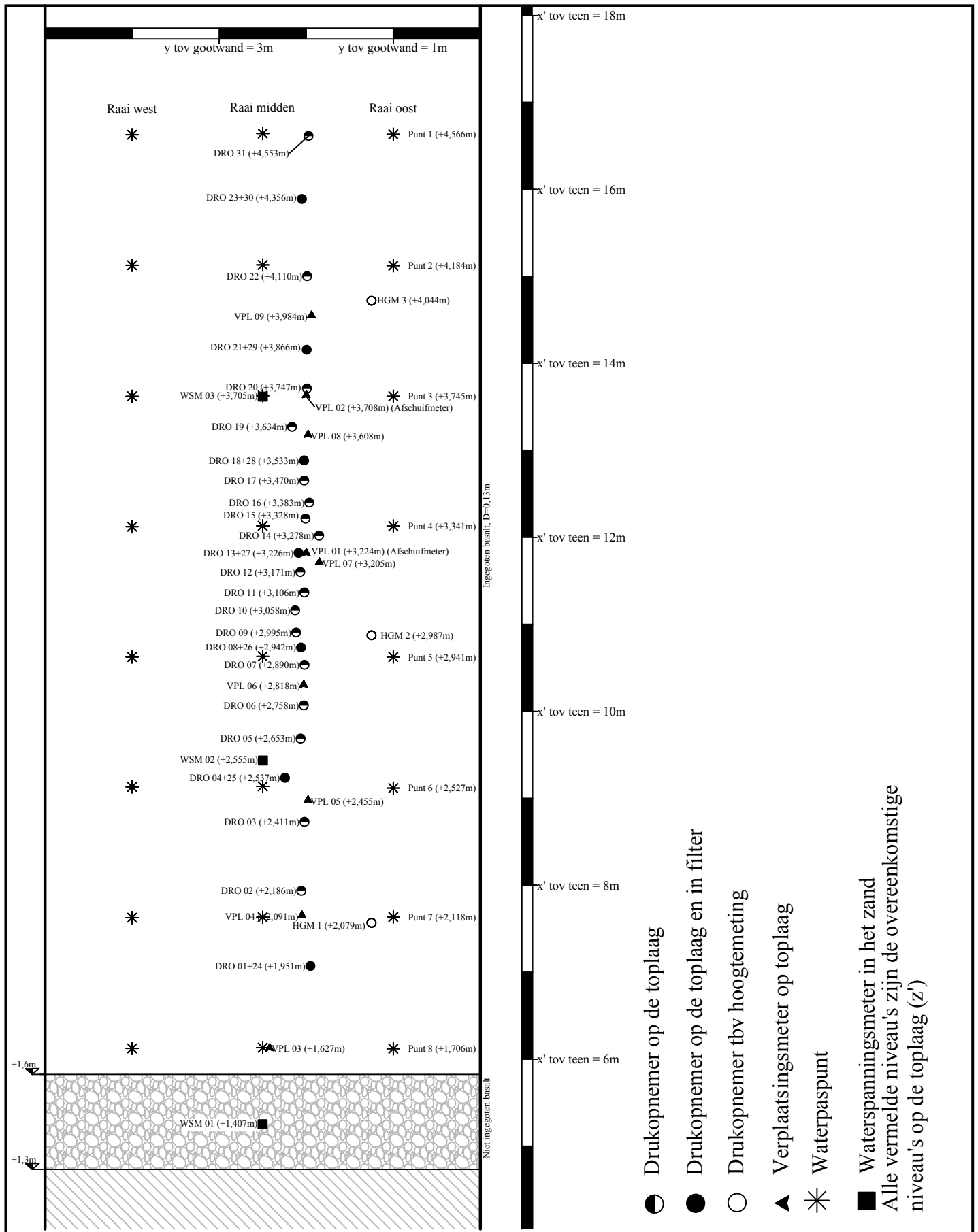
WL | Delft Hydraulics

H4635

Fig. B.5



Instrumentatie serie 1, bovenaanzicht

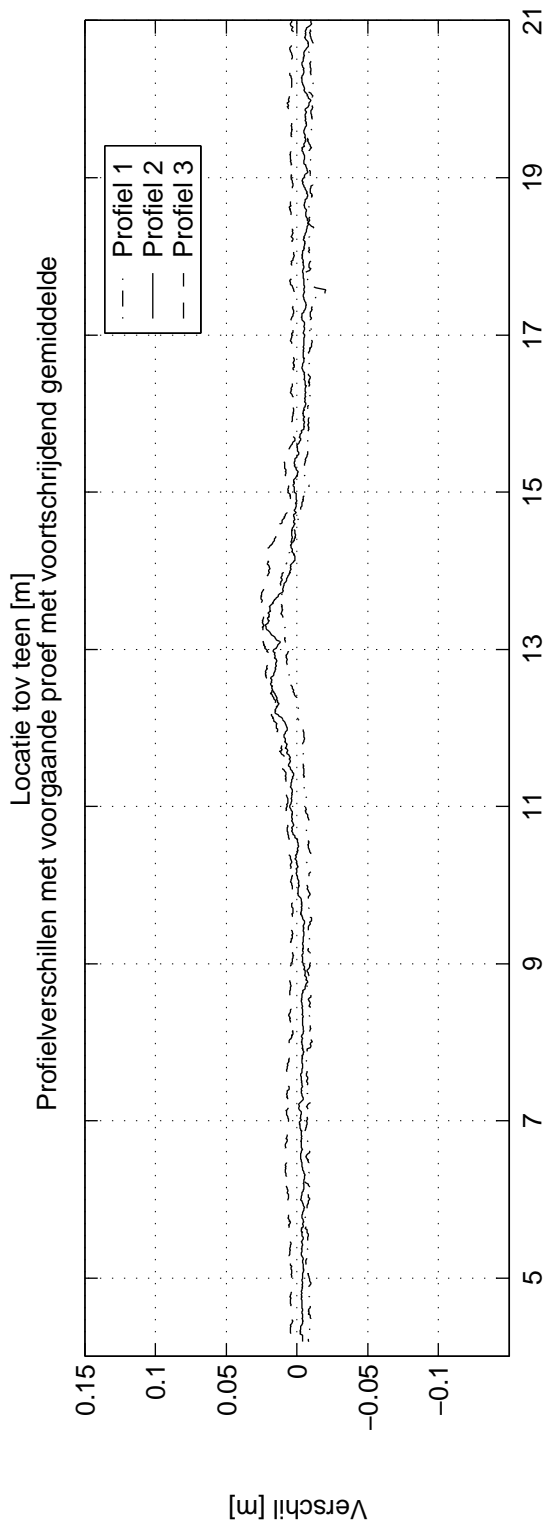
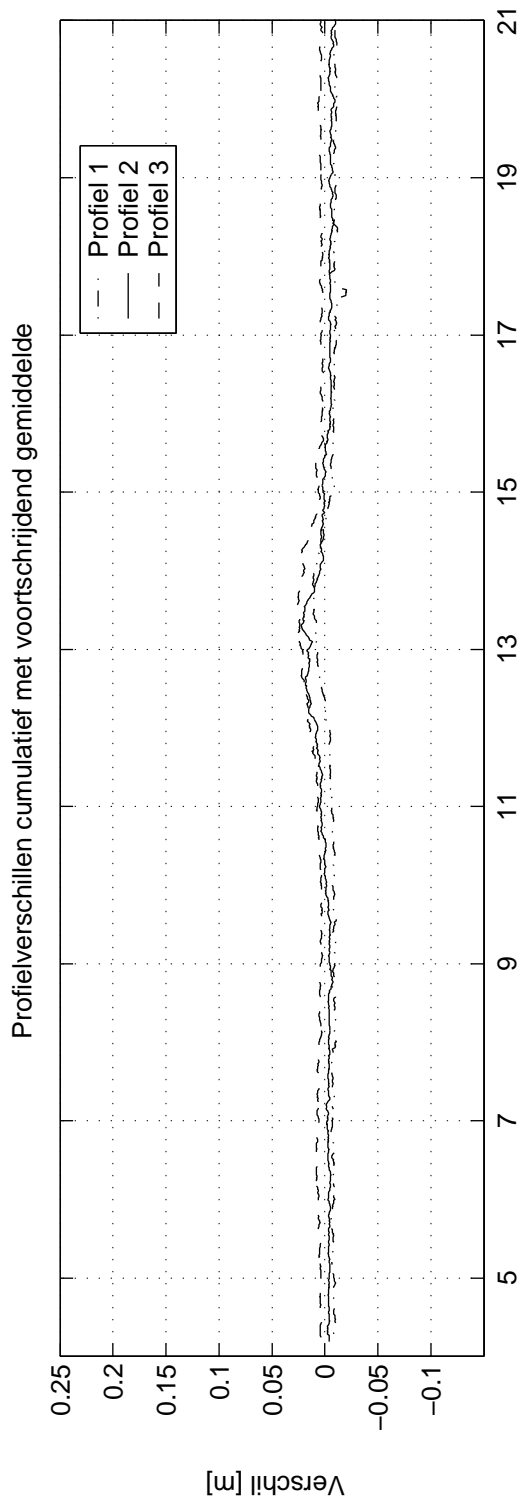


Instrumentatie serie 2, bovenaanzicht

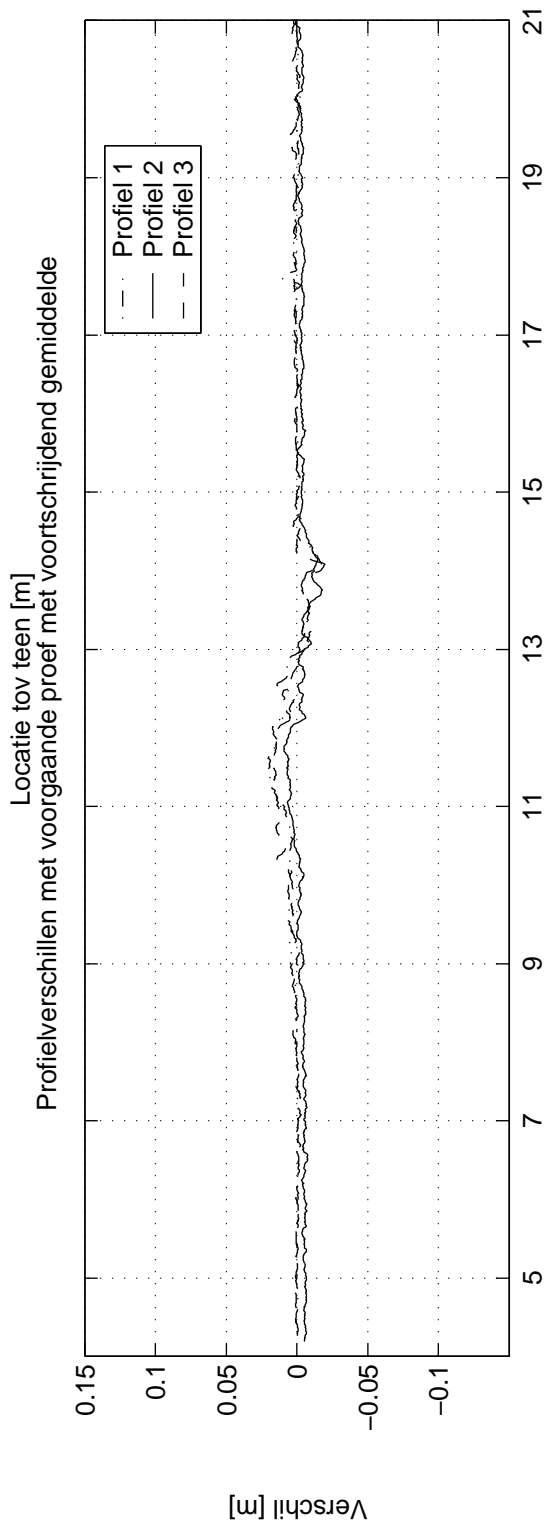
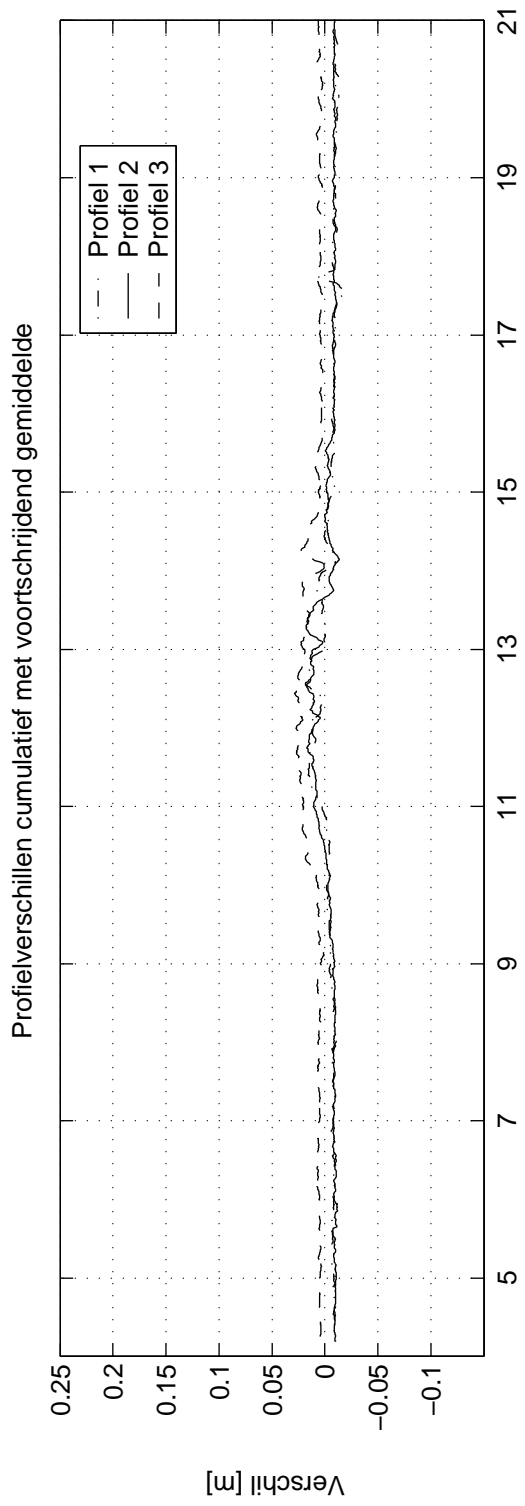
## C Grafieken

- C.1 Gemeten profielen serie 1
- C.2 Gemeten profielen serie 2
- C.3 Zeefkromme filtermateriaal uit goot met en zonder zandfractie
- C.4 Zeefkromme inwasmateriaal vooraf en uit goot met en zonder zandfractie (serie1)
- C.5 Zeefkromme zand (filter en dijklichaam)
- C.6 Geselecteerde Golfspectra en Overschreidingskrommen
- C.7 Verplaatsingen langs talud, serie 1
- C.8 Verplaatsingen langs talud, serie 2
- C.9 Stijghoogten in het zand tijdens de proeven



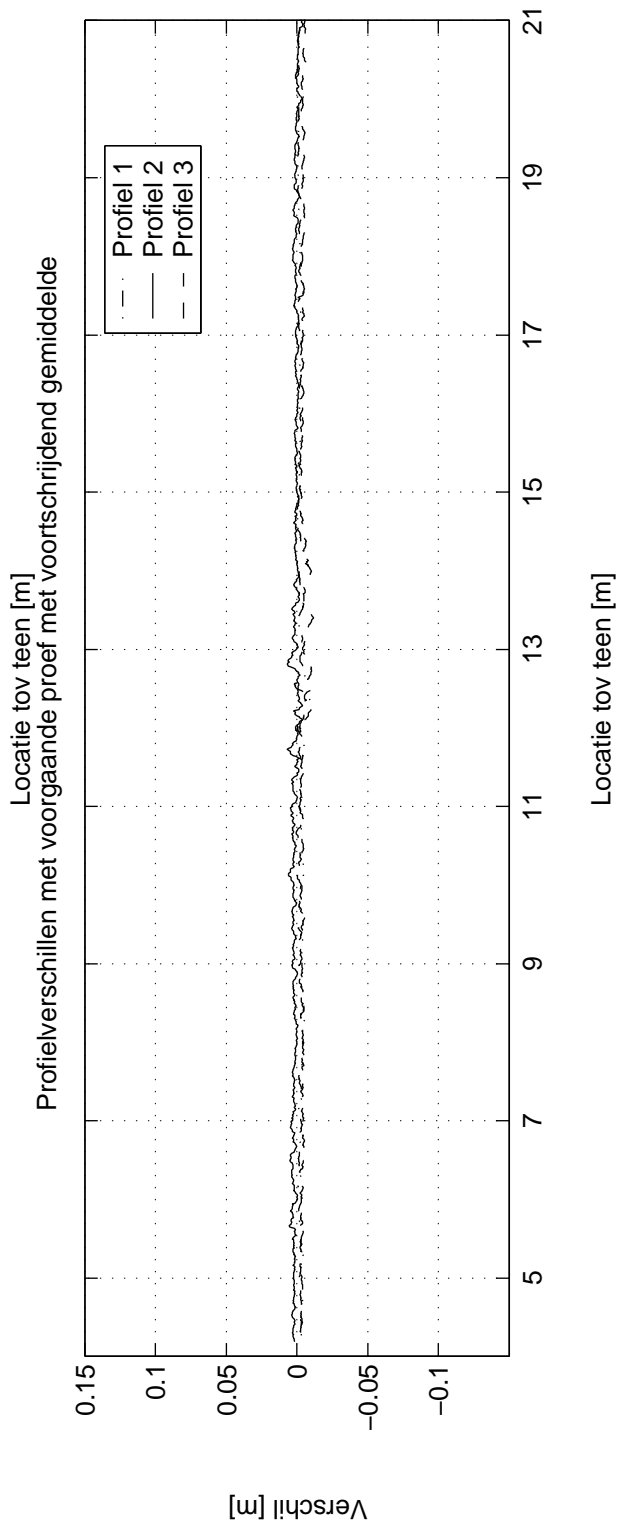
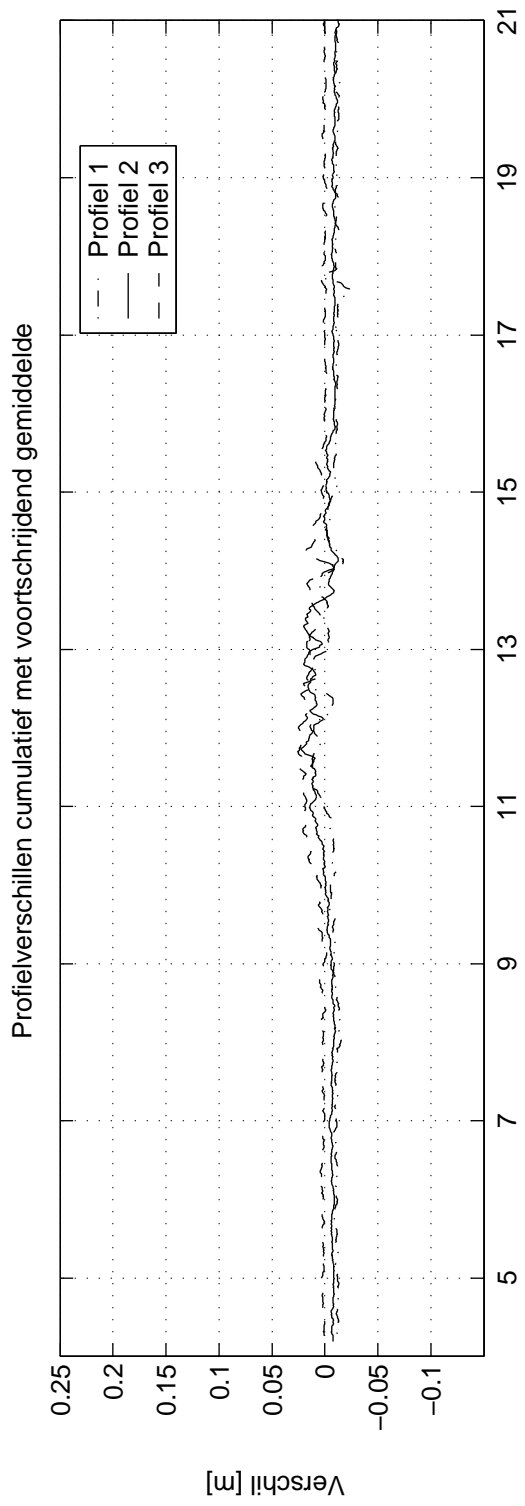


Verschillen voor profiel voor P00 en profiel na P00		
	Datasets: P00/P00/P00	
<b>WL   DELFT HYDRAULICS</b>	H4635	Fig. C.1 A



Verschillen voor profiel na P01

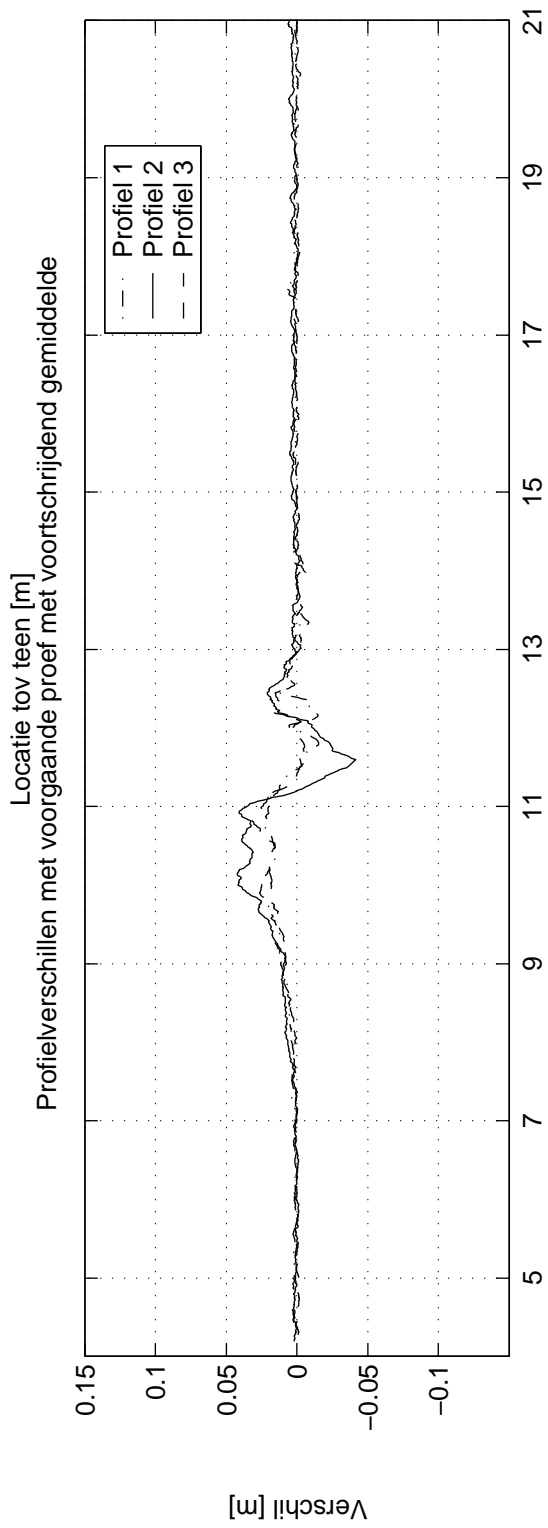
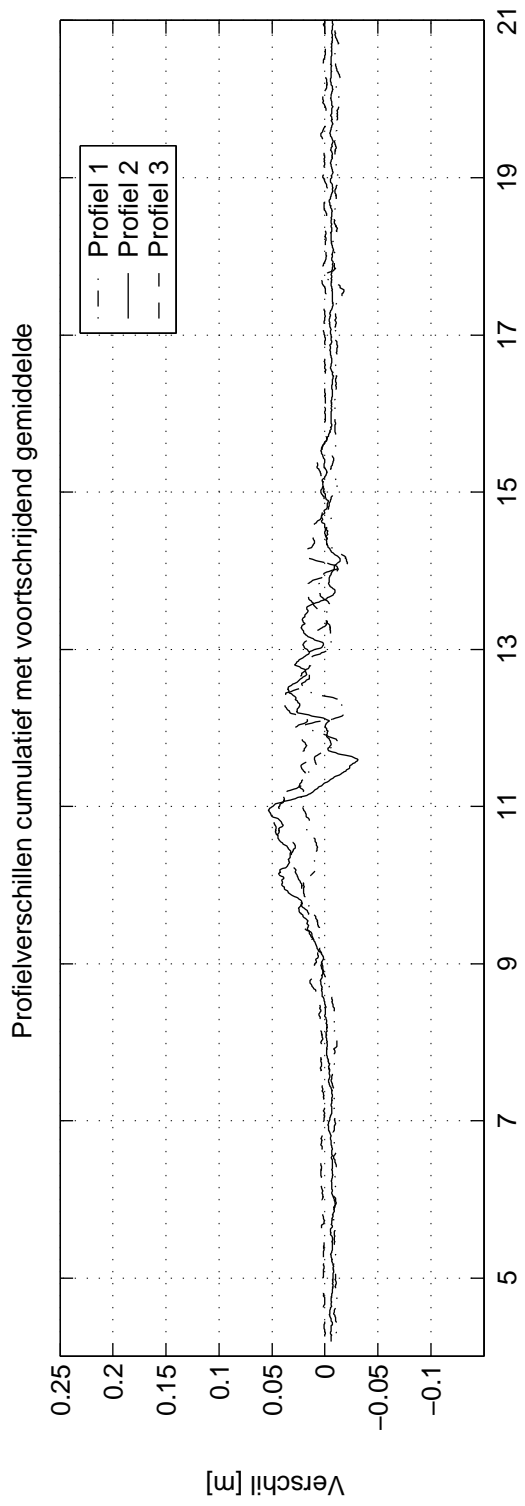
Datasets: P00/P01/P00



Verschillen voor profiel na P02

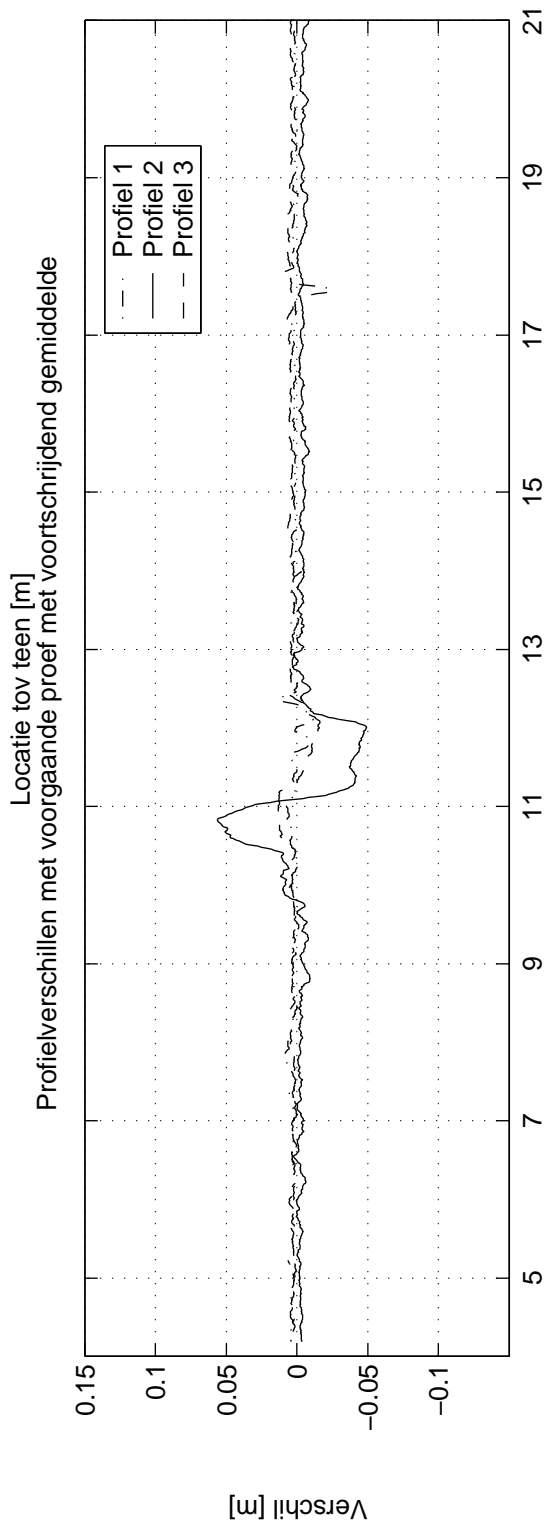
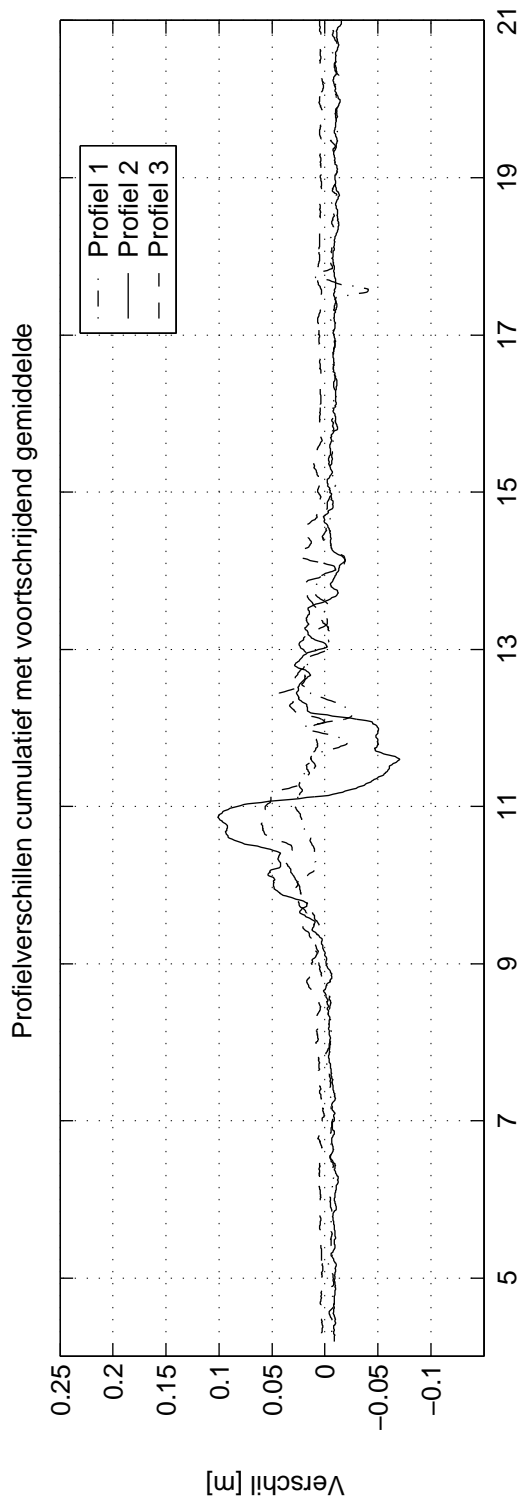
Datasets: P00/P02/P01





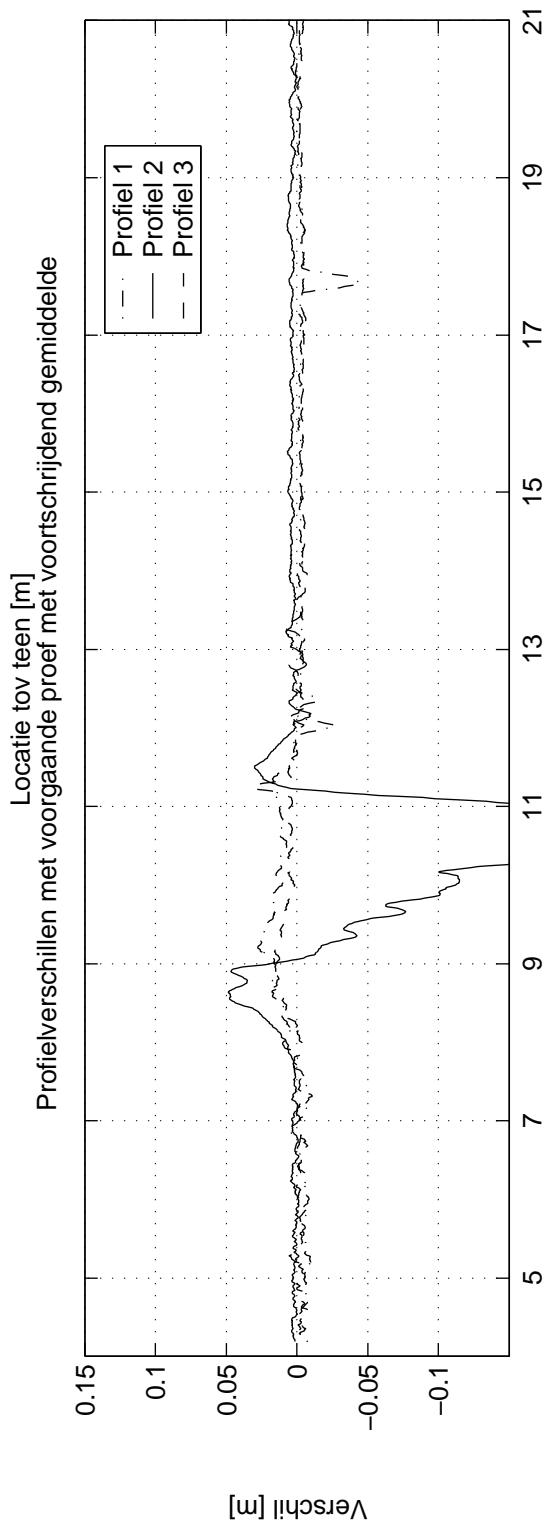
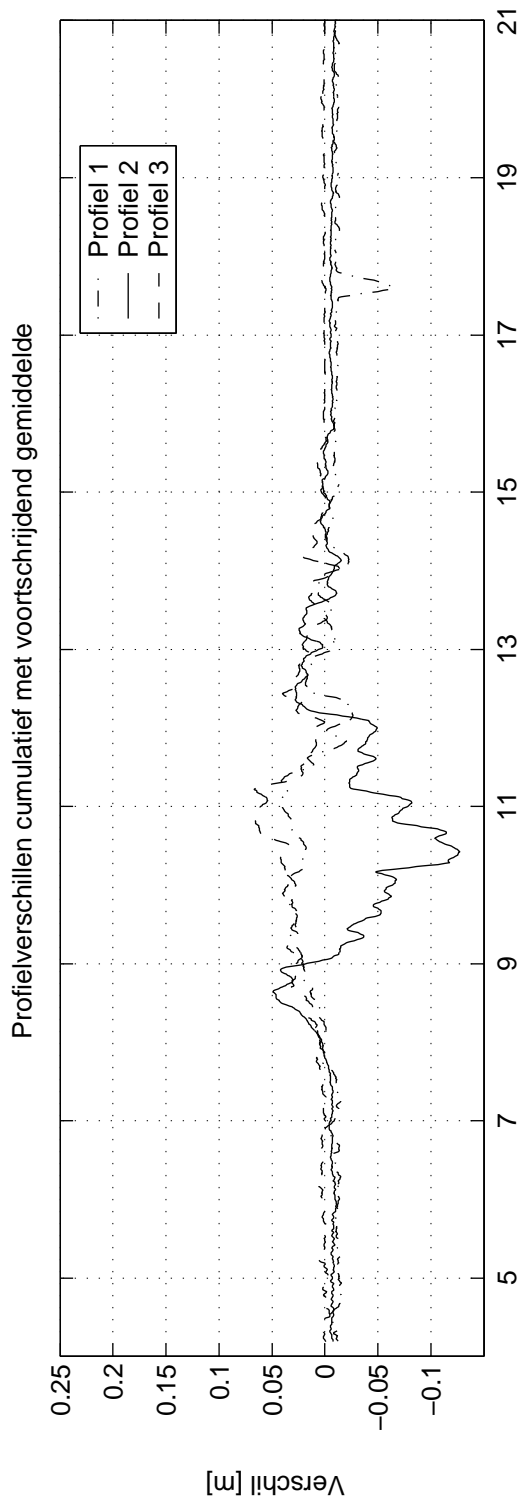
Verschillen voor profiel na P03

Datasets: P00/P03/P02



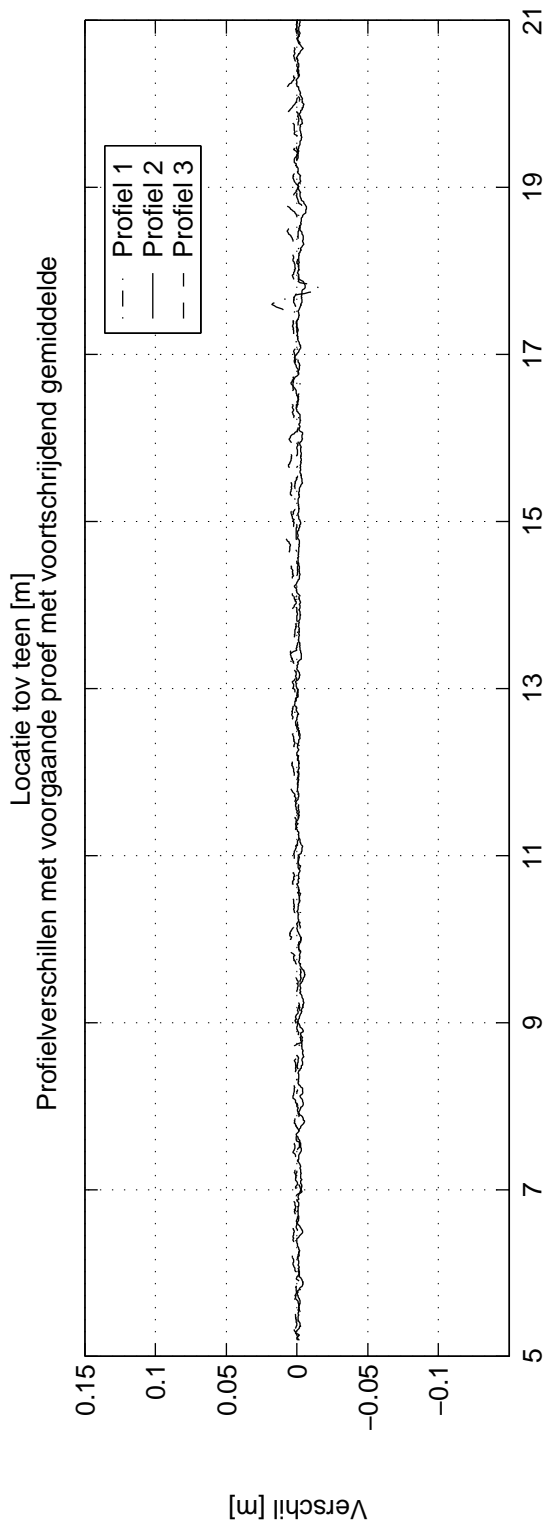
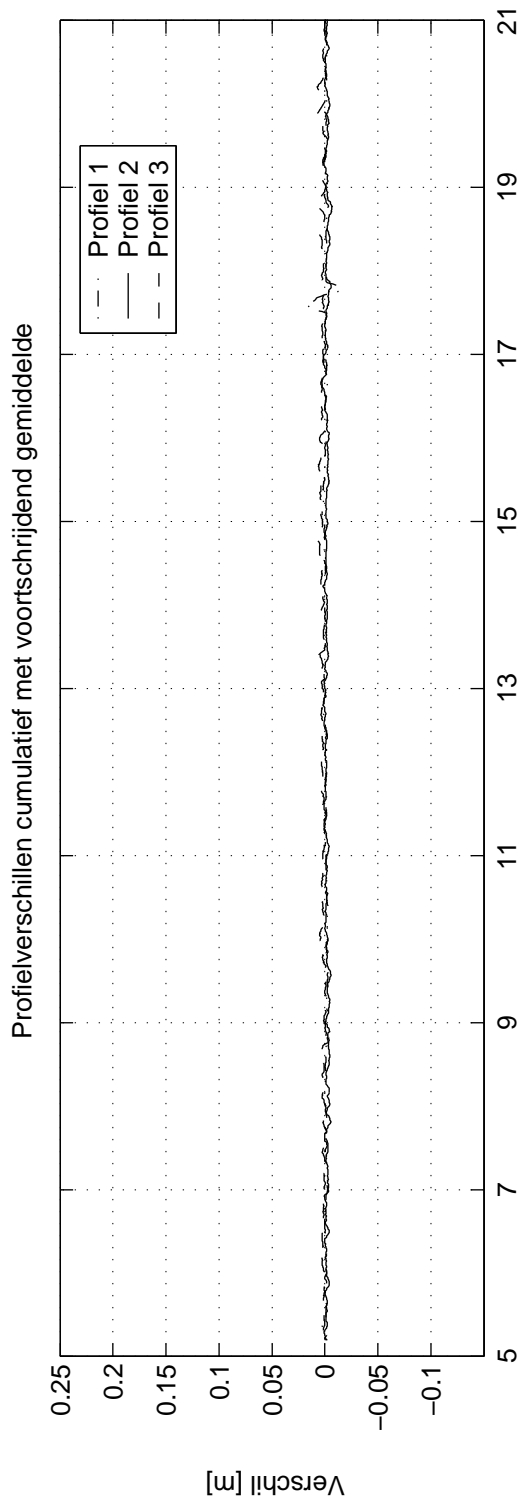
Verschillen voor profiel na P04

Datasets: P00/P04/P03



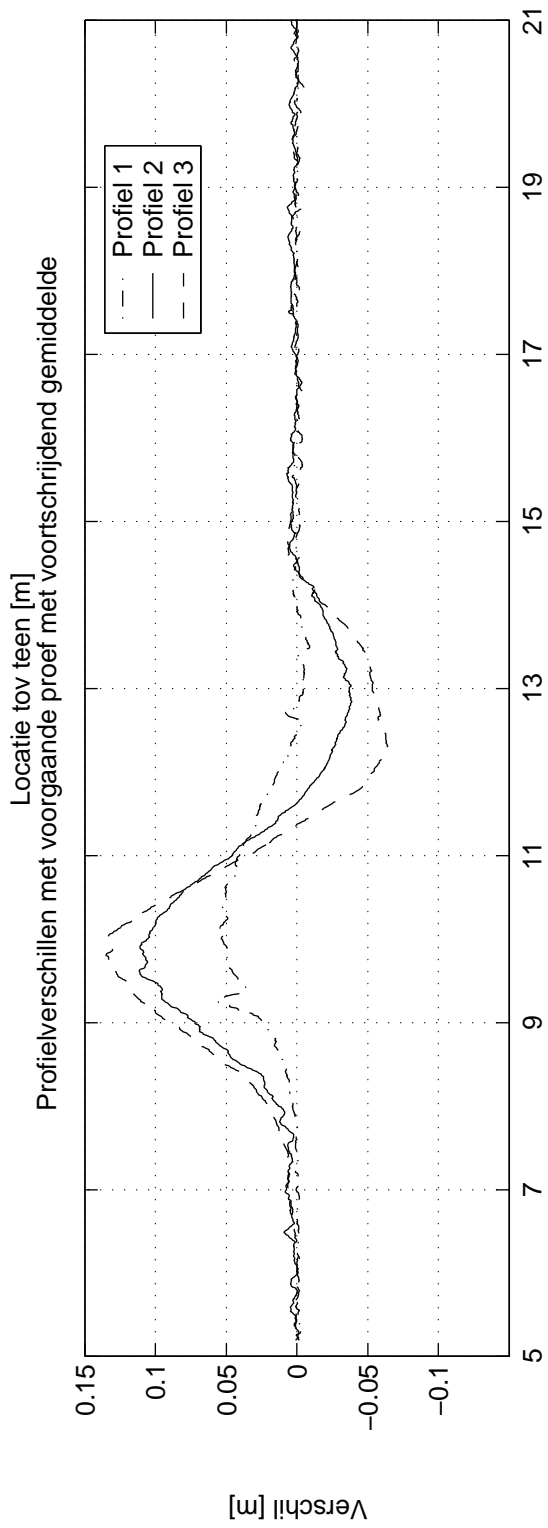
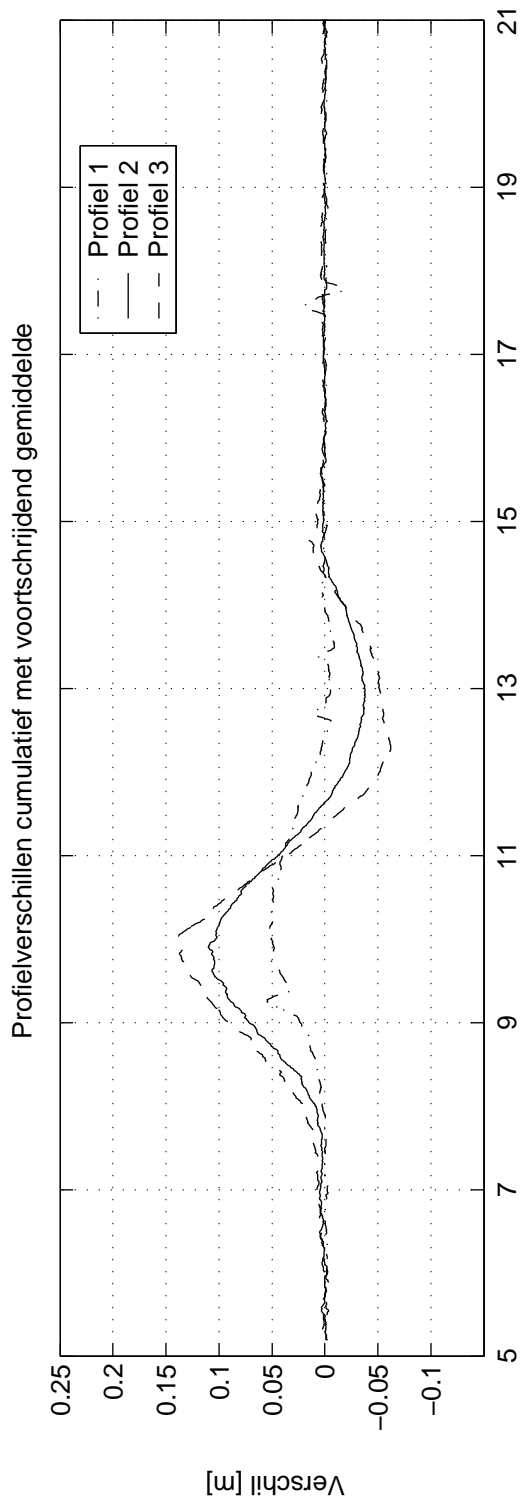
Verschillen voor profiel na P05

Datasets: P00/P05/P04



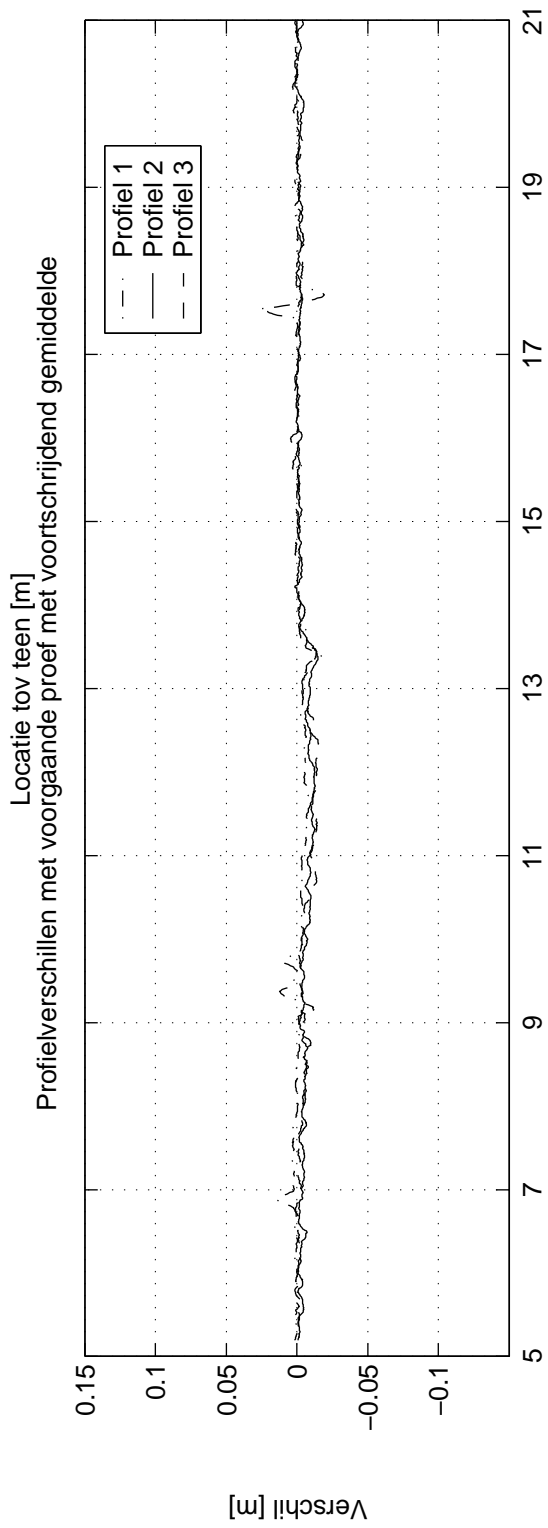
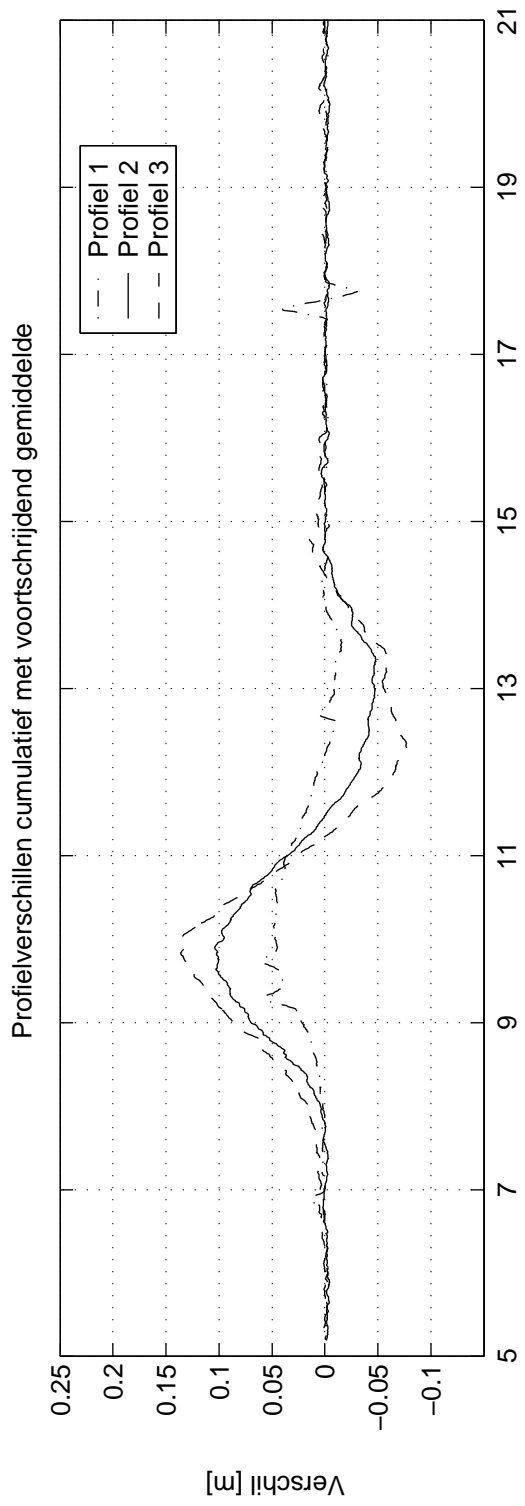
Verschillen voor profiel na P11B

Datasets: P11/P11B/P11



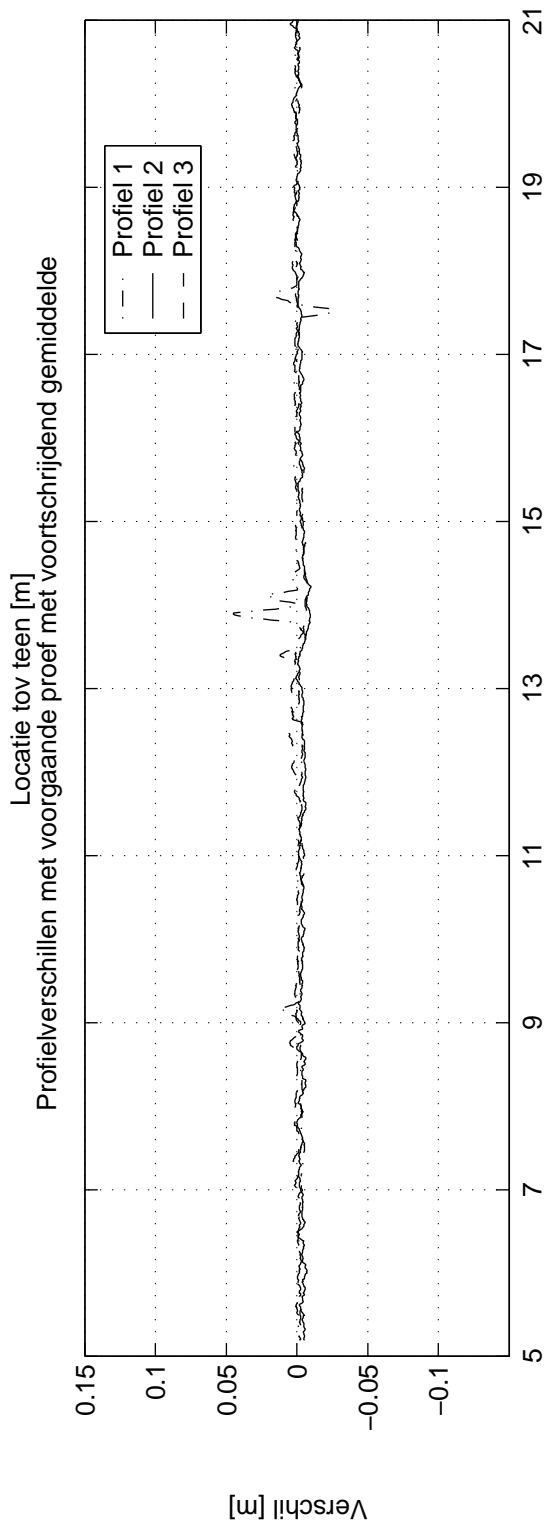
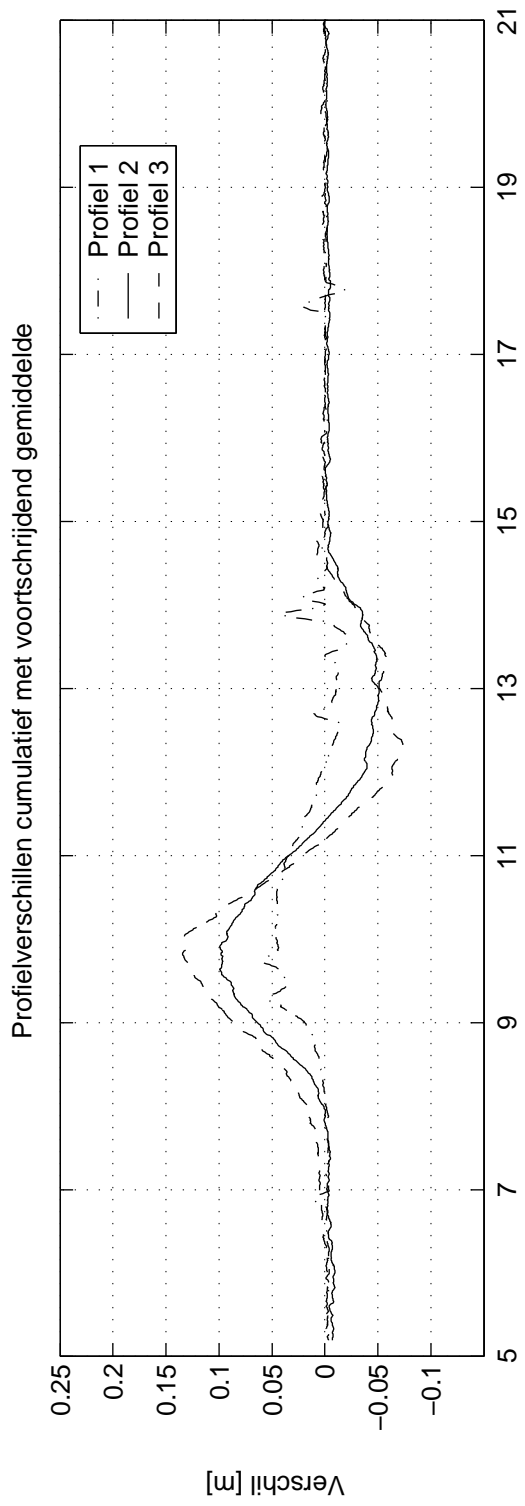
Verschillen voor profiel na P12

Datasets: P11/P12/P11B



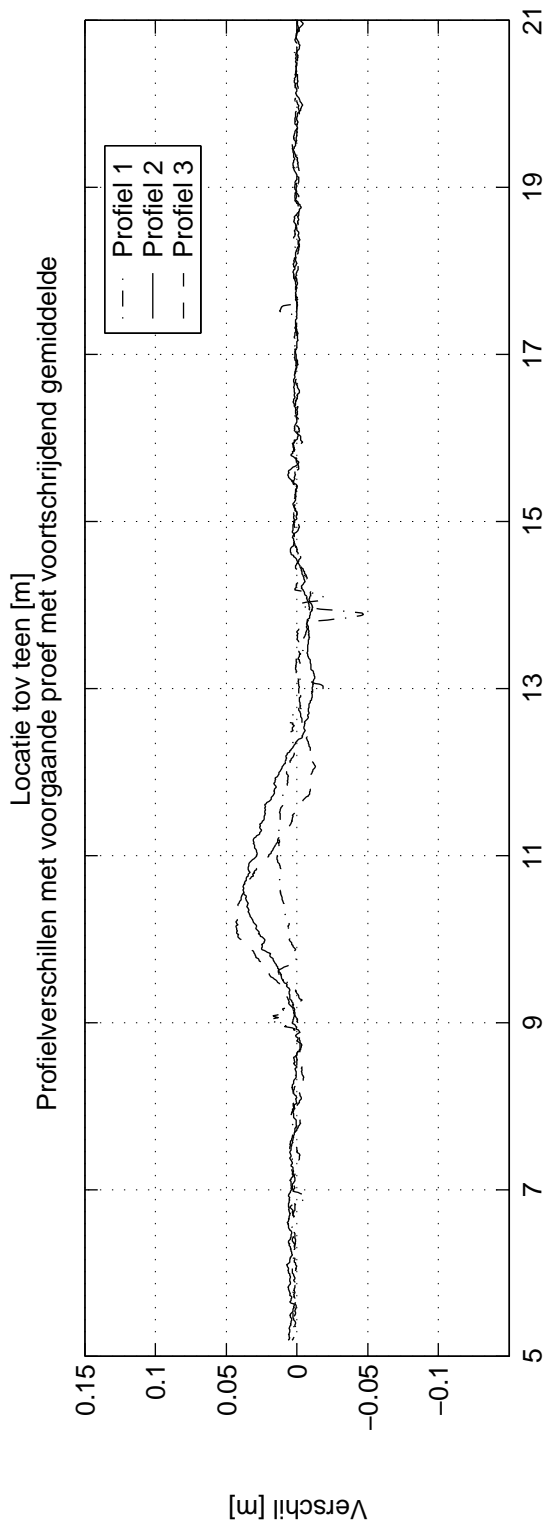
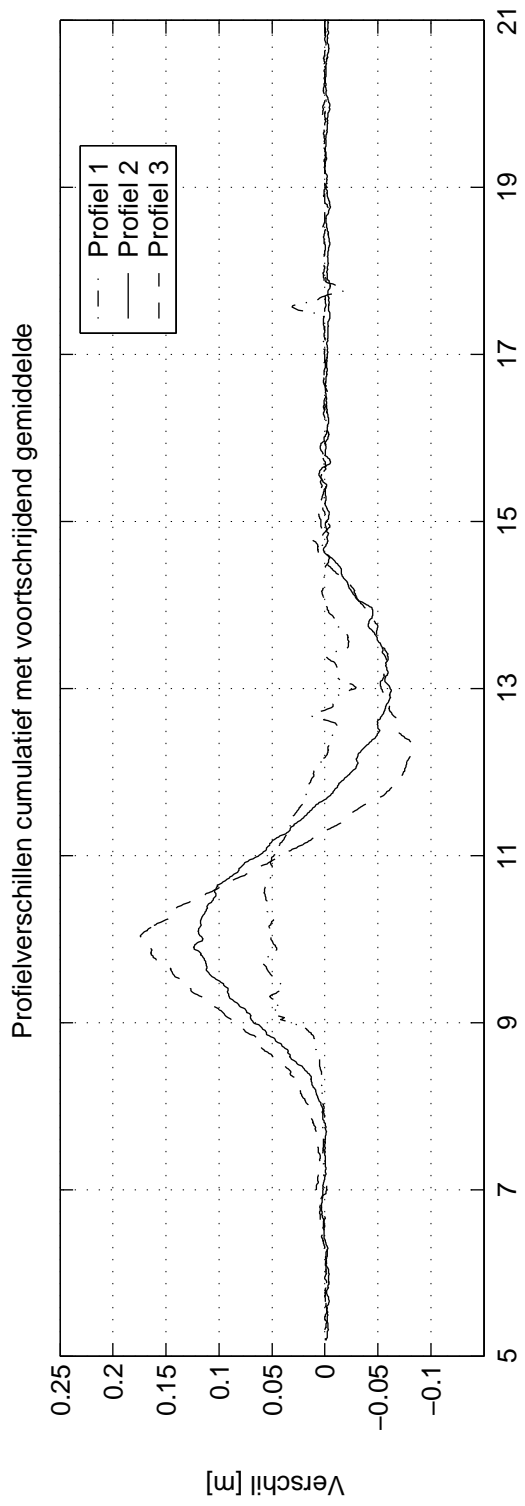
Verschillen voor profiel na P12b

Datasets: P11/P12b/P12



Verschillen voor profiel na P13

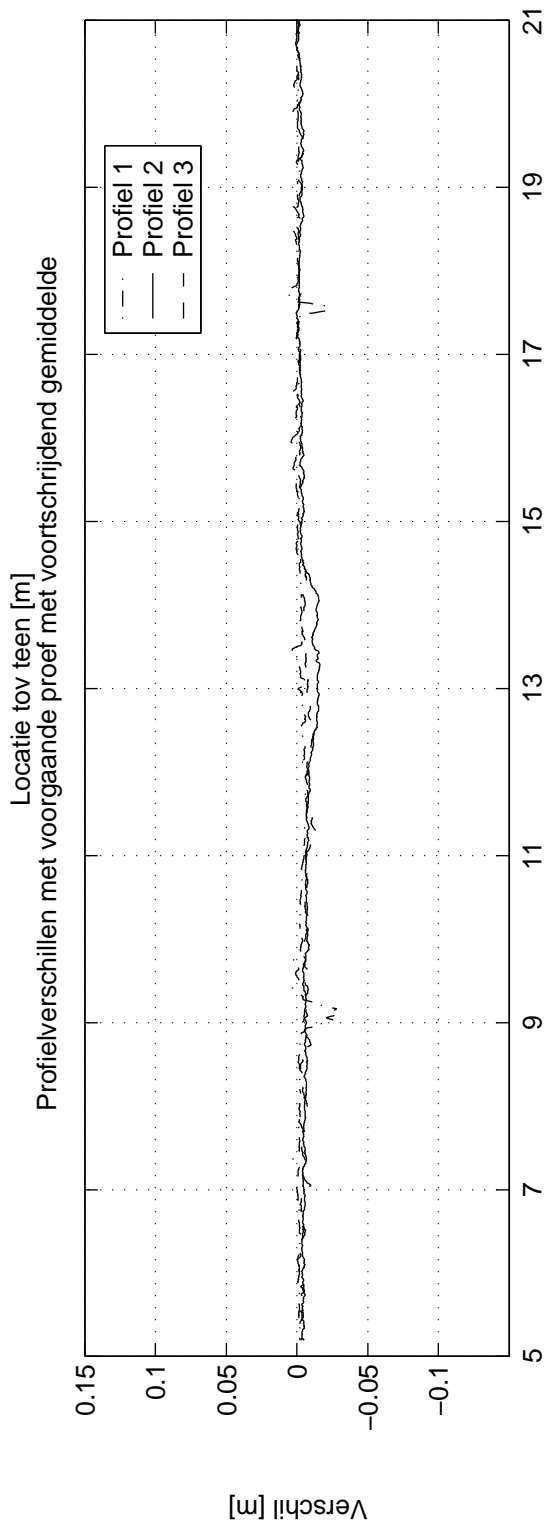
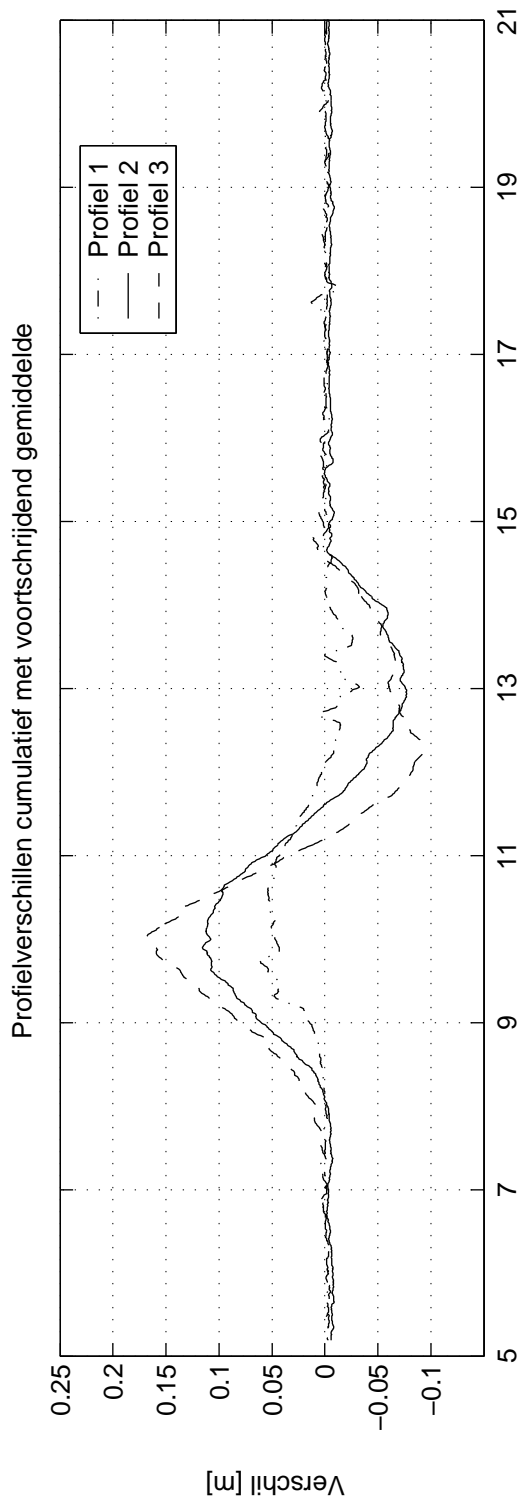
Datasets: P11/P13/P12b



Verschillen voor profiel na P14

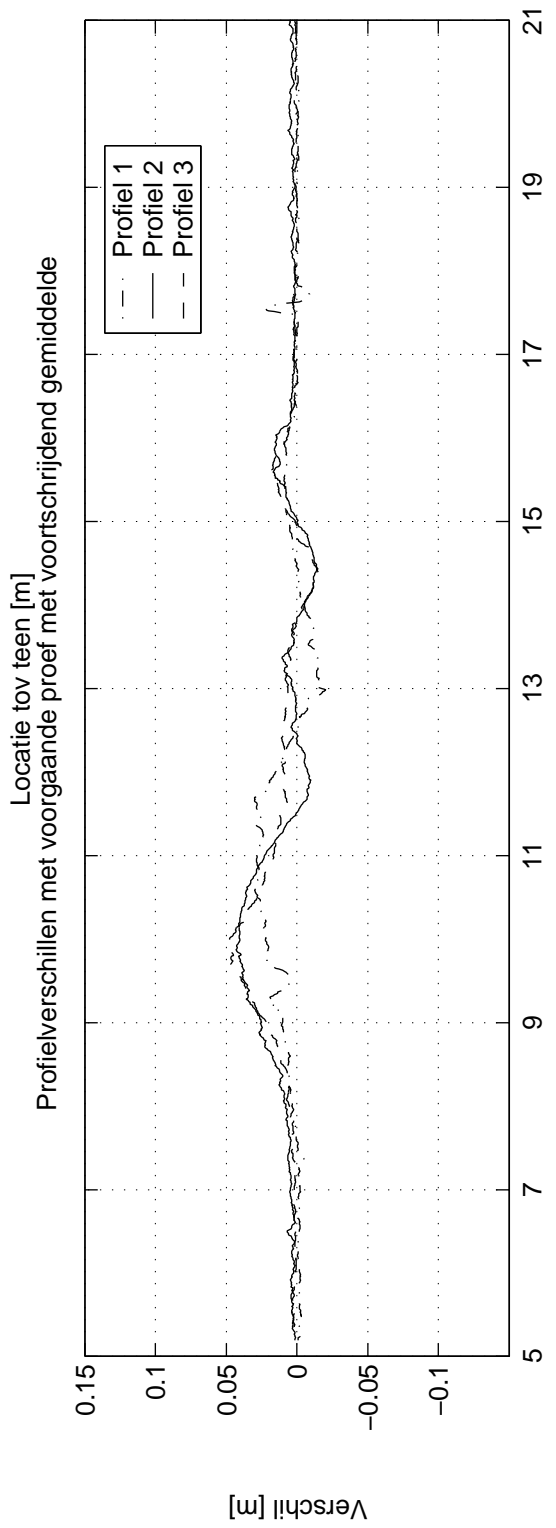
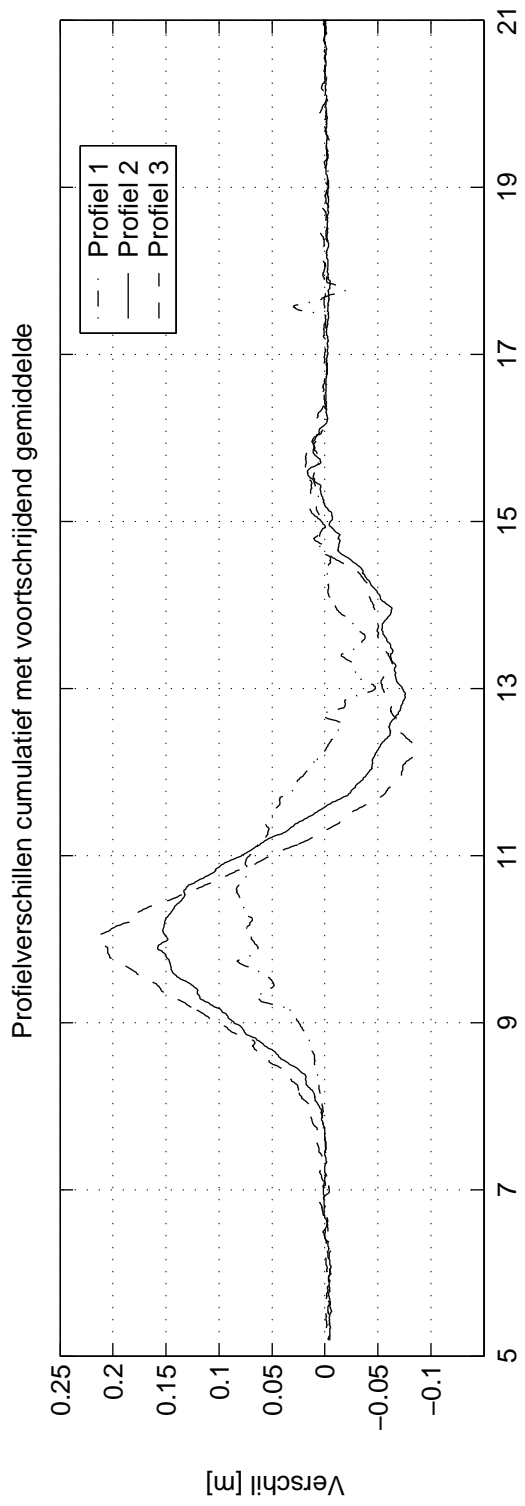
Datasets: P11/P14/P13





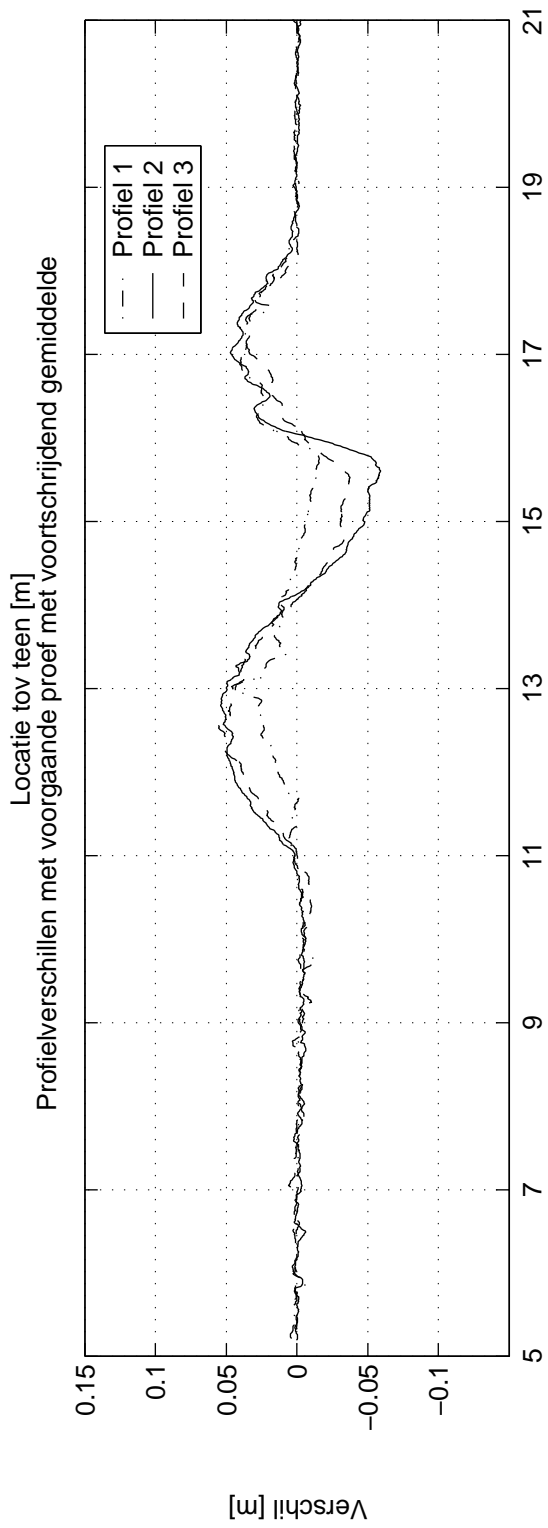
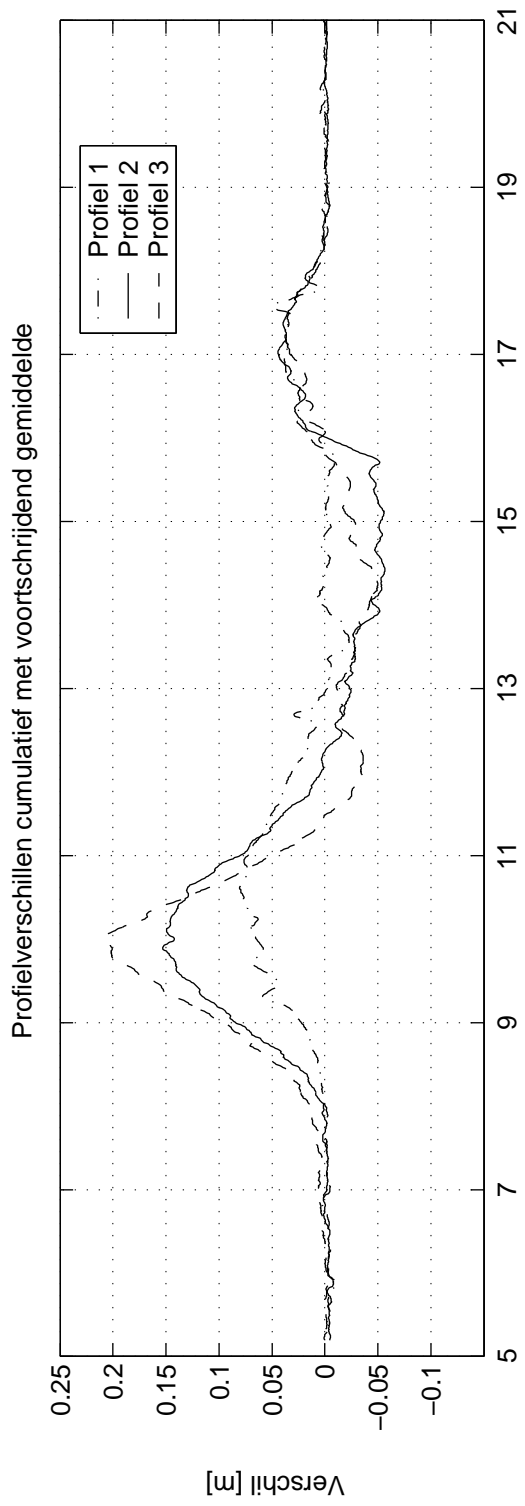
Verschillen voor profiel na P14b

Datasets: P11/P14b/P14



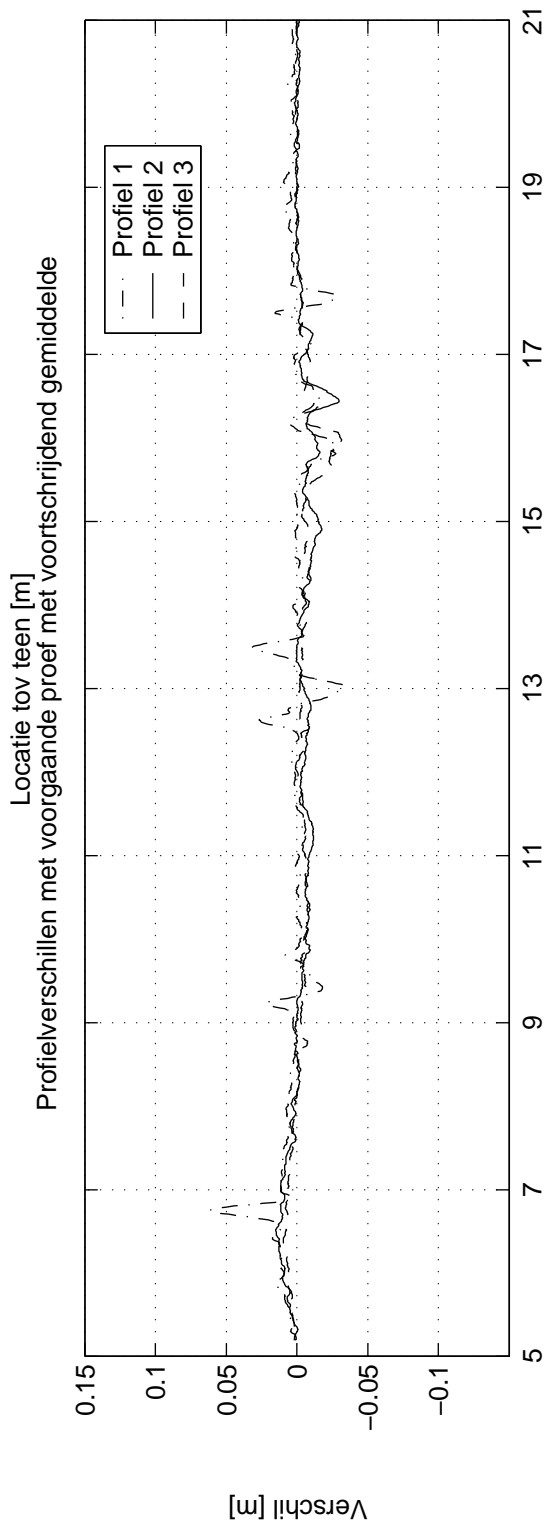
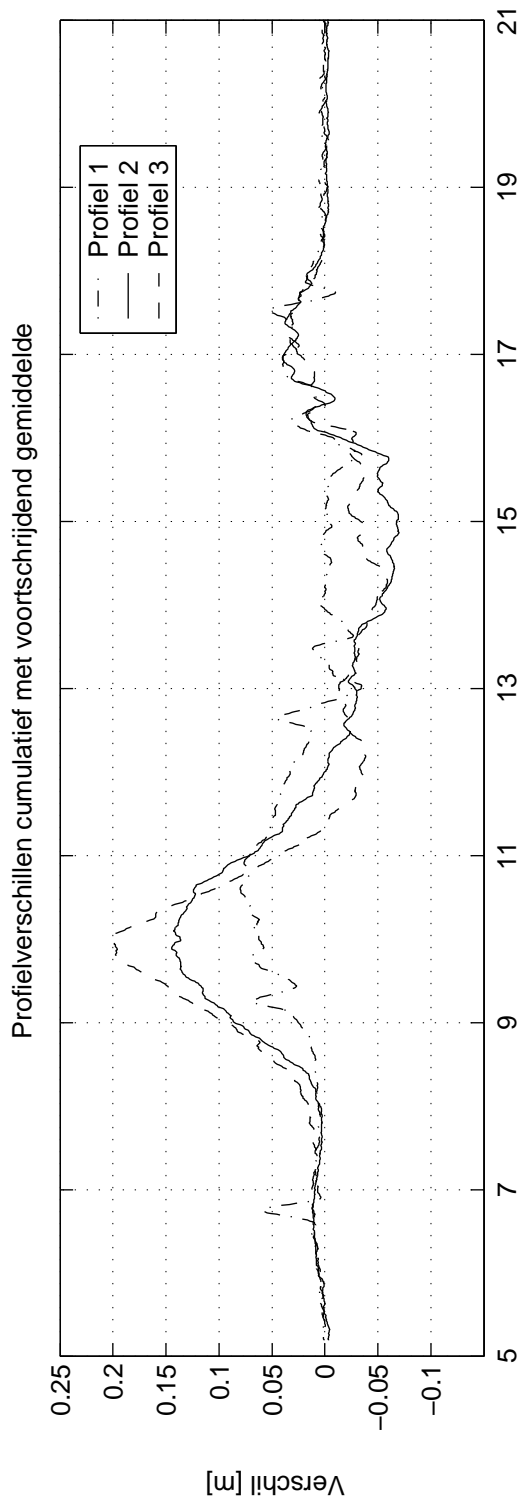
Verschillen voor profiel na P15

Datasets: P11/P15/P14b



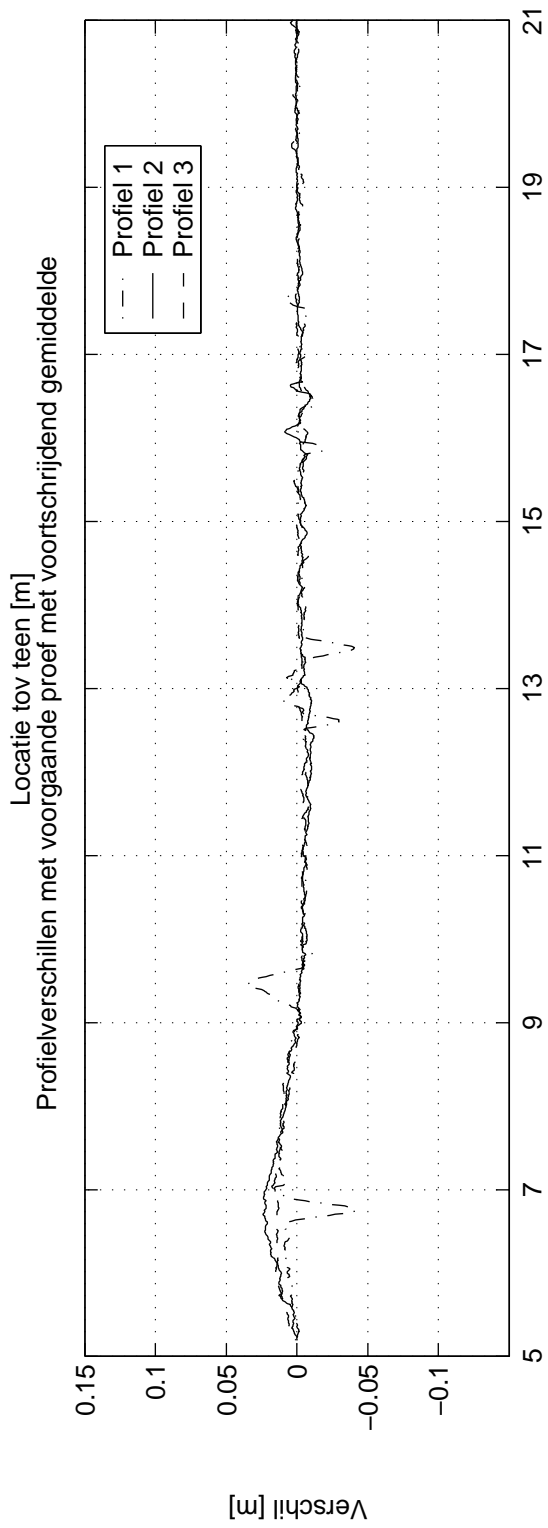
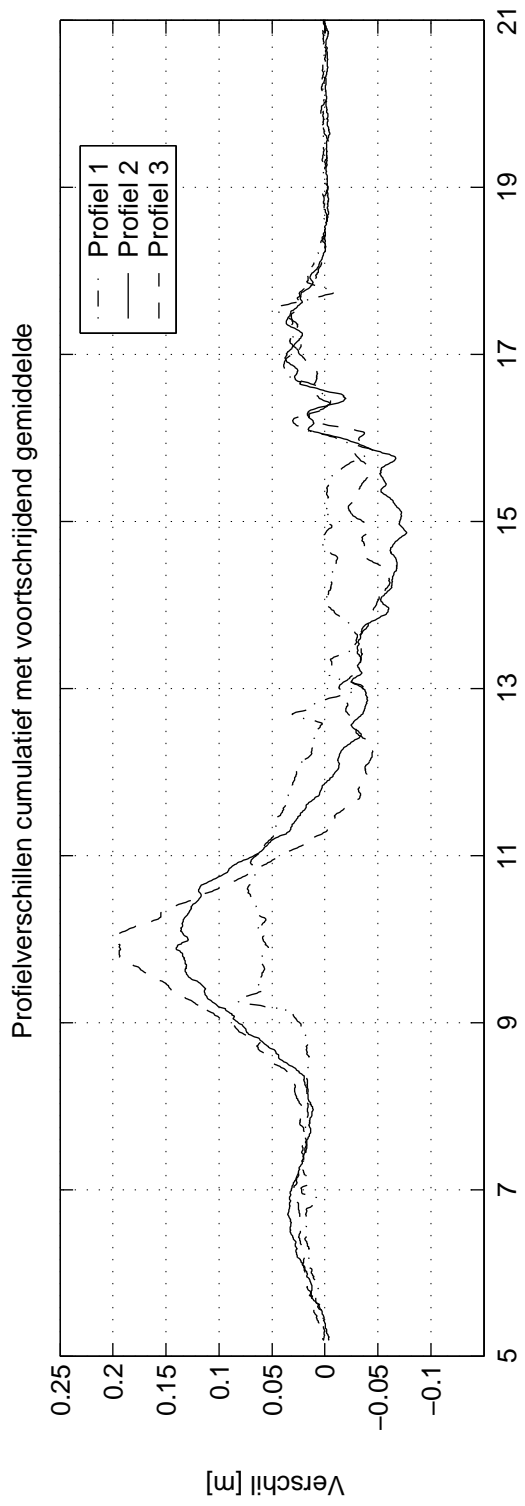
Verschillen voor profiel na P16

Datasets: P11/P16/P15



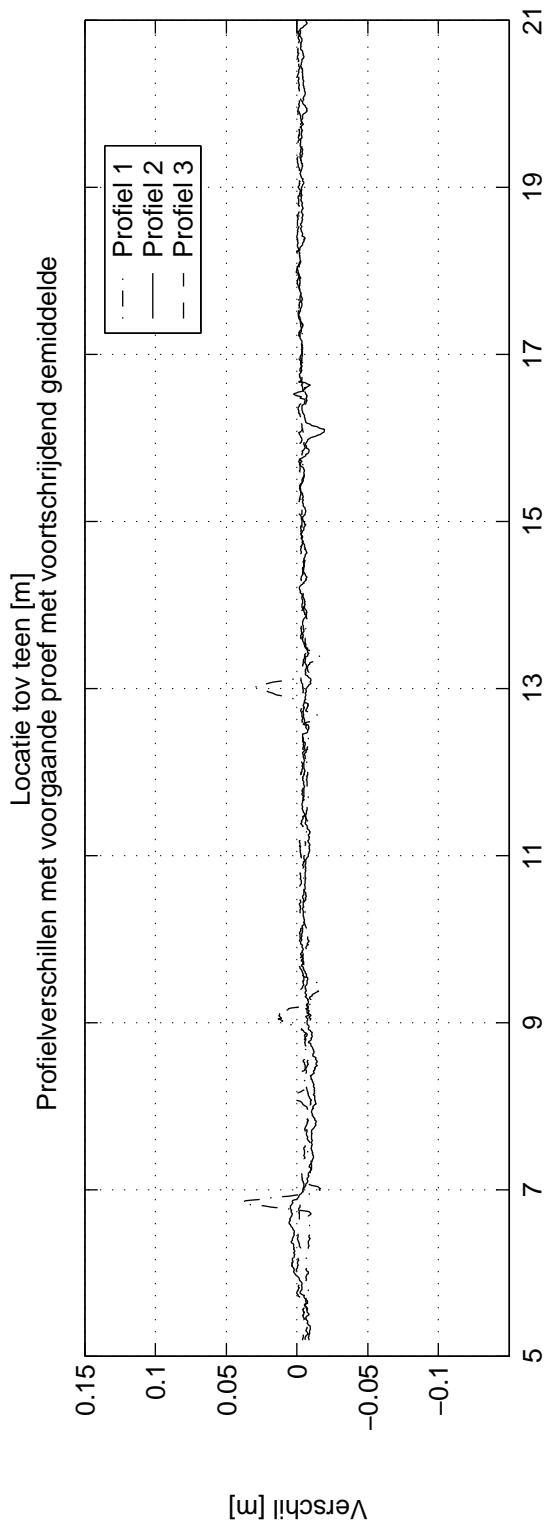
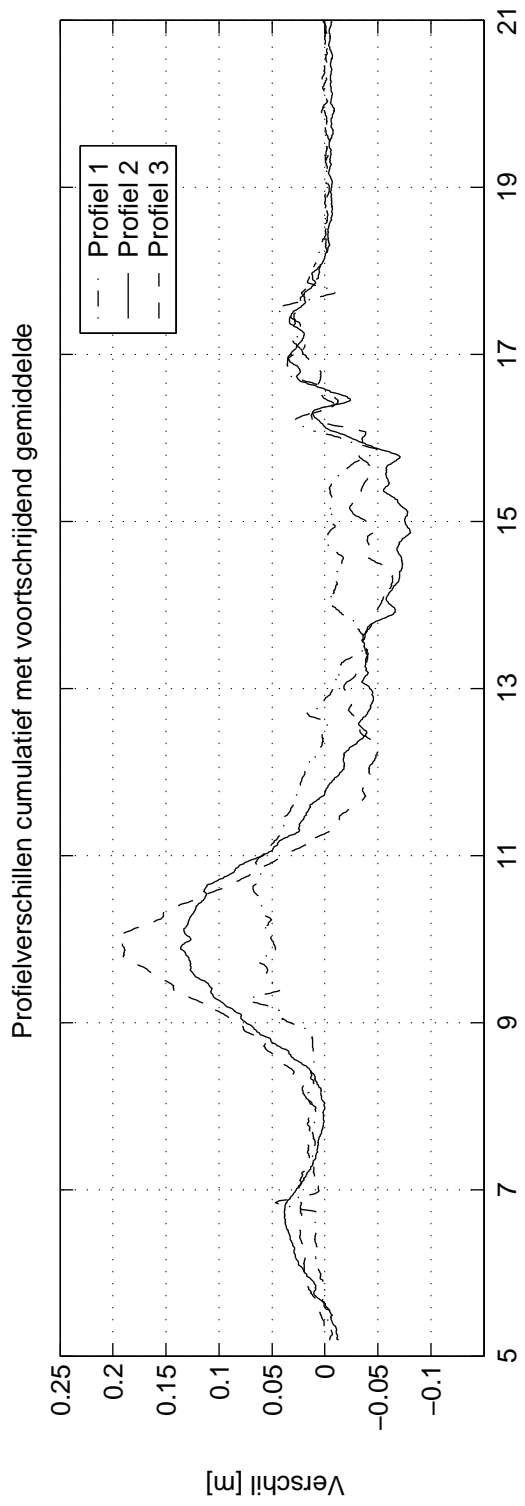
Verschillen voor profiel na P17

Datasets: P11/P17/P16



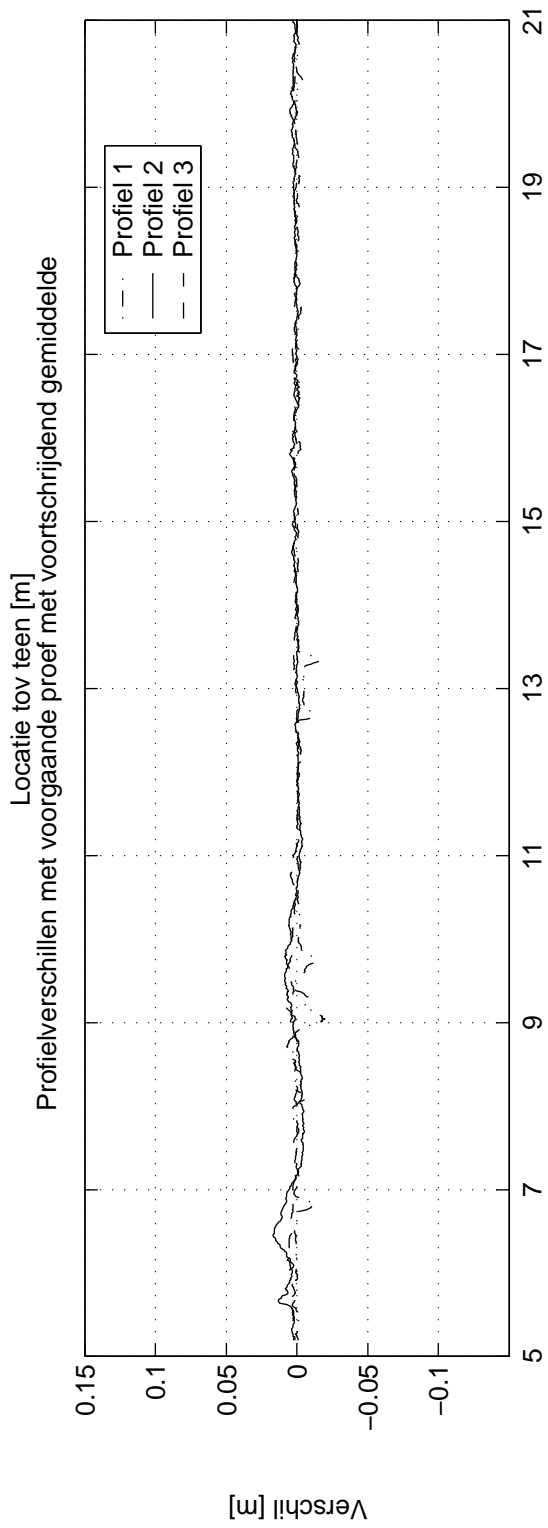
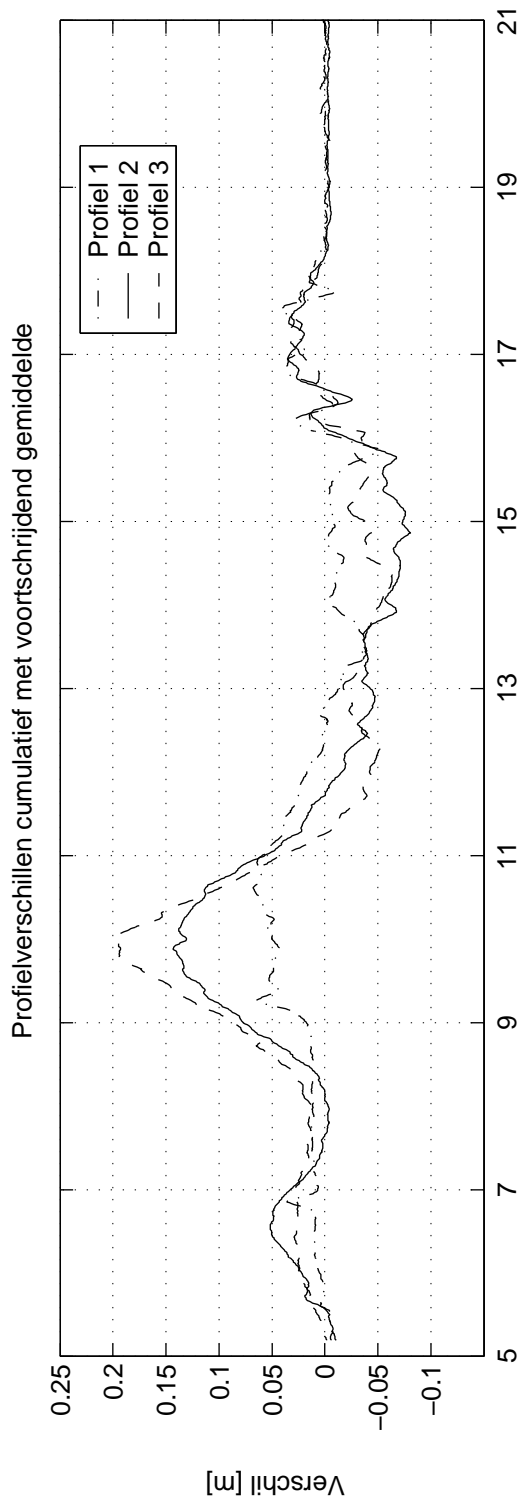
Verschillen voor profiel na P18

Datasets: P11/P18/P17



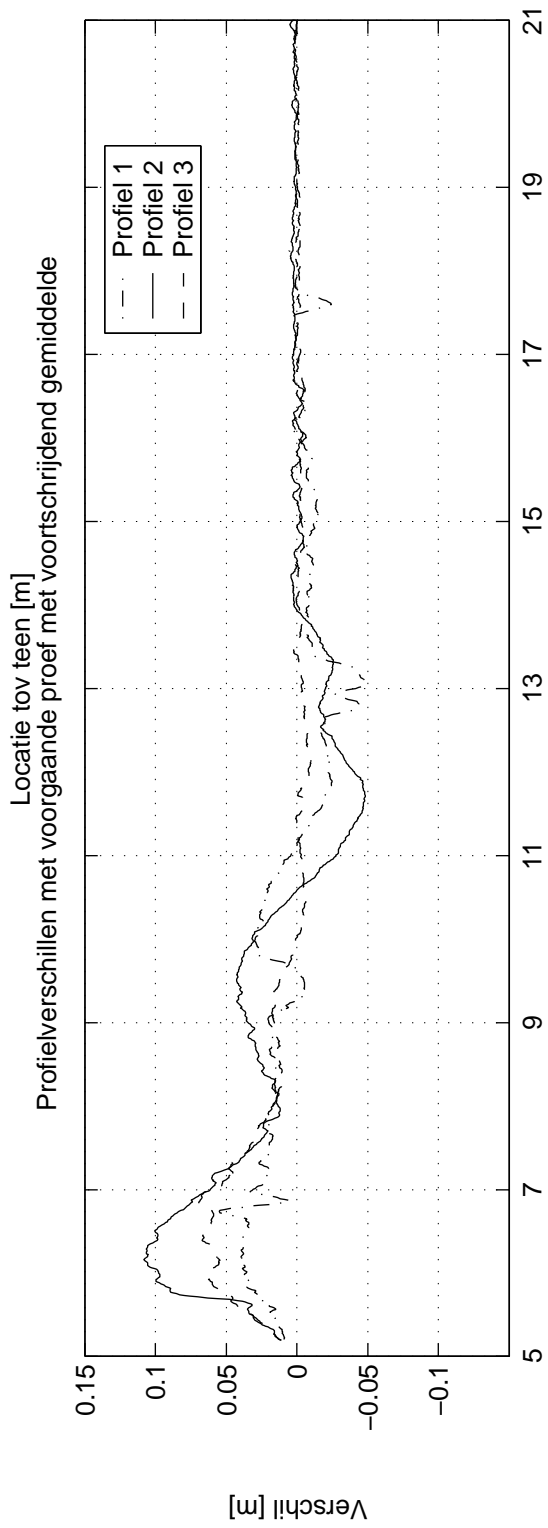
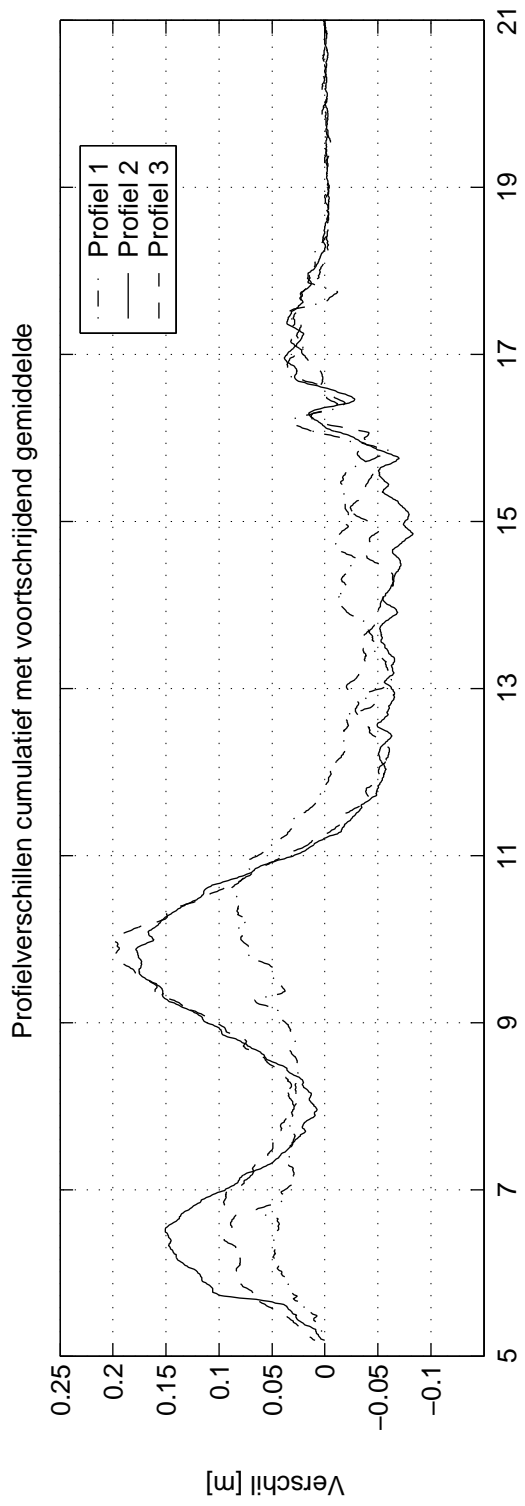
Verschillen voor profiel na P19

Datasets: P11/P19/P18



Verschillen voor profiel na P20

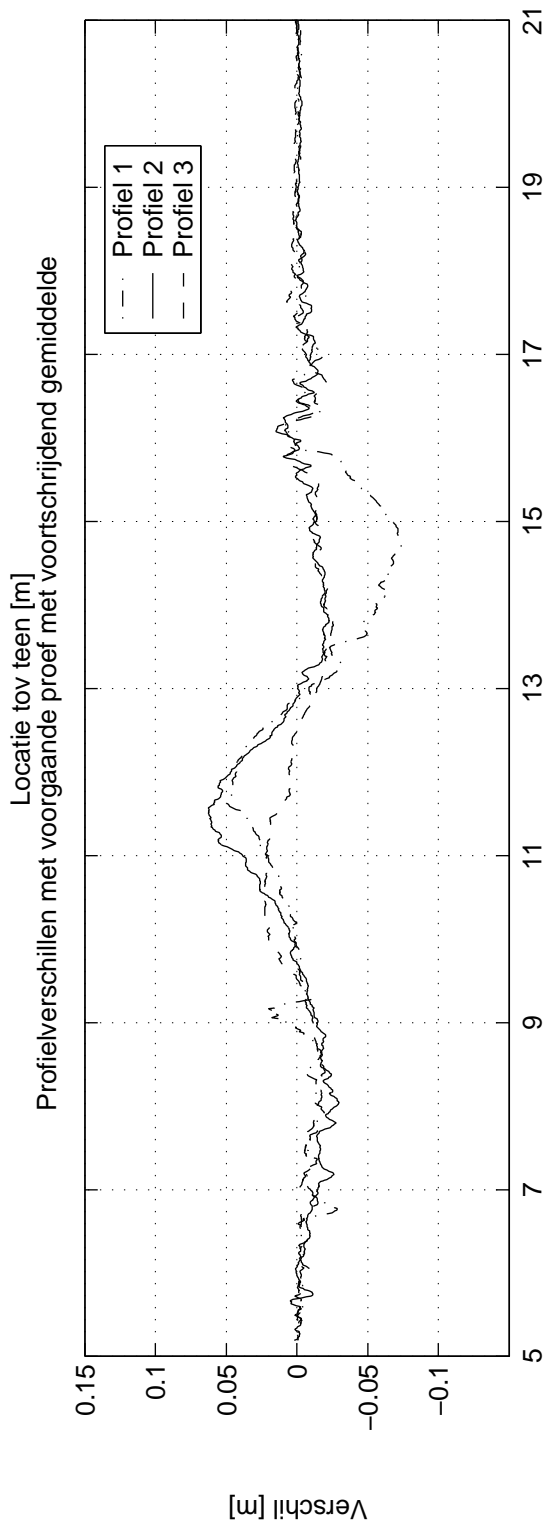
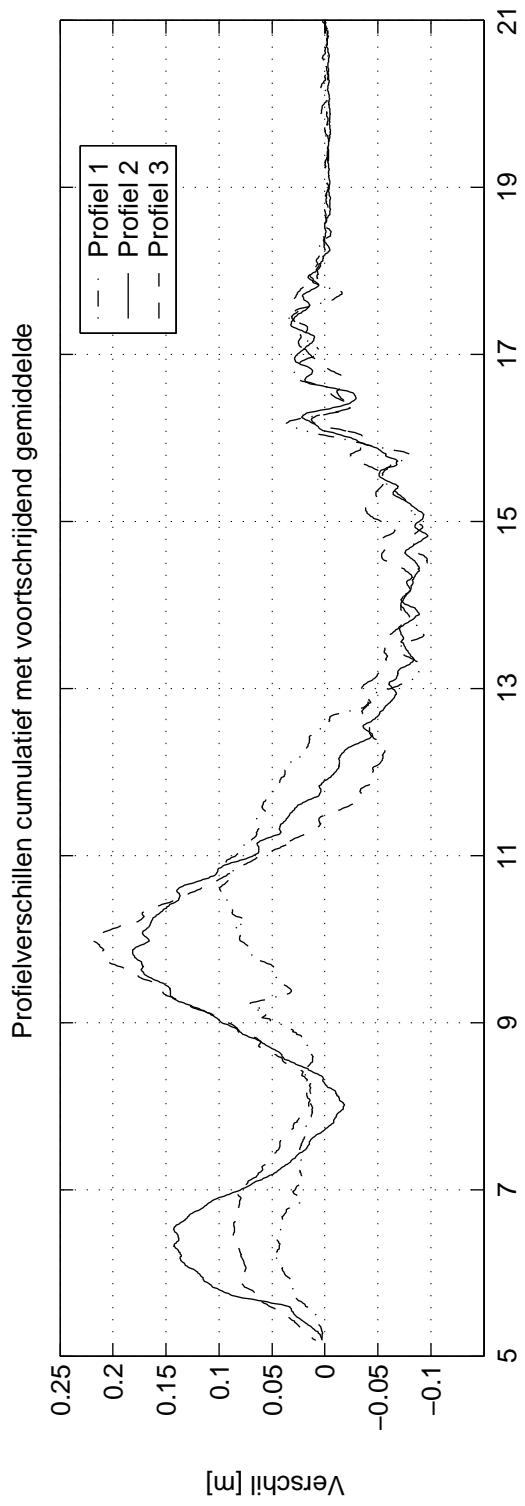
Datasets: P11/P20/P19



Verschillen voor profiel na P21

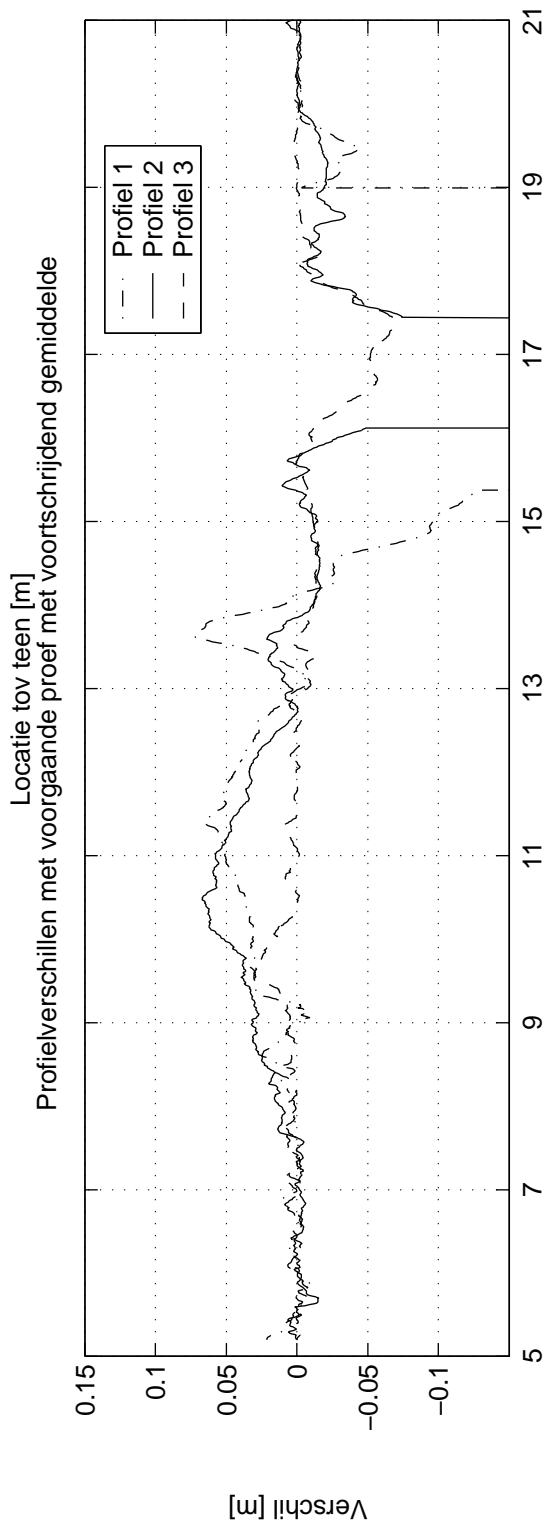
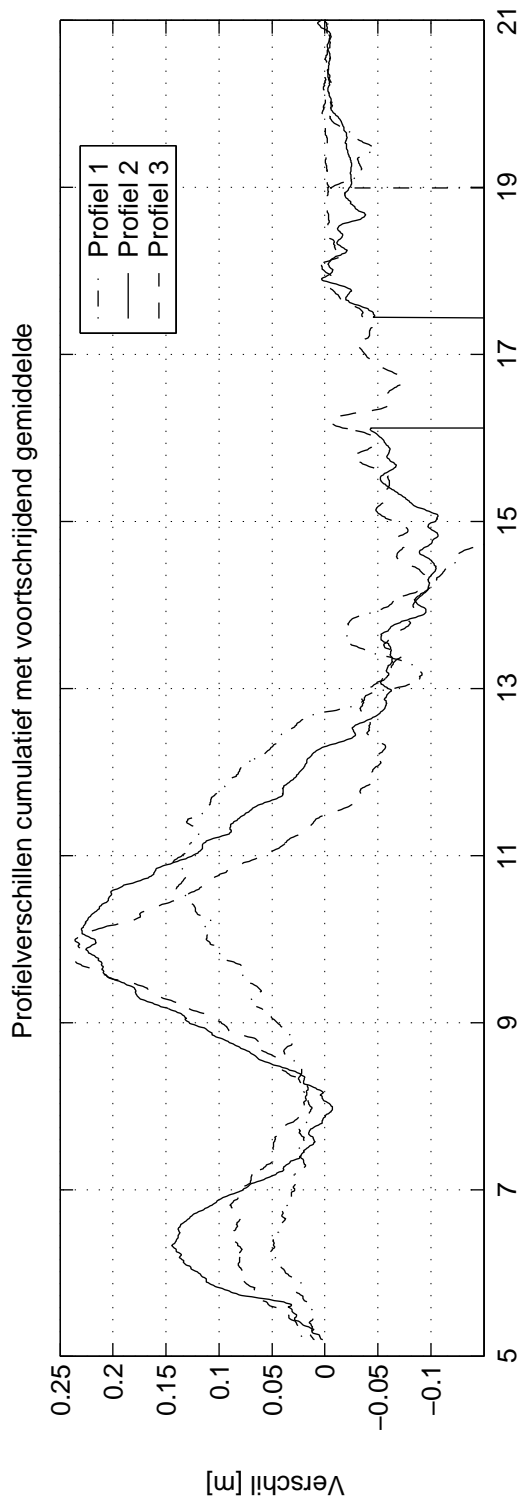
Datasets: P11/P21/P20





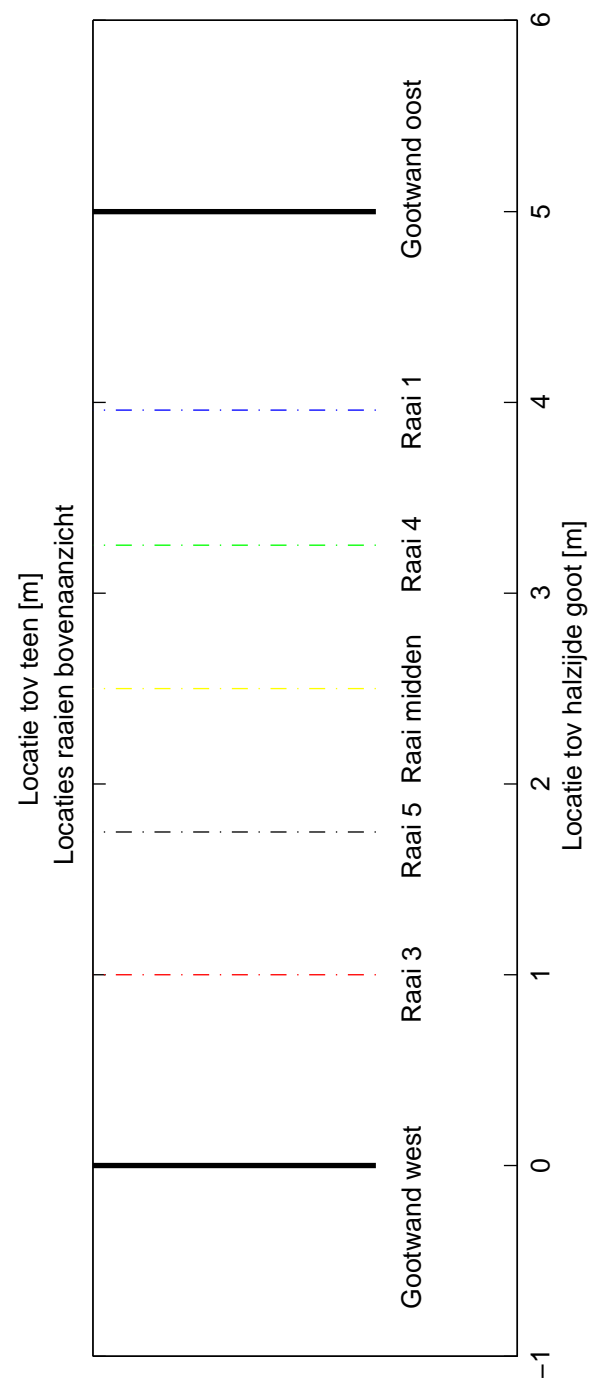
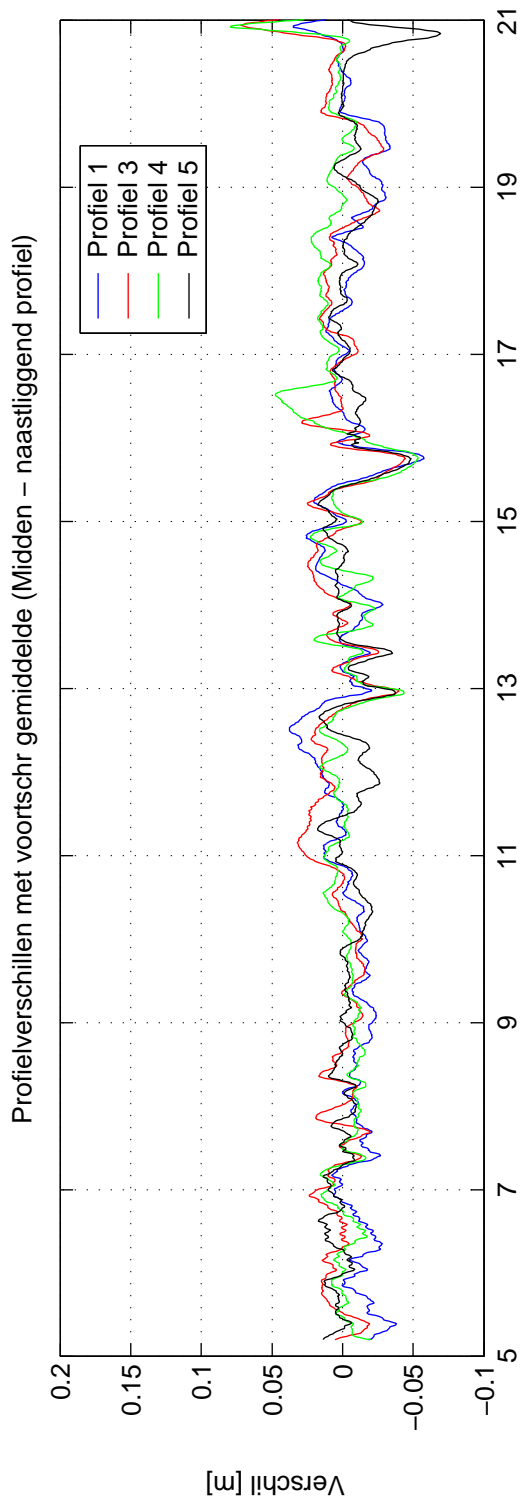
Verschillen voor profiel na P22

Datasets: P11/P22/P21



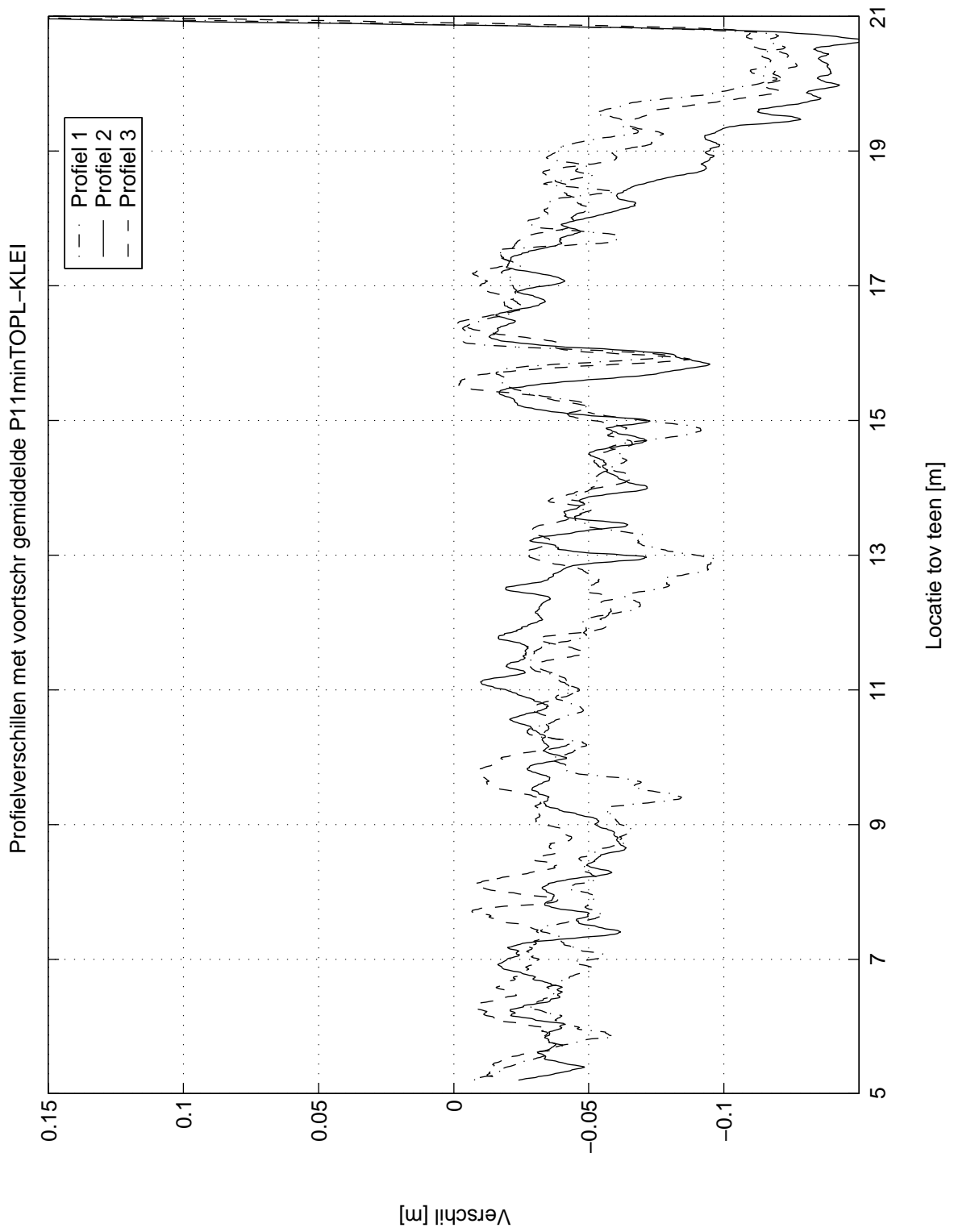
Verschillen voor profiel na P23A

Datasets: P11/P23A/P22

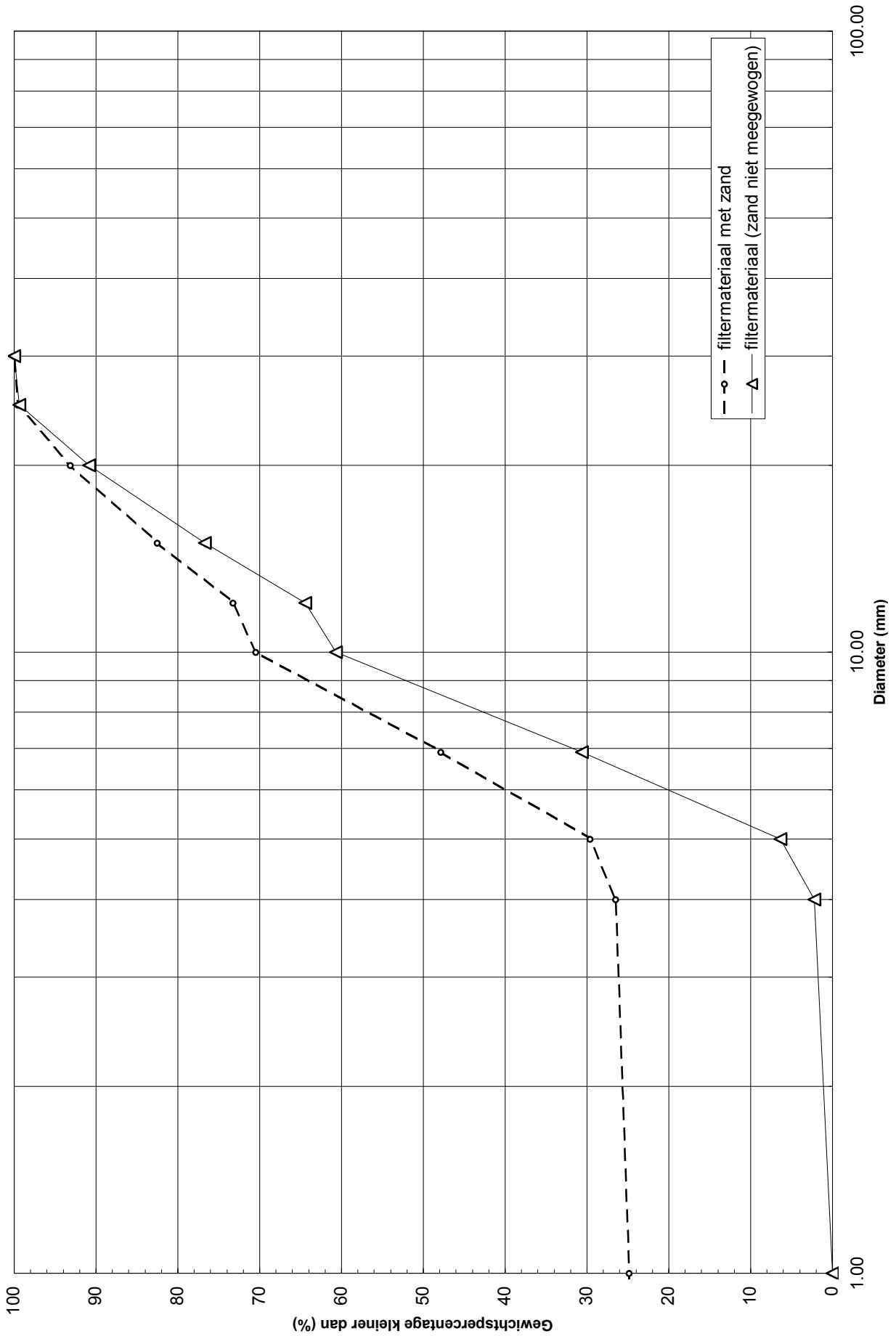


Verschillen binnen kleiprofiel

Datasets: kleiprofielen 1 t/m 5



Verschillen in profielen P11minTOPL en KLEI Bij proef 11 toplaag (basalt(13cm) en filter (8cm)) afgetrokken		
	Datasets: KLEI P11minTOPL	
<b>WL   DELFT HYDRAULICS</b>	H4635	Fig. C.2 Q



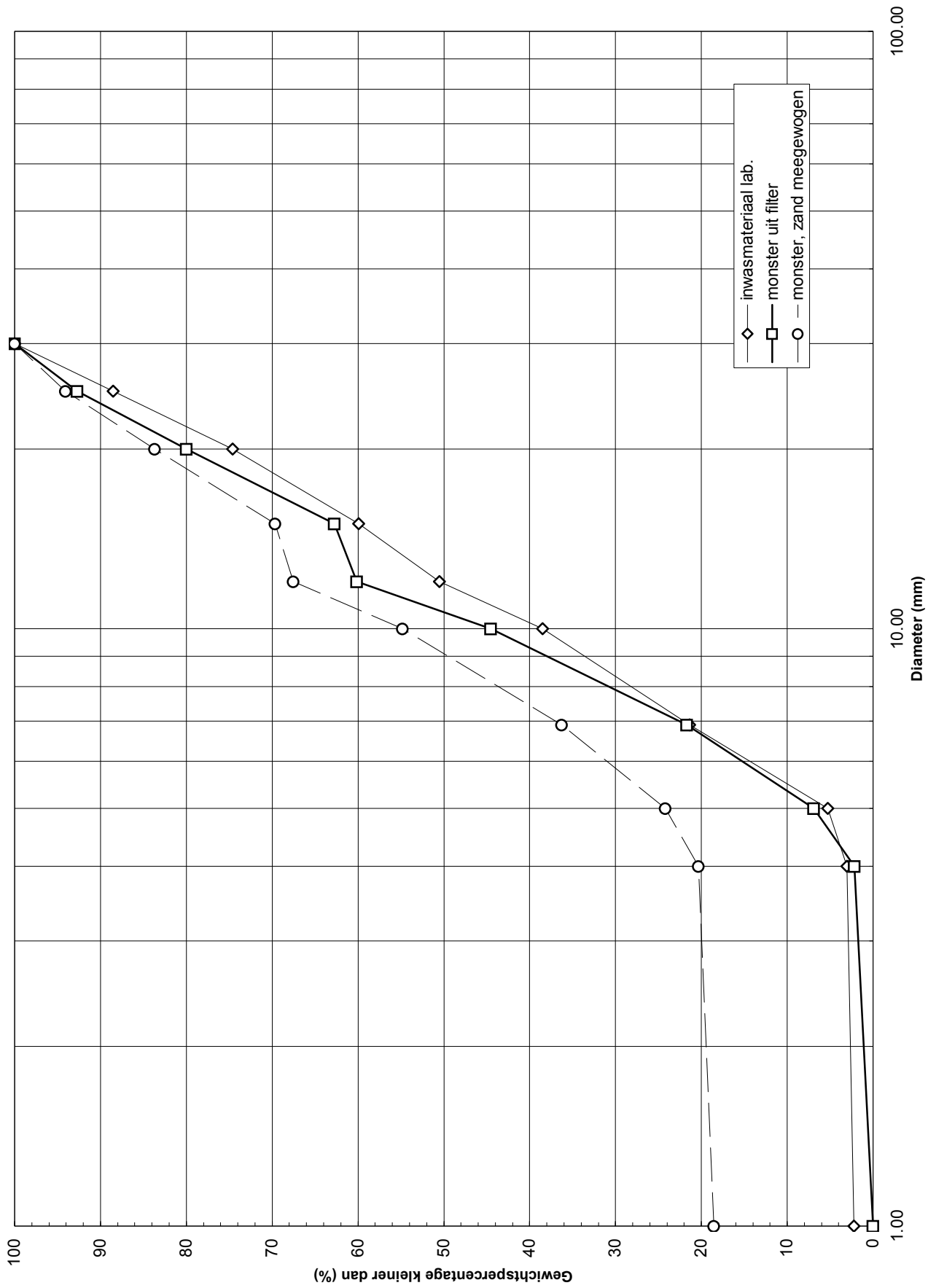
Zeefkromme

Filtermateriaal ingegoten basalt

WL | Delft Hydraulics

H4635

FIG. C.3



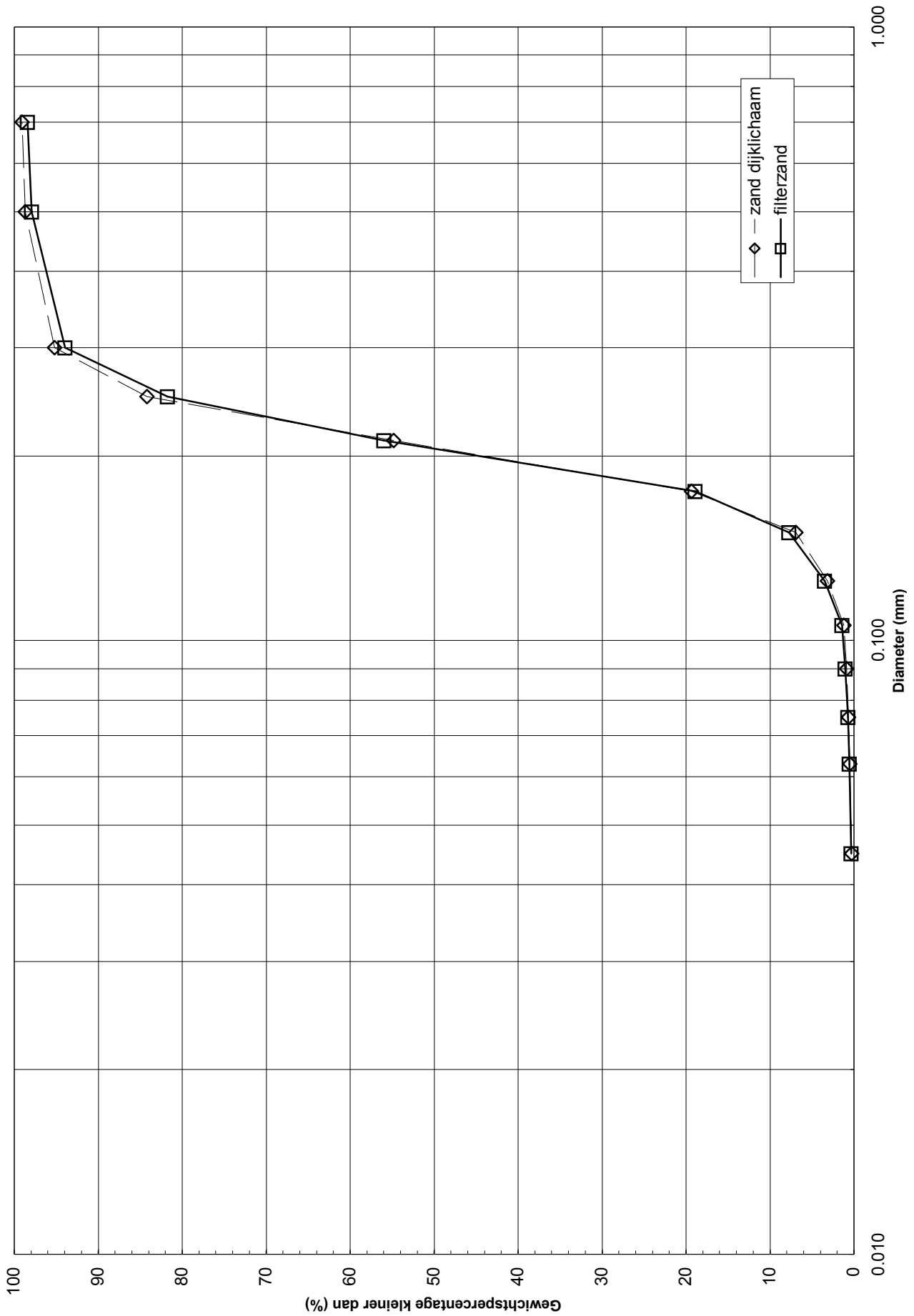
Zeefkromme

Inwasmateriaal ingegoten basalt

WL | Delft Hydraulics

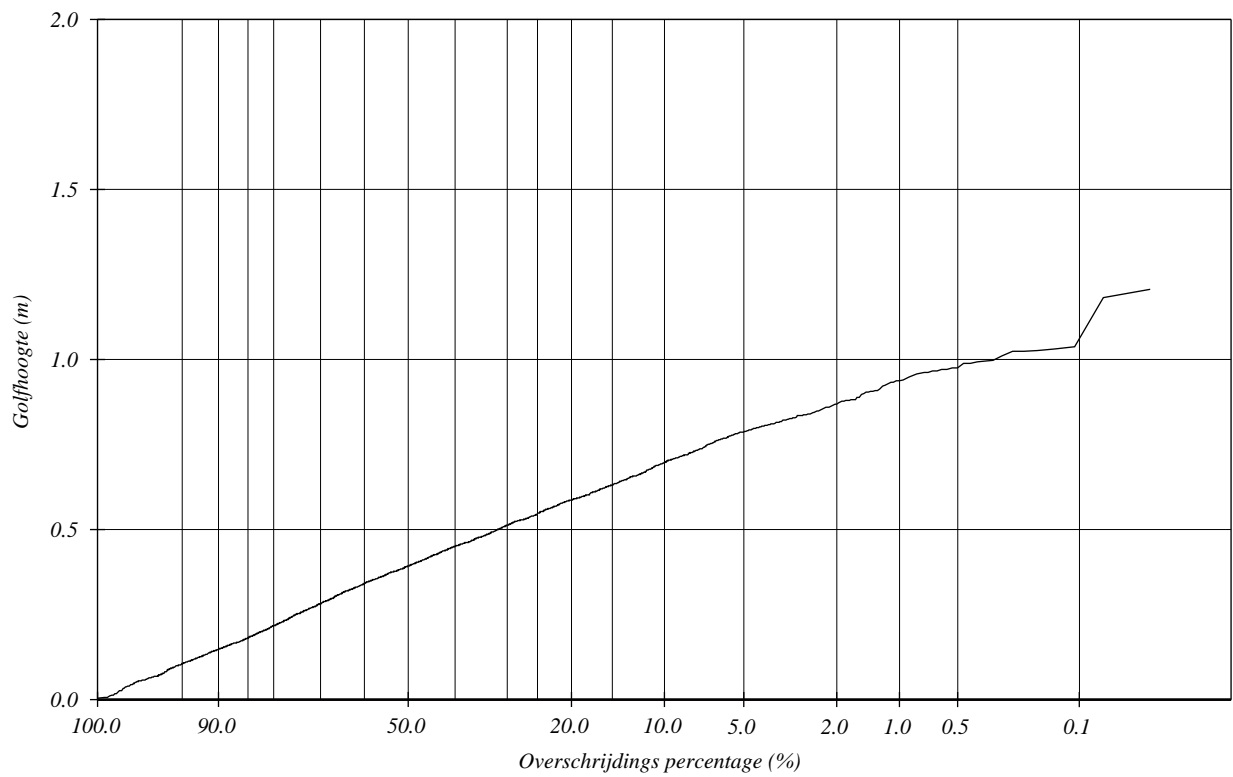
H4635

FIG. C.4

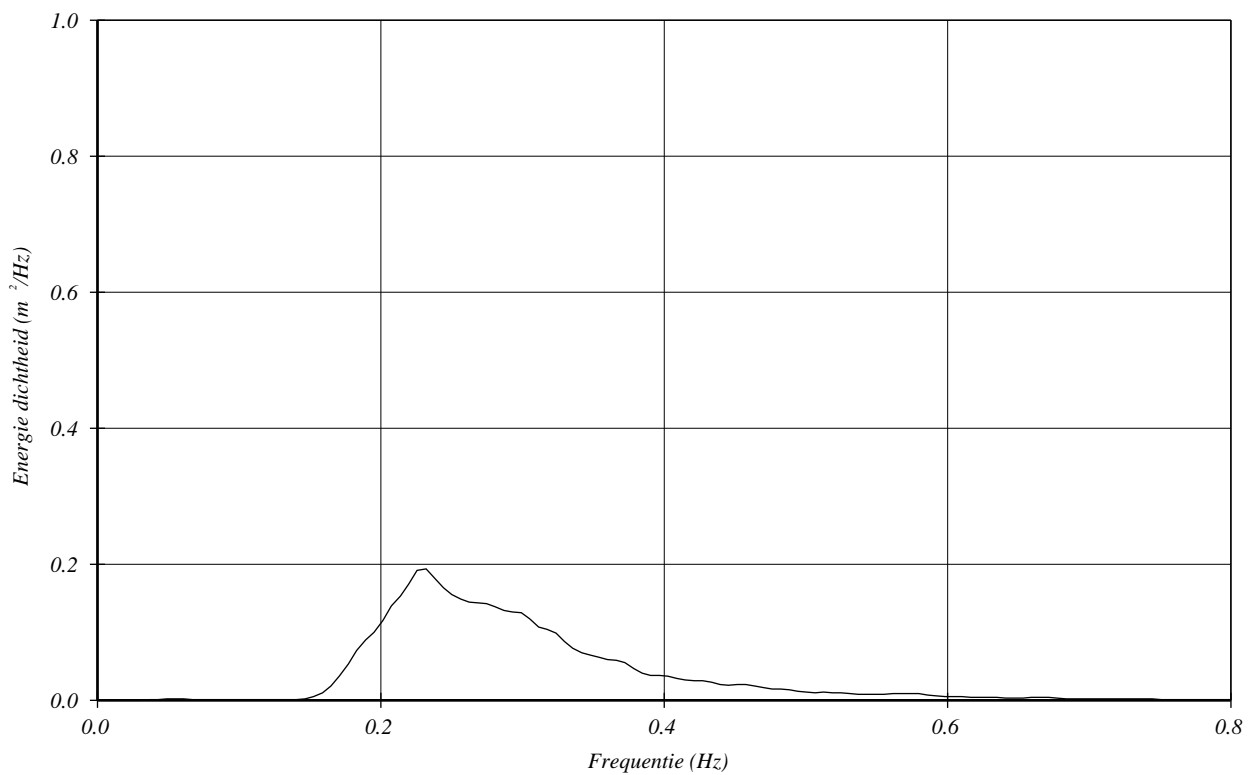


Zeefkromme

Zand dijklichaam en filter ( $d_{15}=166 \mu\text{m}$ ,  $d_{50}=207 \mu\text{m}$ ,  $d_{85}=254 \mu\text{m}$ )



————— Inkomend(diep water)



*OVERSCHRIJDINGSKROMME EN  
ENERGIE DICHTHEID SPECTRUM  
(OUDE OPNEMERS)*

#P01

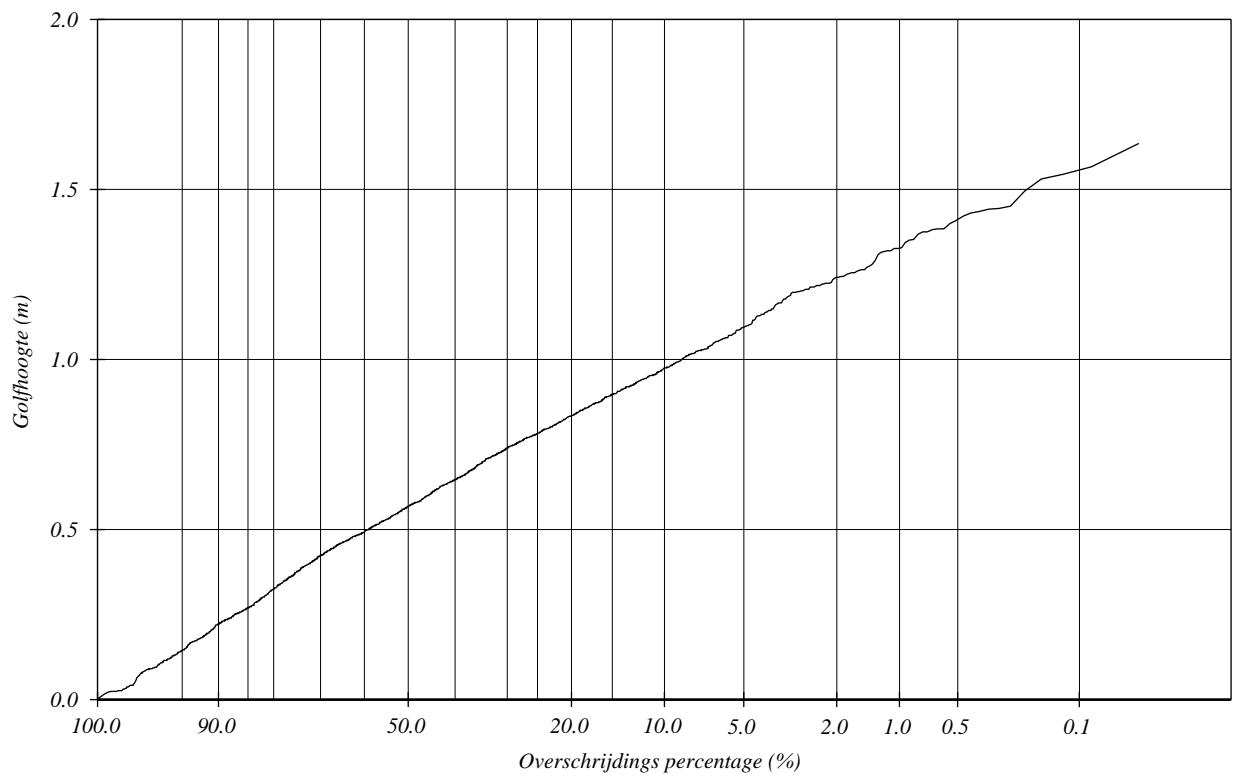
*Inkomend*

*WL / delft hydraulics*

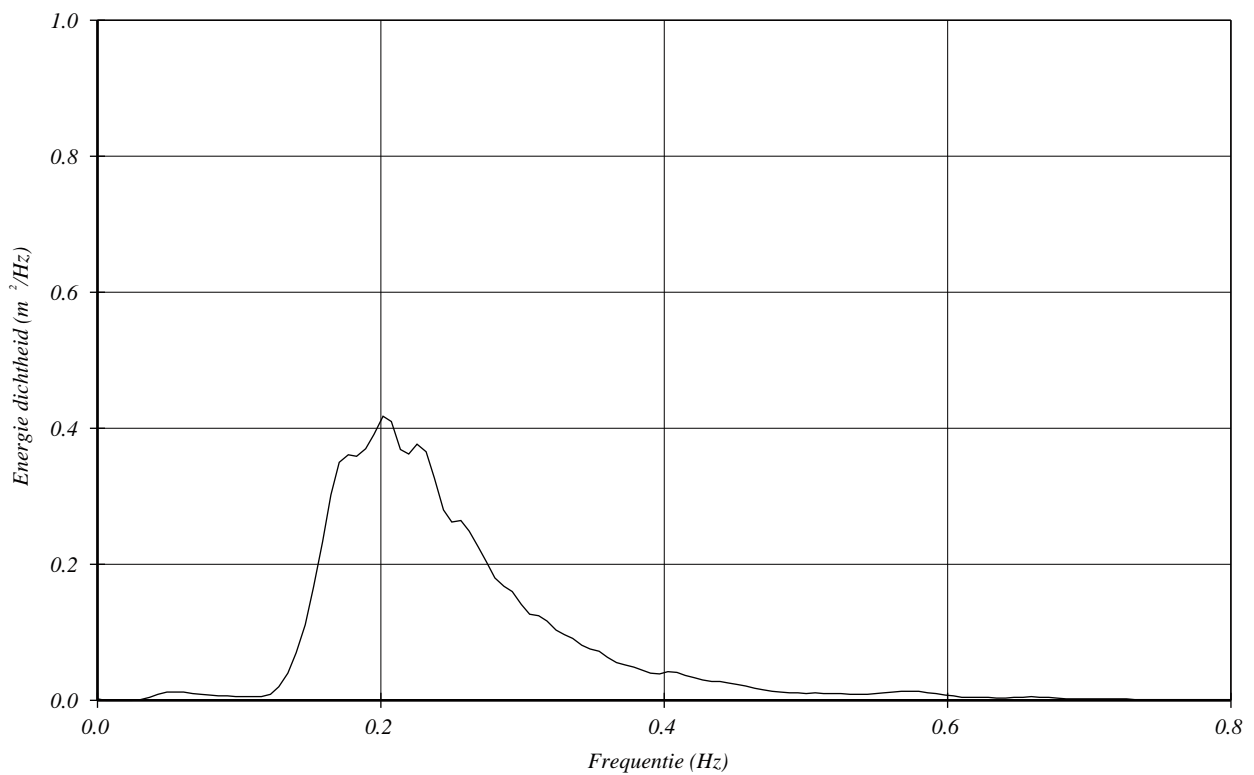
H4635

FIG. C.6 a





— Inkomend(diep water)



OVERSCHRIJDINGSKROMME EN  
ENERGIE DICHTHEID SPECTRUM  
(OUDE OPNEMERS)

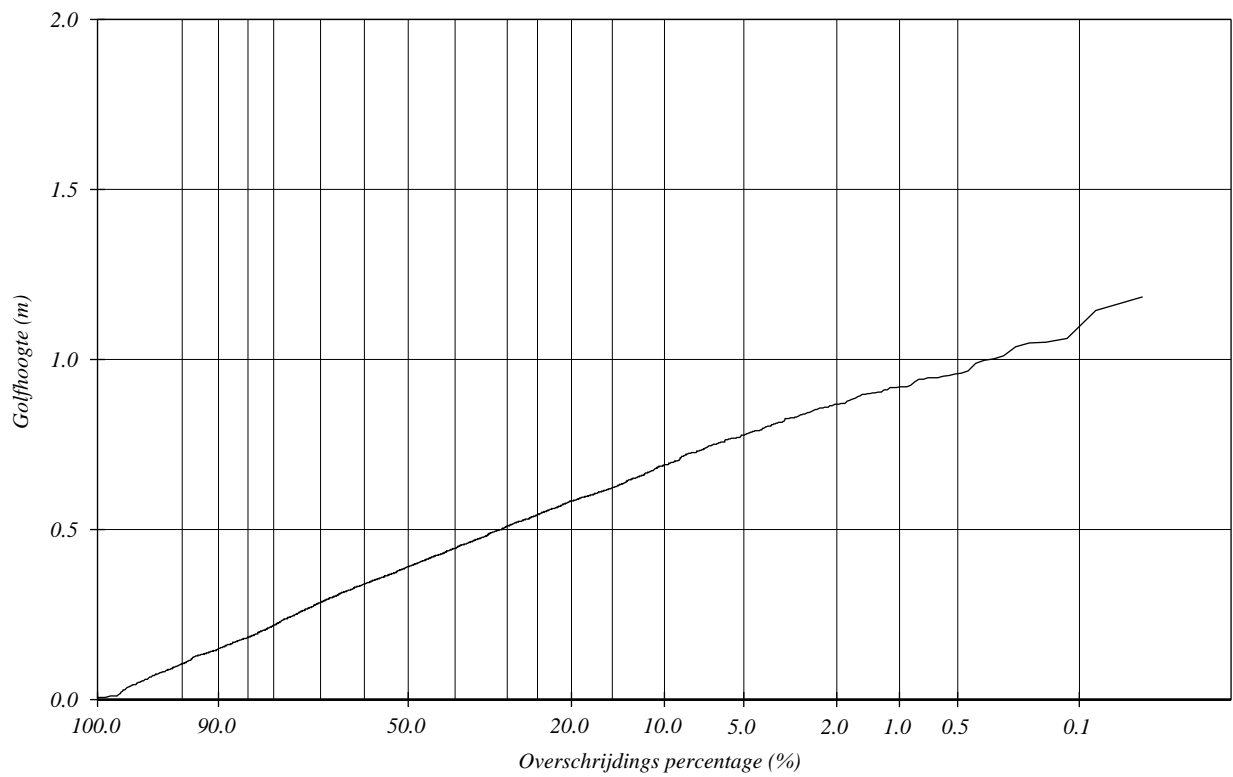
#P04

Inkomend

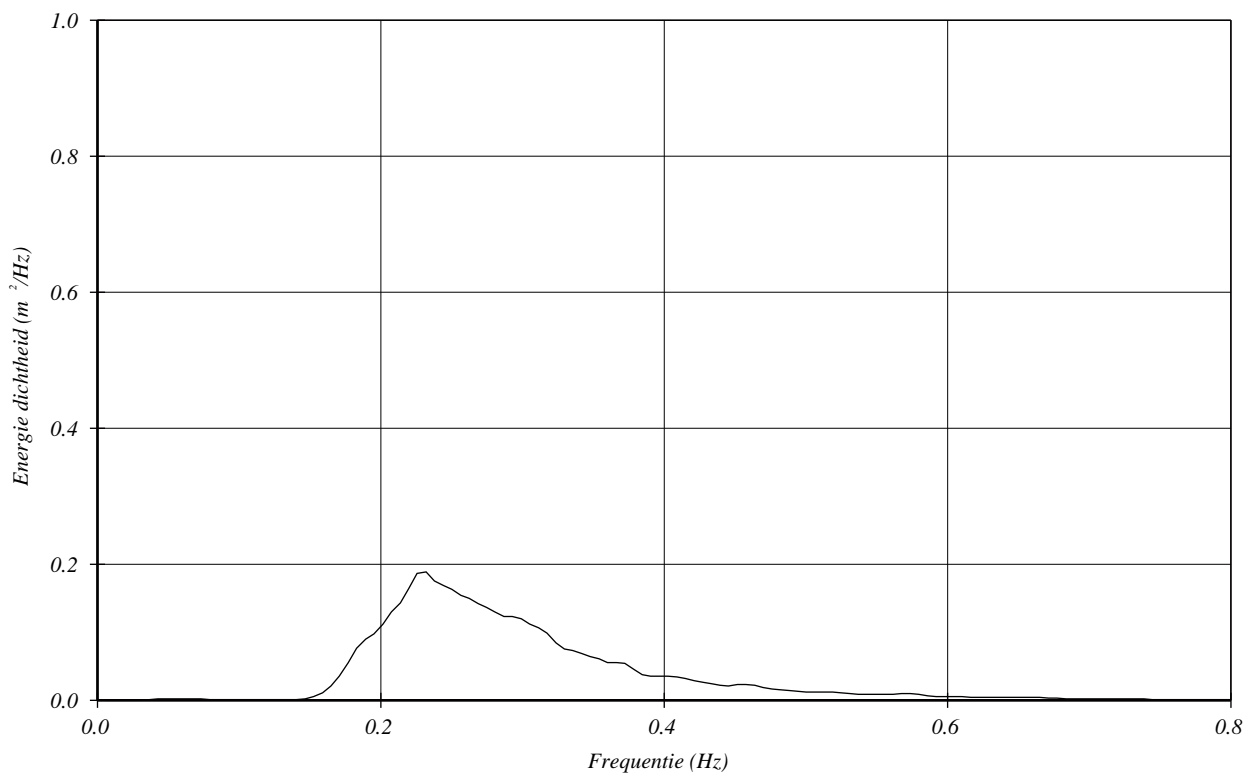
WL / delft hydraulics

H4635

FIG. C.6 b



————— Inkomend(diep water)



*OVERSCHRIJDINGSKROMME EN  
ENERGIE DICHTHEID SPECTRUM  
(OUDE OPNEMERS)*

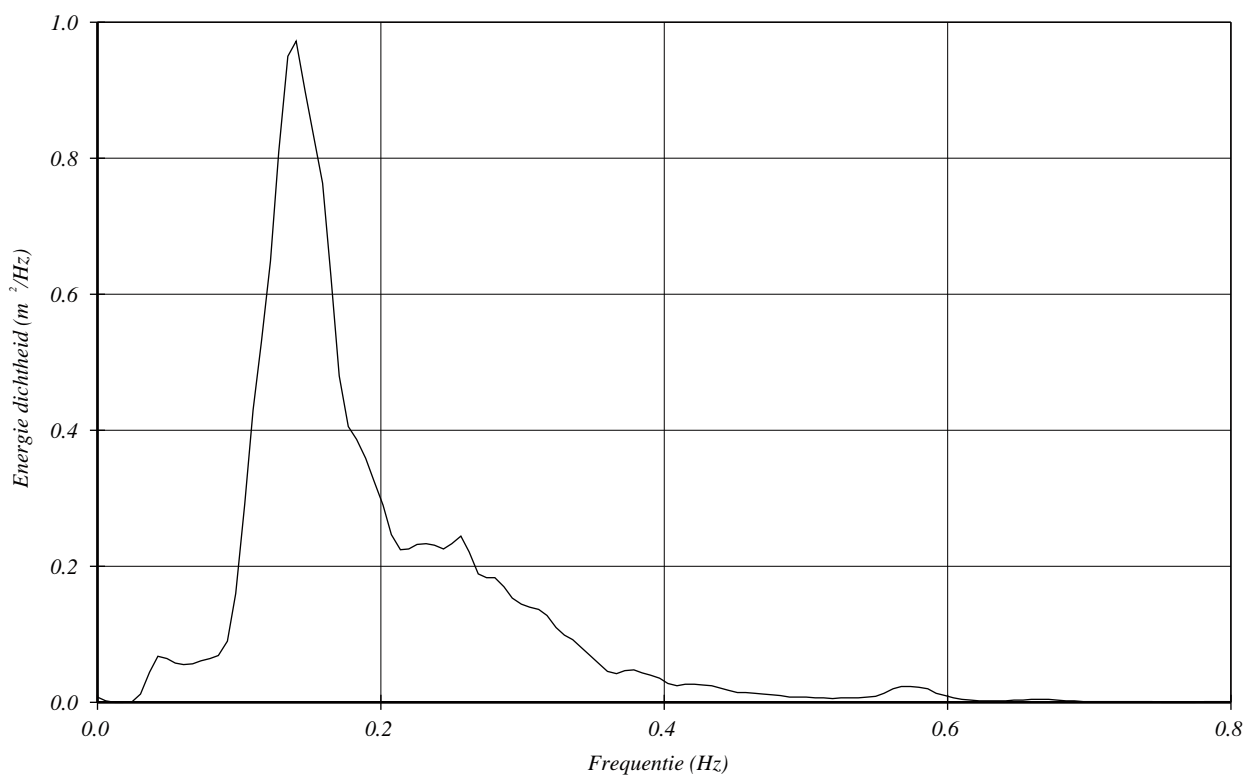
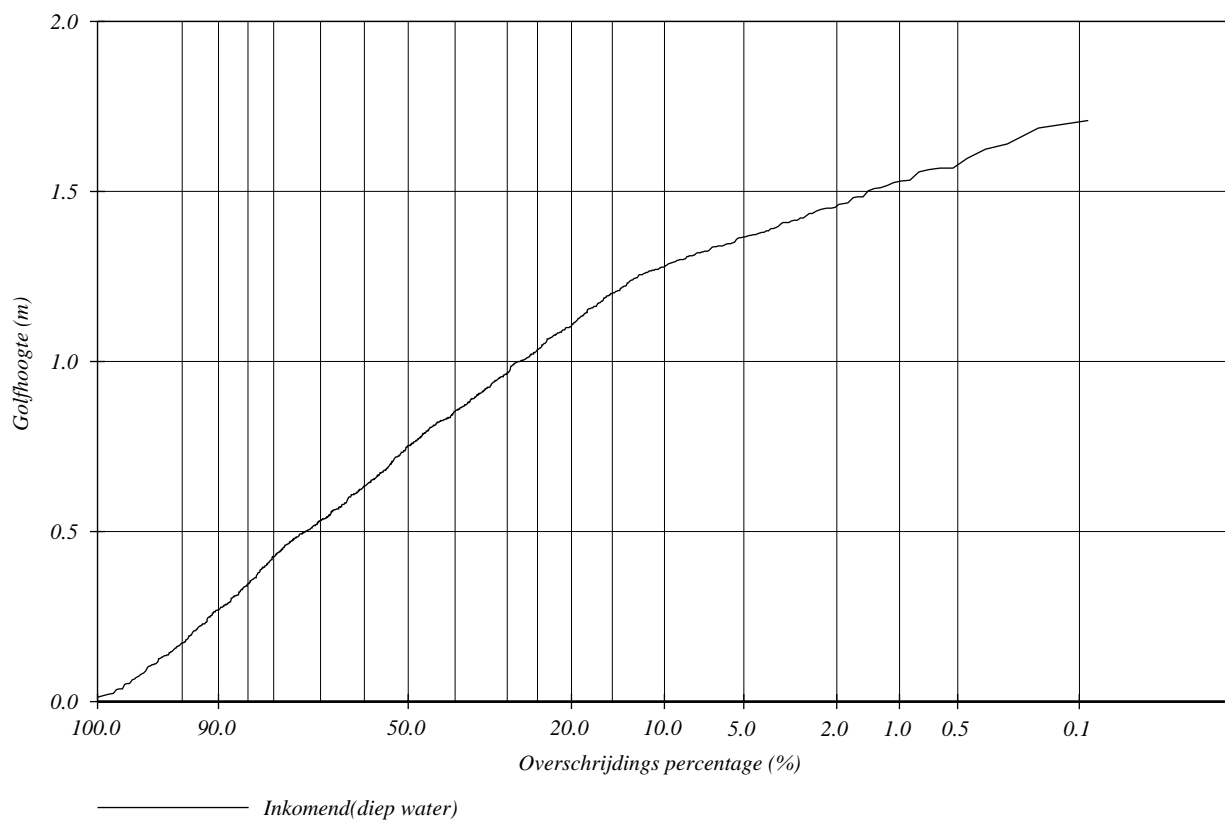
#p11

Inkomend

*WL / delft hydraulics*

H4635

FIG. C.6 c



OVERSCHRIJDINGSKROMME EN  
ENERGIE DICHTHEID SPECTRUM  
(OUDE OPNEMERS)

#p21

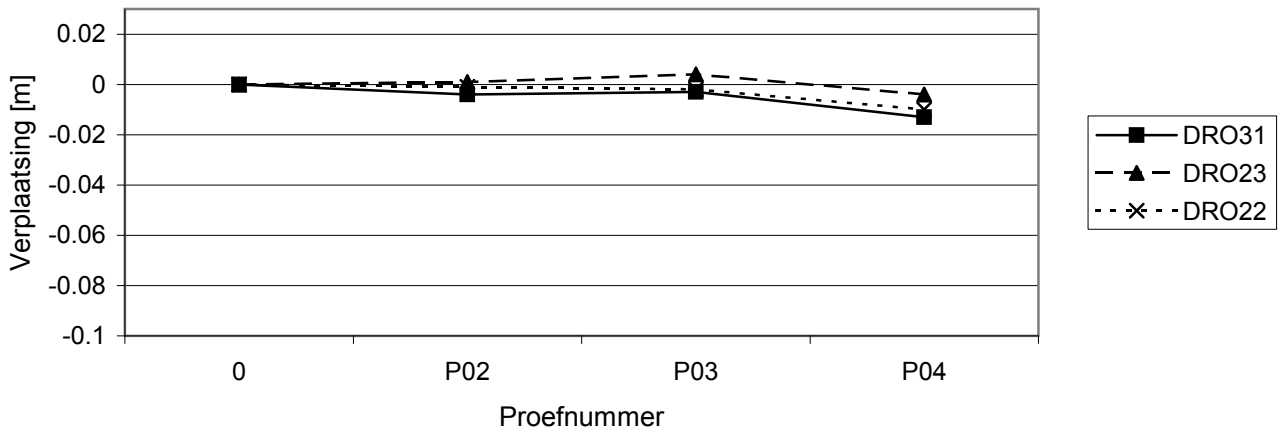
Inkomend

WL / delft hydraulics

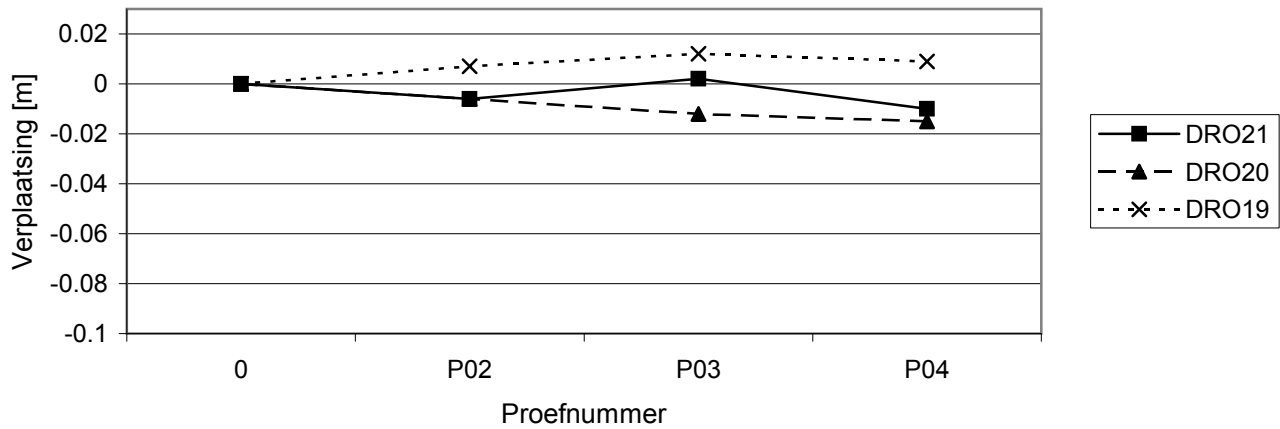
H4635

FIG. C.6 d

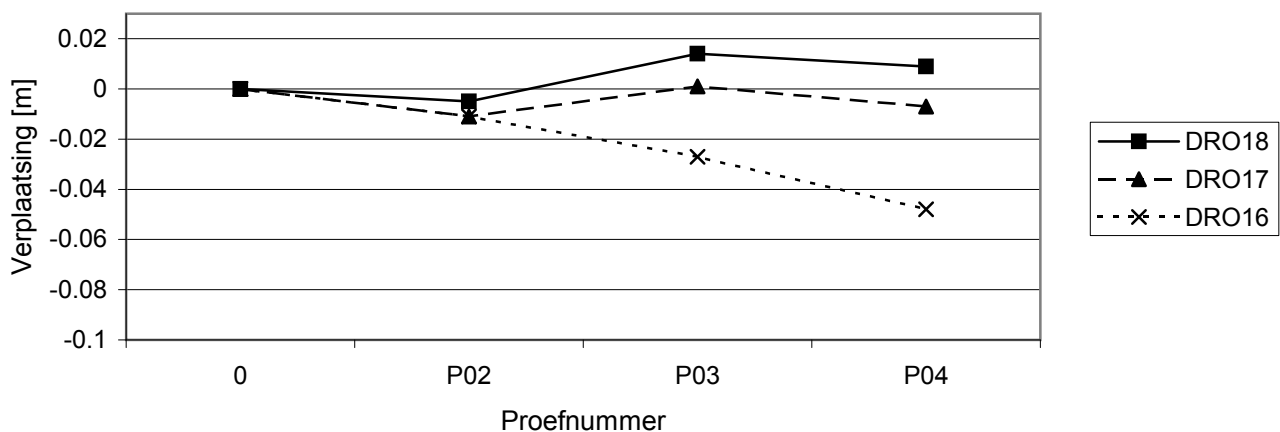
Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in Z richting



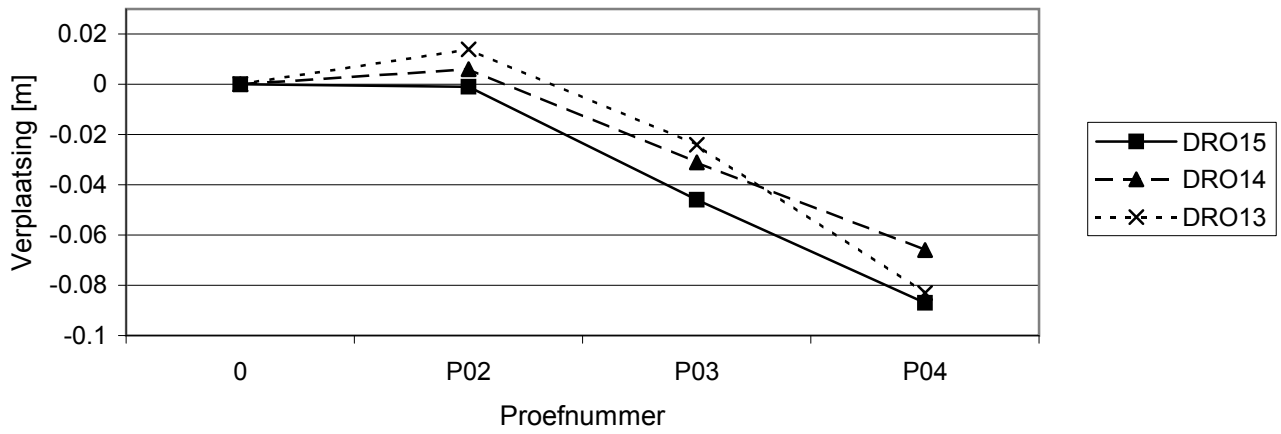
Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in Z richting



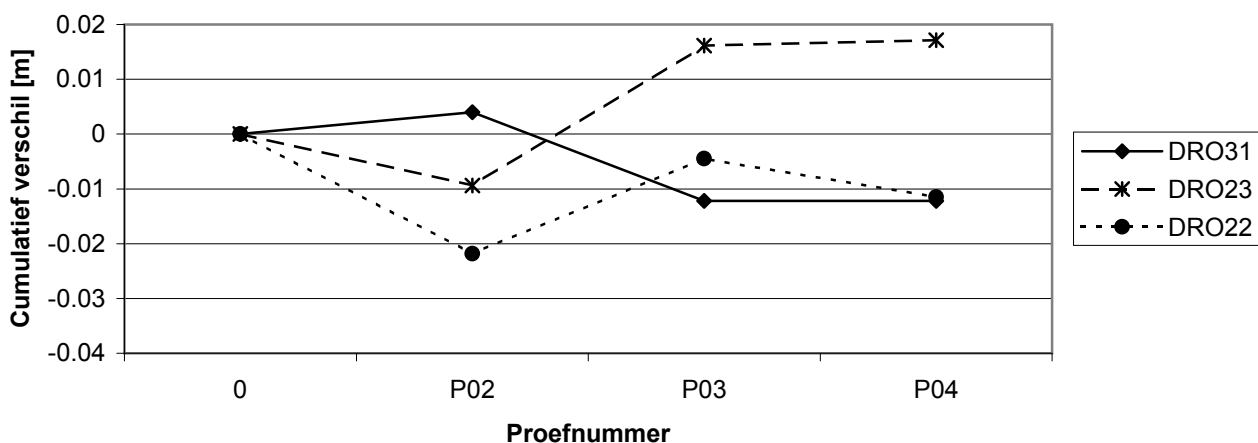
Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in Z richting



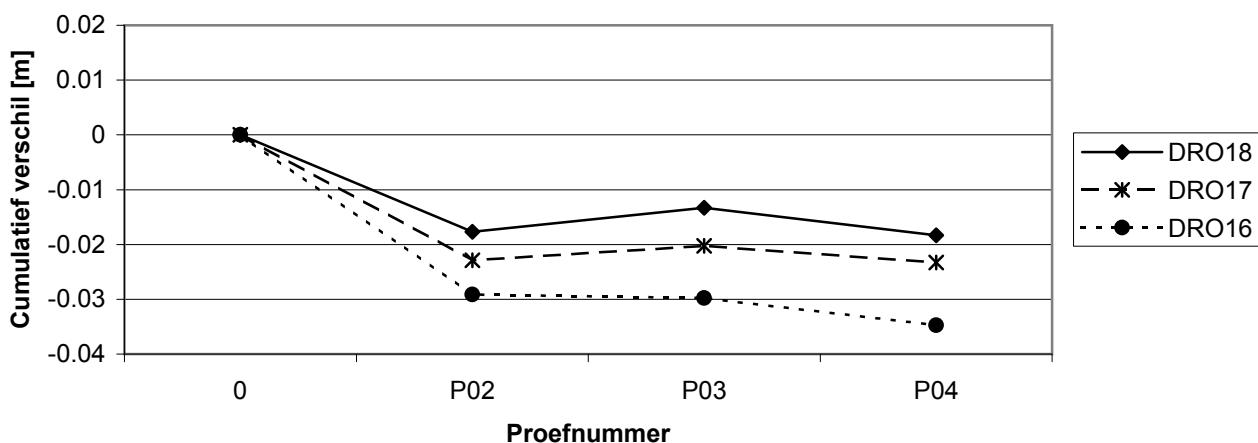
### Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in Z richting



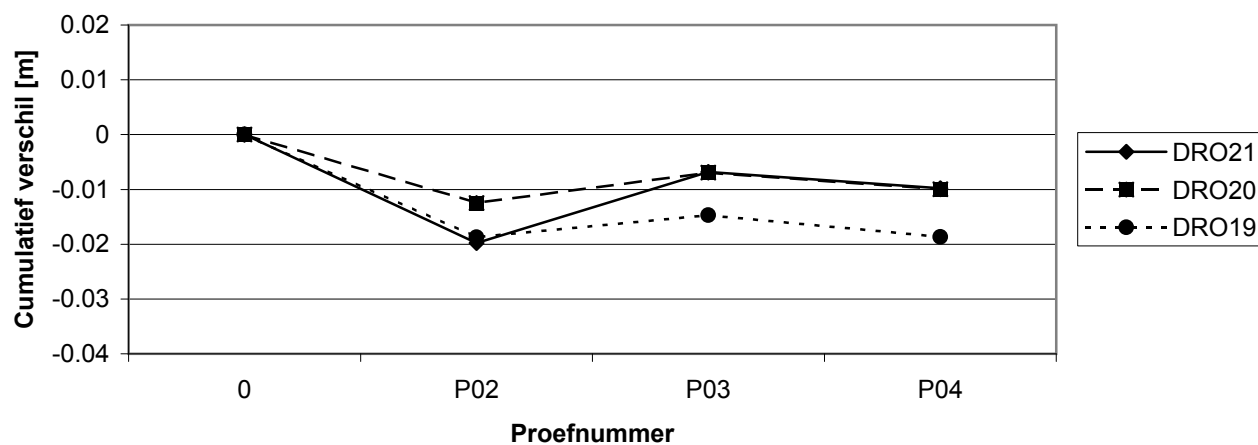
Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in x'-richting



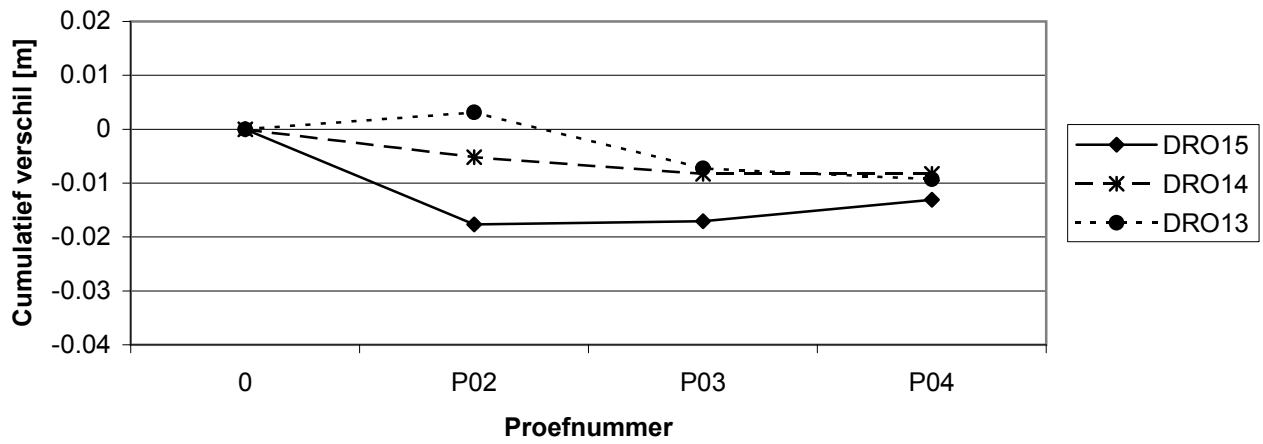
Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in x'-richting



Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in x'-richting



### Verplaatsingen in serie 1 van gemeten punten in x'-richting



Verplaatsingen (afschuiving) in x'-richting van de ingemeten punten meetserie 1

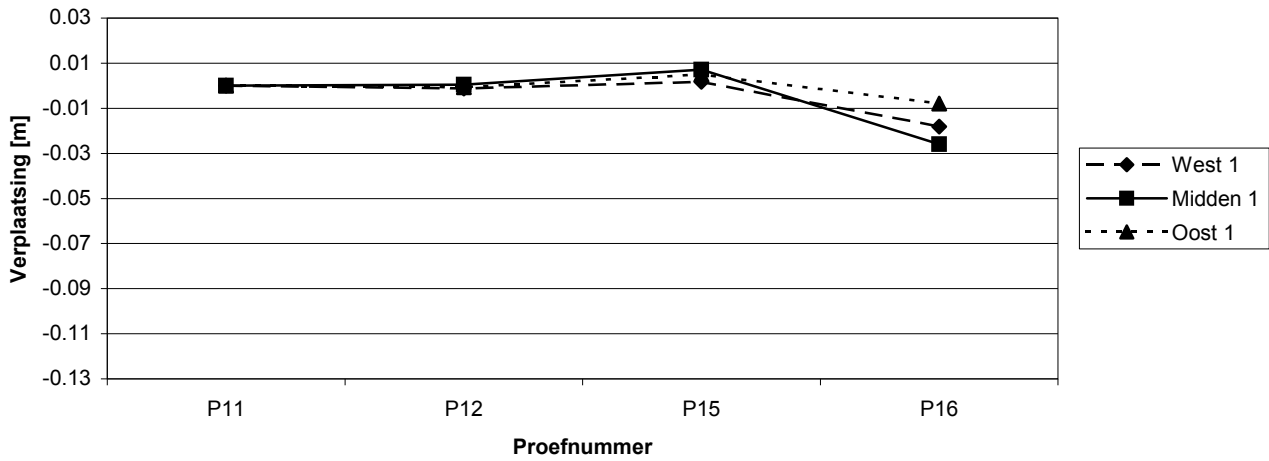
Blad 2

WL | Delft Hydraulics

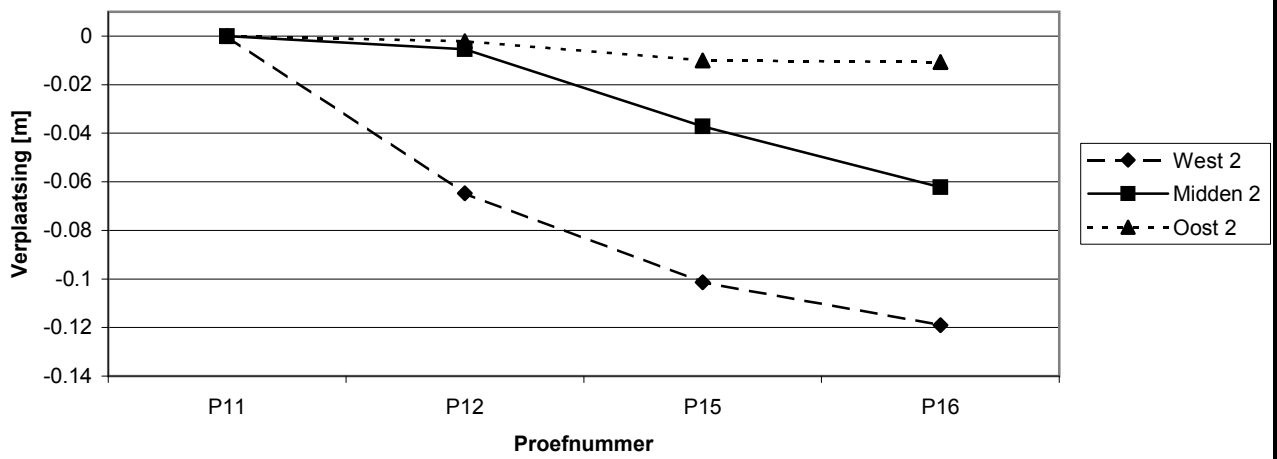
H4635

C.7 D

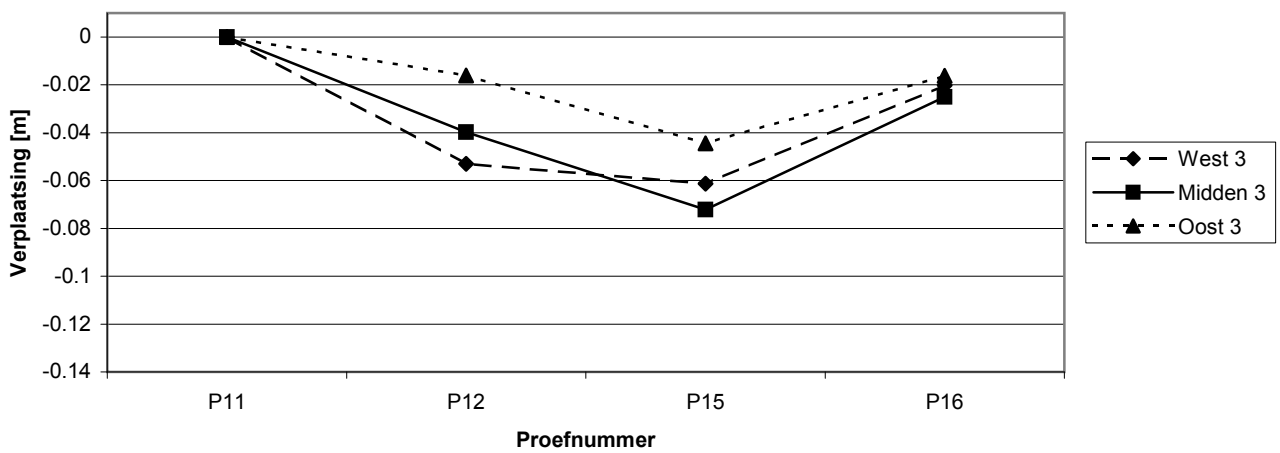
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting

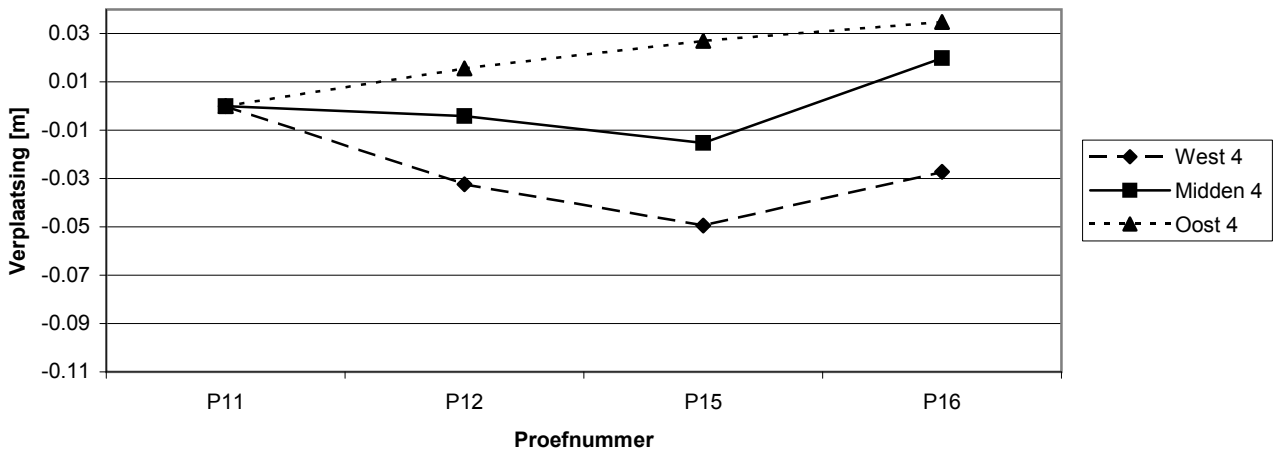


Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting

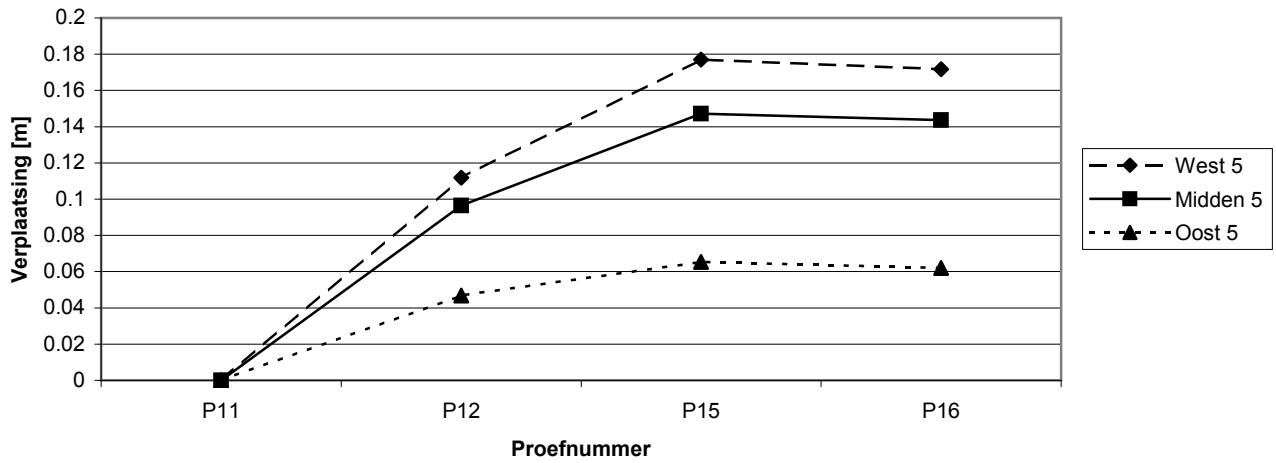




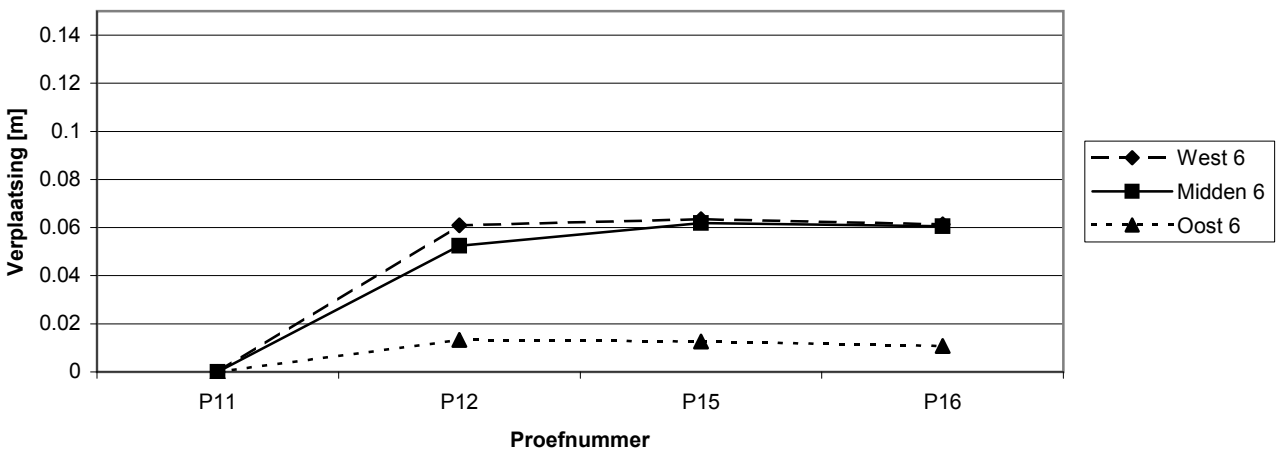
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



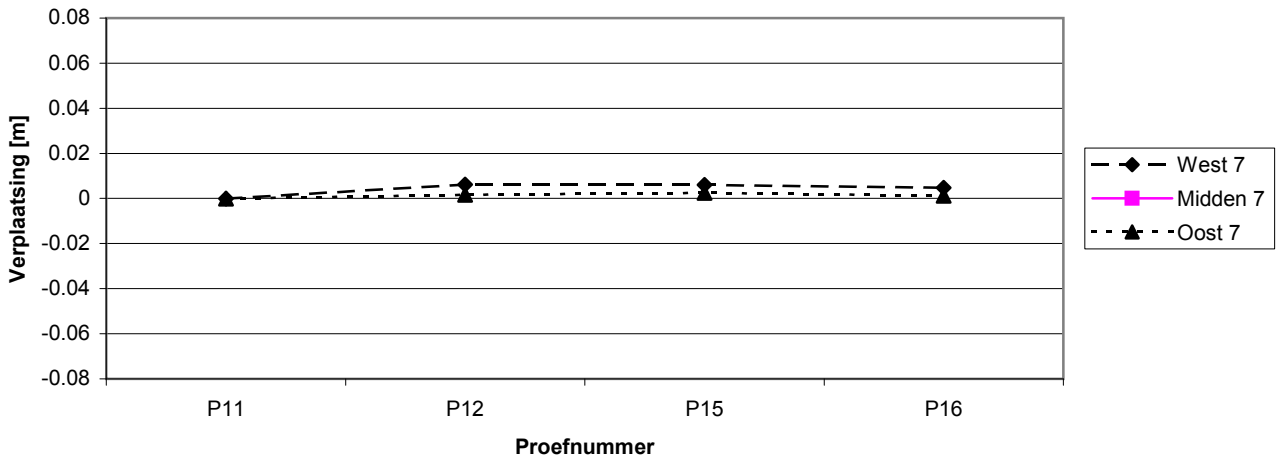
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



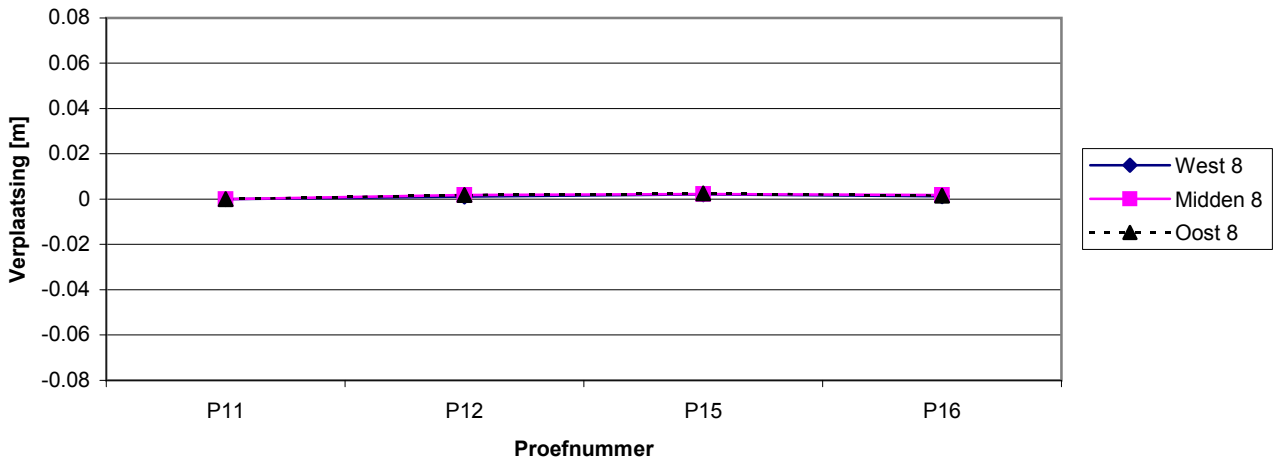
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



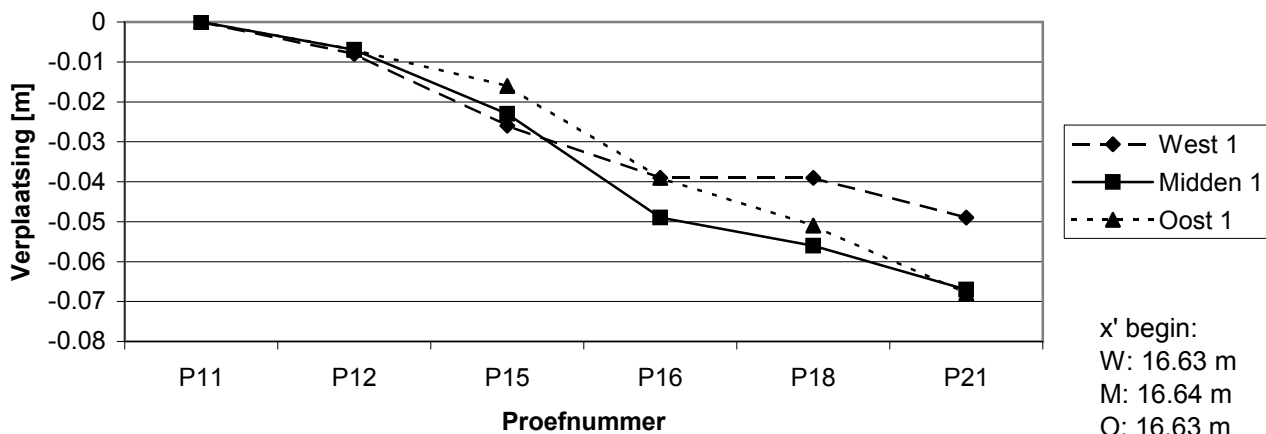
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



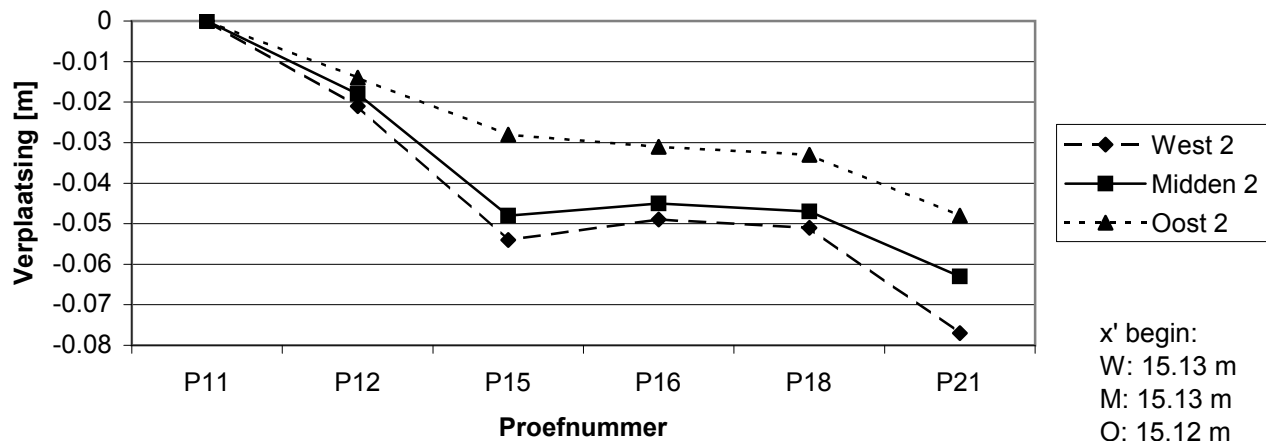
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in Z richting



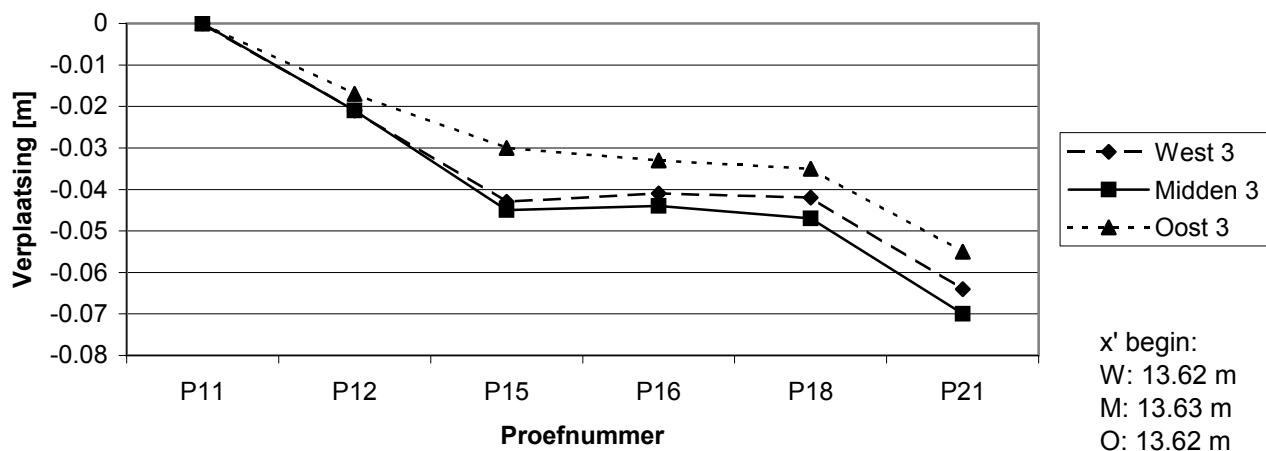
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



Verplaatsingen (afschuiving) in x'-richting van de ingemeten punten meetserie 2

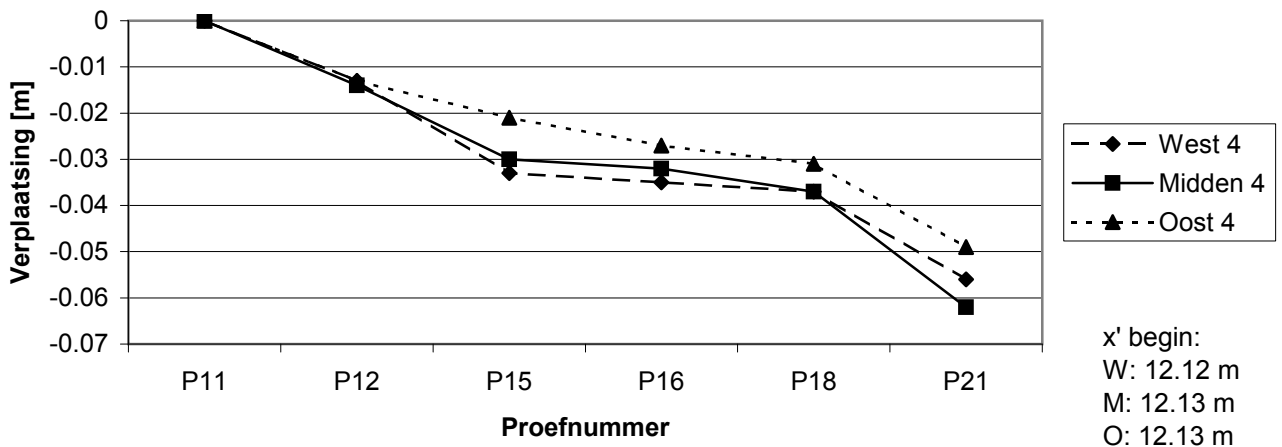
Blad 1

WL | Delft Hydraulics

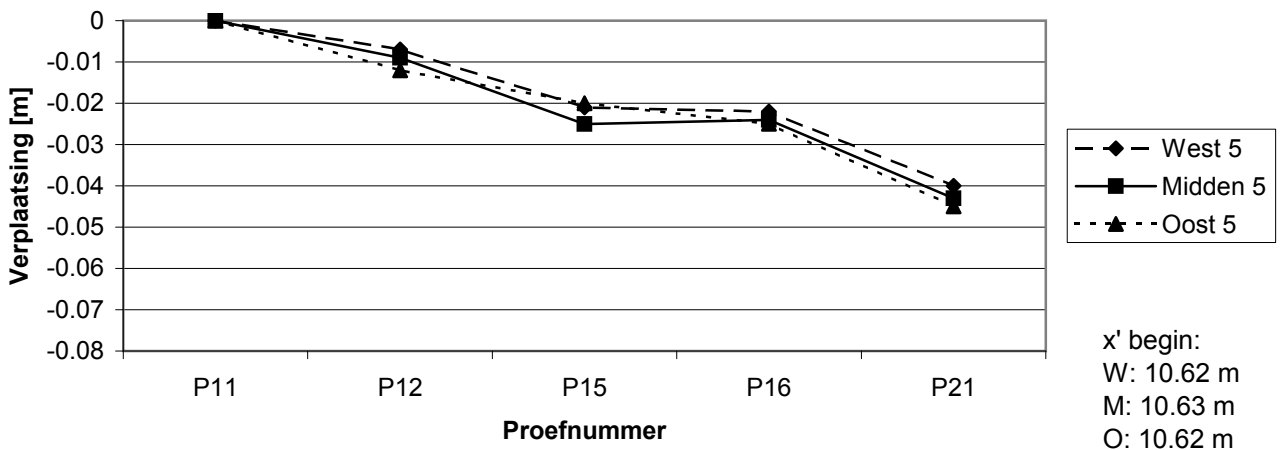
H4635

C.8 D

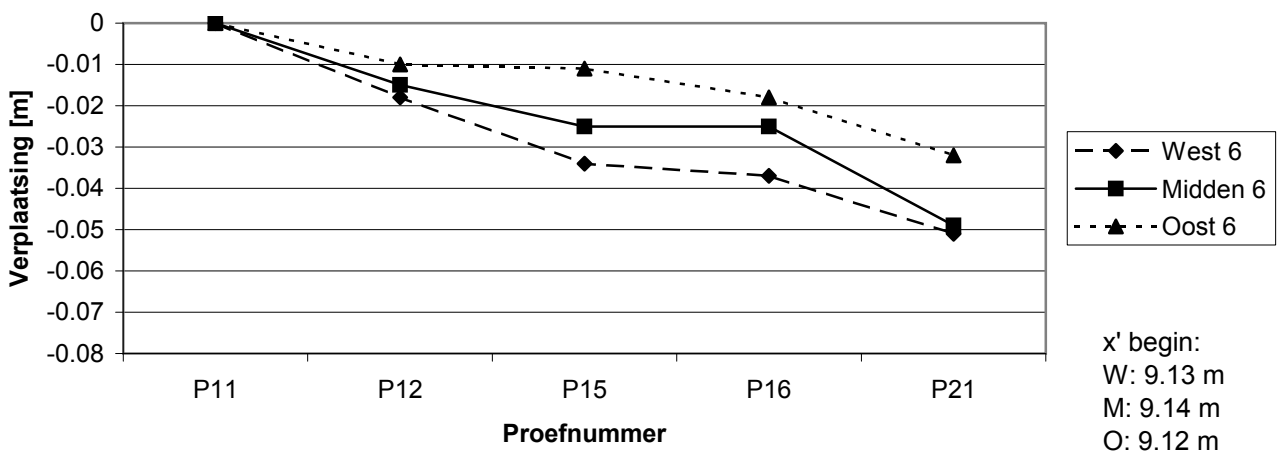
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



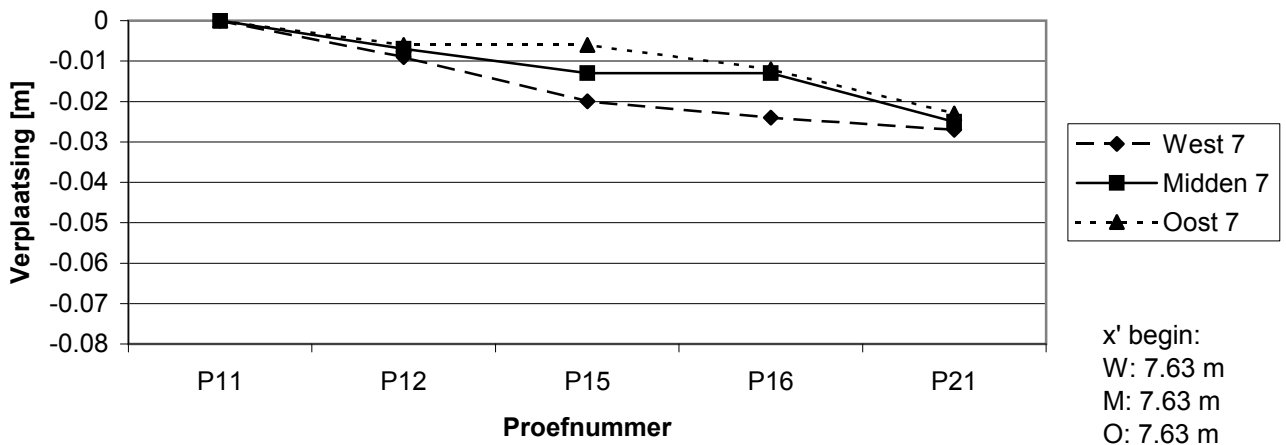
Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



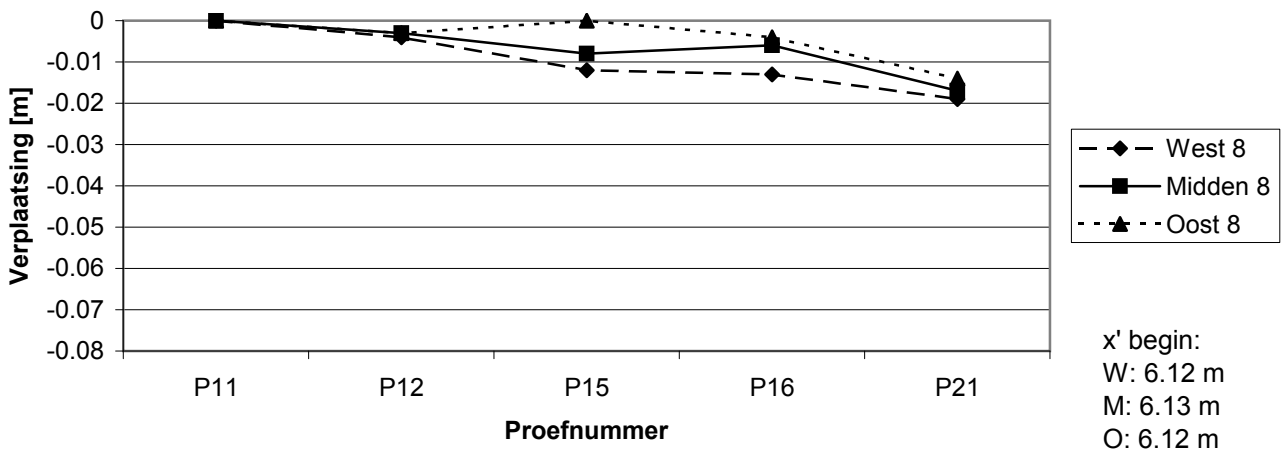
Verplaatsingen (afschuiving) in x'-richting van de ingemeten punten meetserie 2

Blad 2

### Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



### Verplaatsingen in serie 2 van gemeten punten in X' richting



Verplaatsingen (afschuiving) in x'-richting van de ingemeten punten meetserie 2

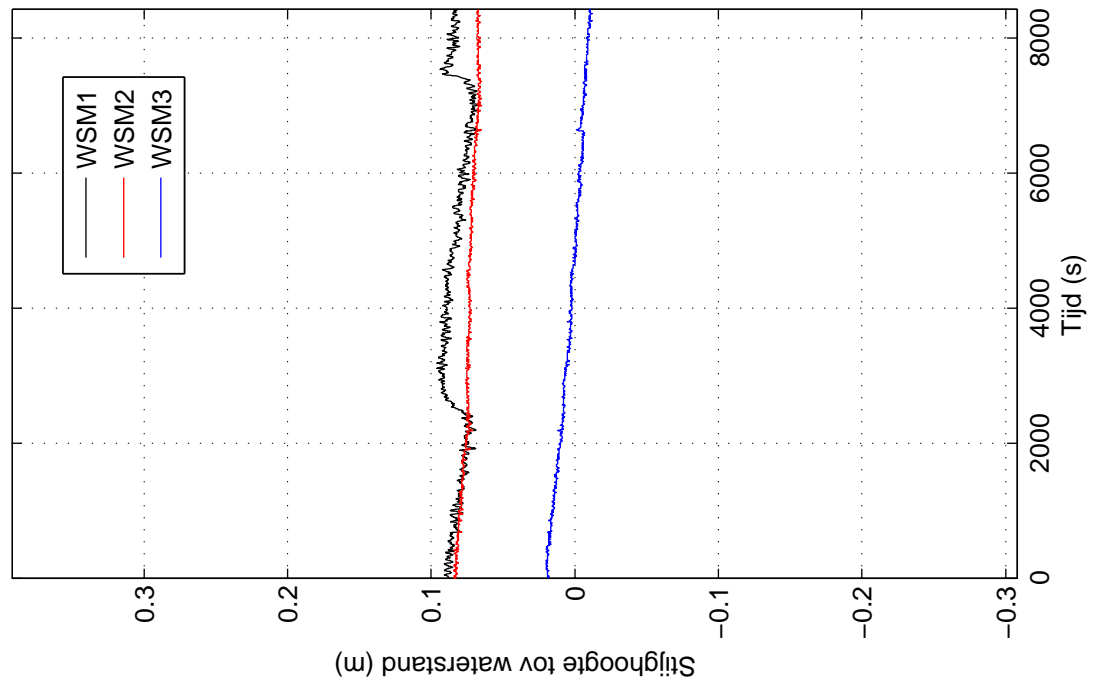
Blad 3

WL | Delft Hydraulics

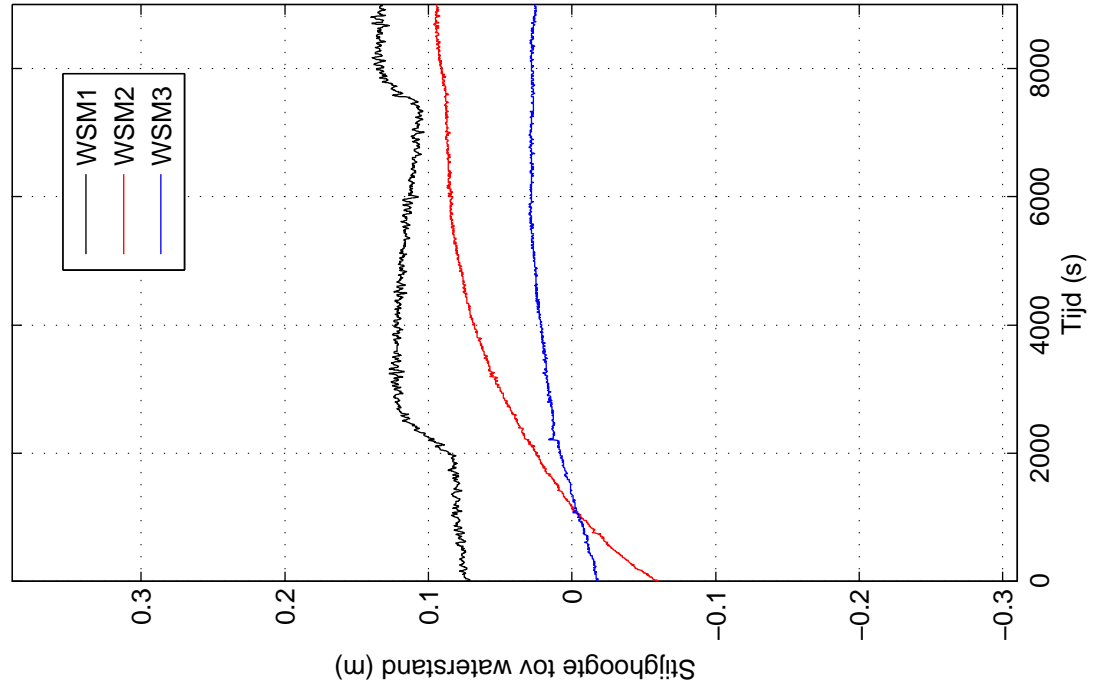
H4635

C.8 F

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P11b

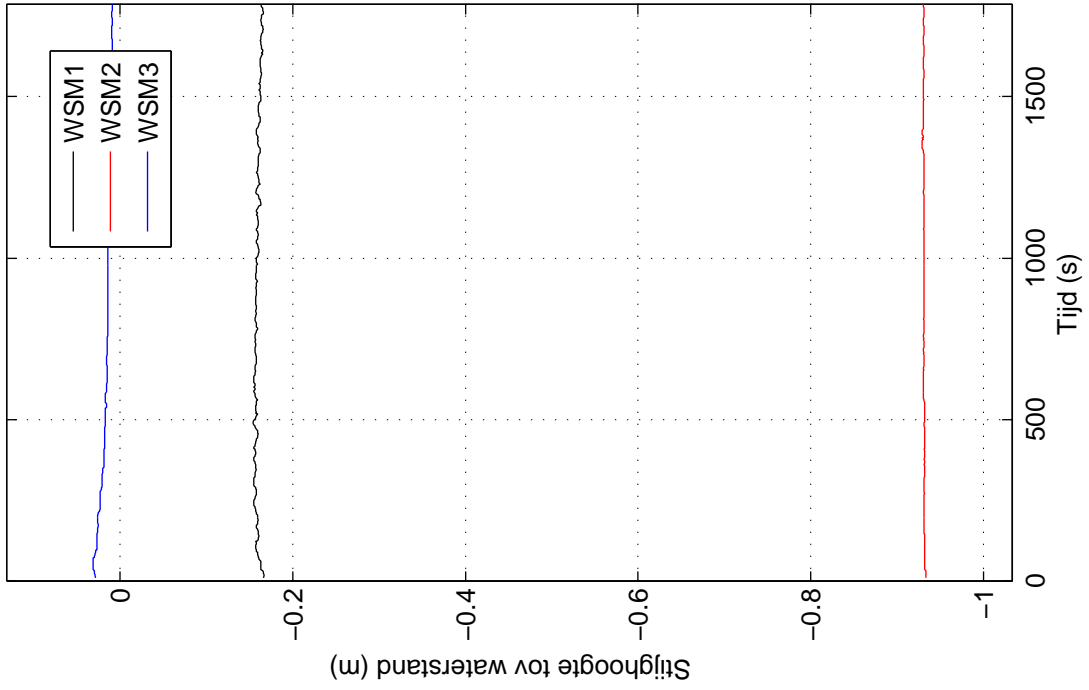


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P11

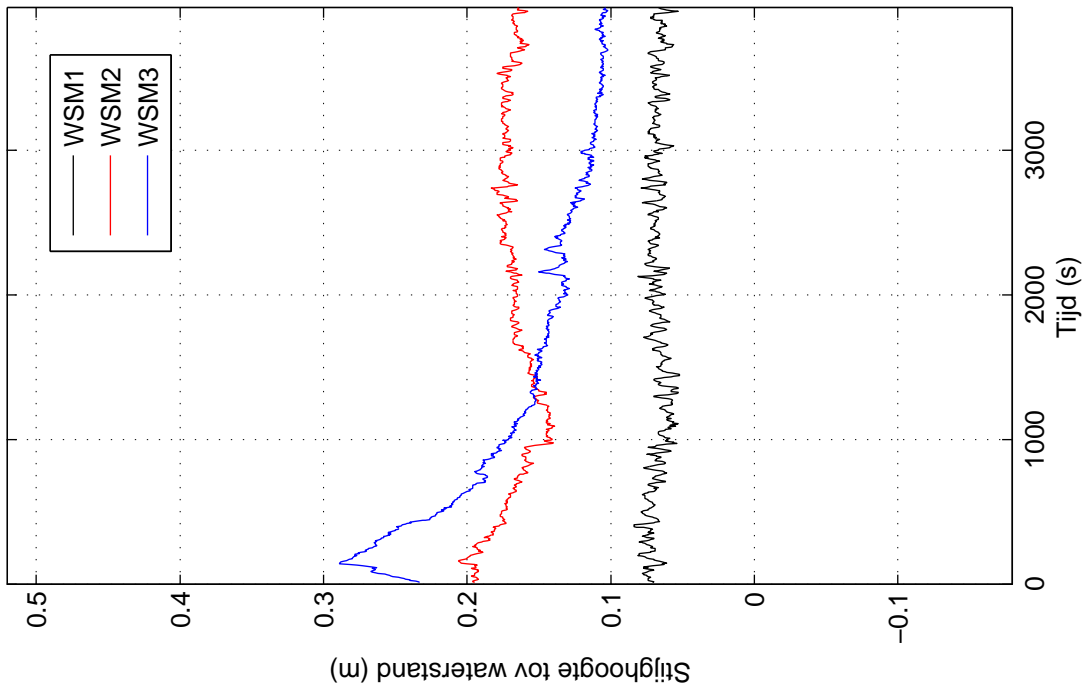


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P11 & P11b	
<b>WL   DELFT HYDRAULICS</b>	H4635	Fig C.9.A

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P12A

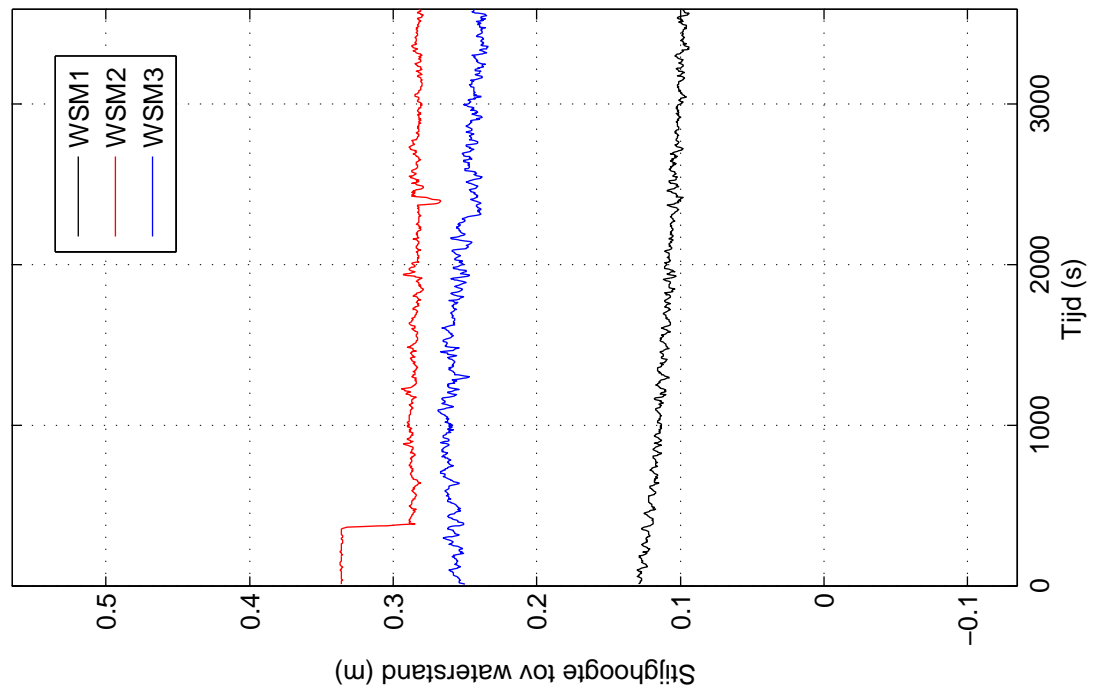


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P12

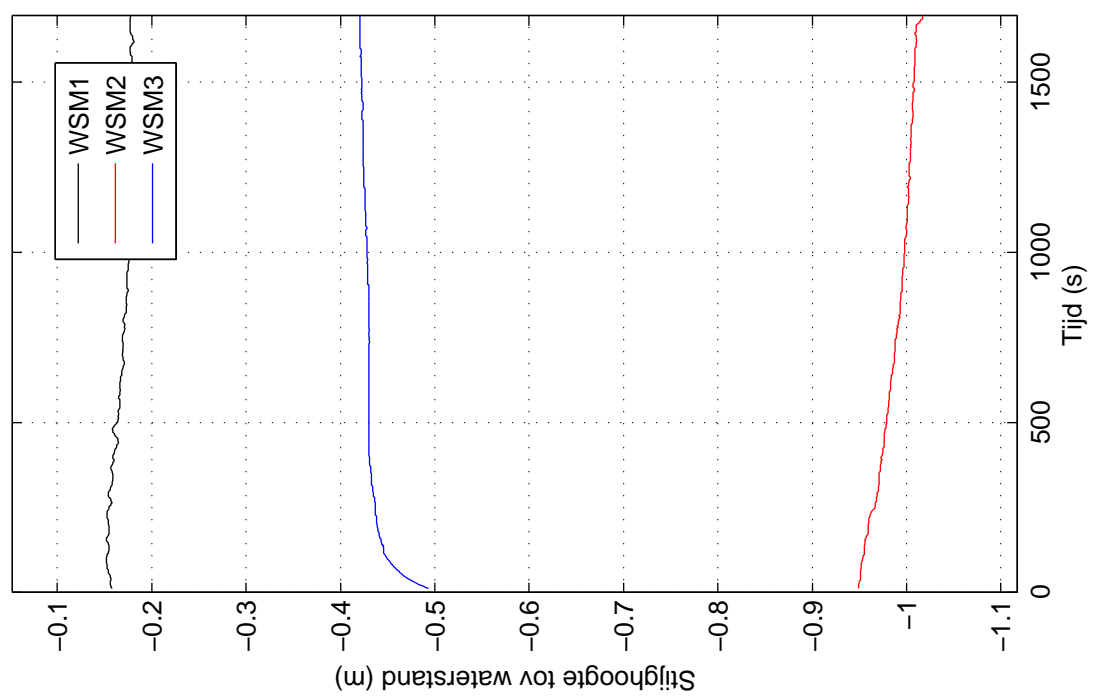


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P12 & P12A	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.B

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P13



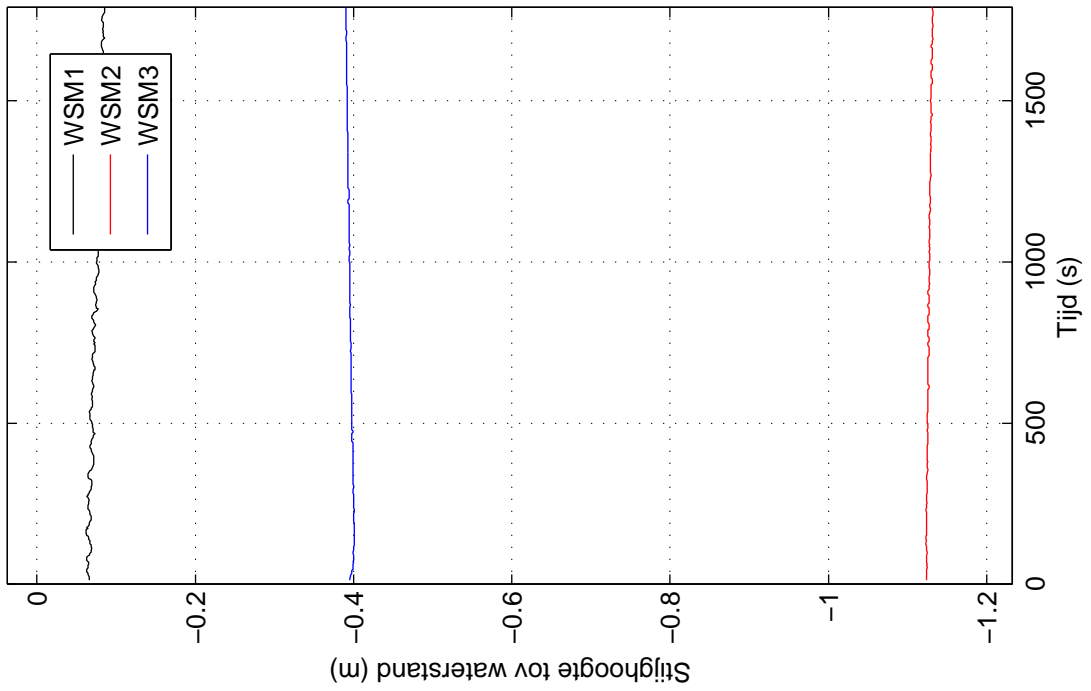
Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P12B



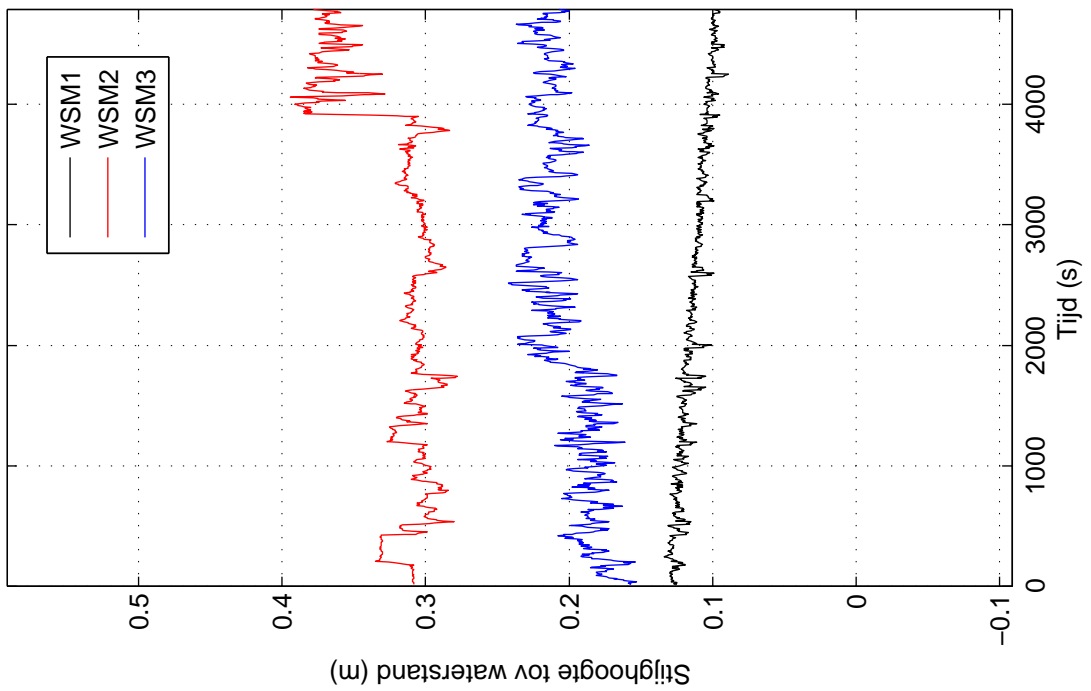
Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P12B & P13	
<b>WL   DELFT HYDRAULICS</b>	H4635	Fig C.9.C



Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P14b

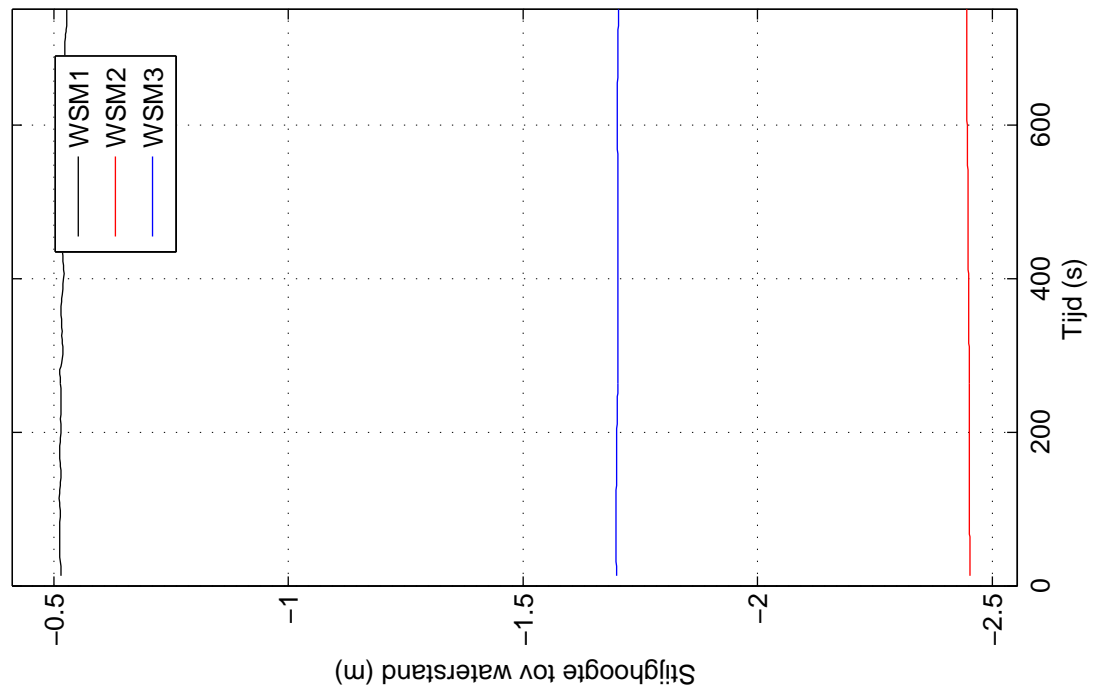


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P14

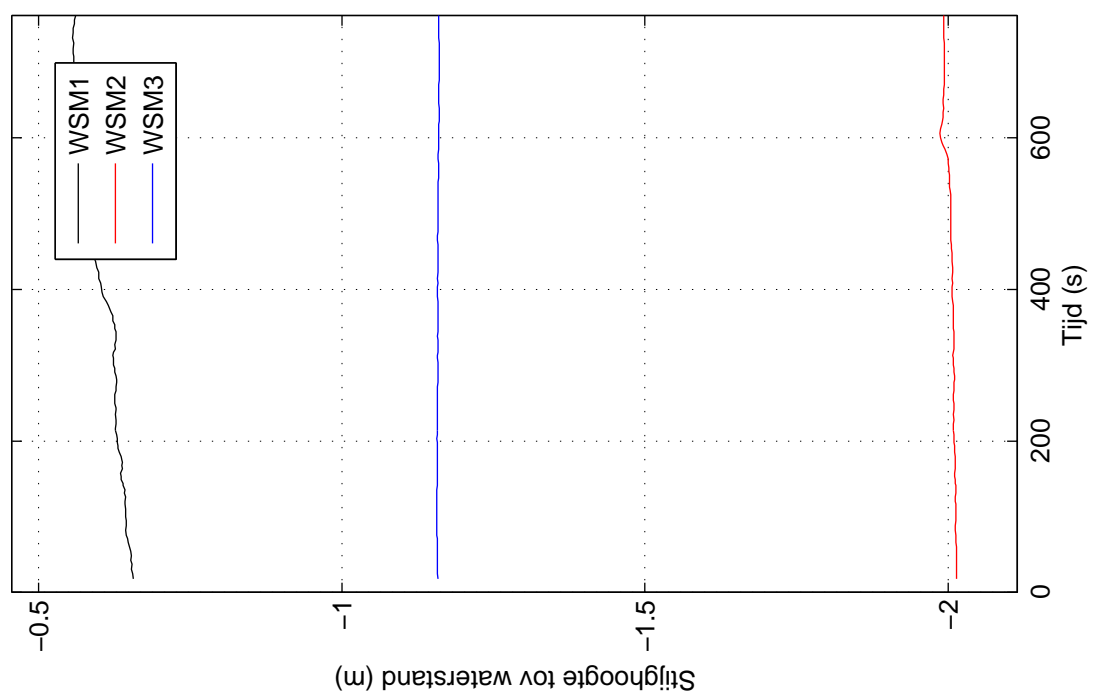


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P14 & P14b	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.D

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P16

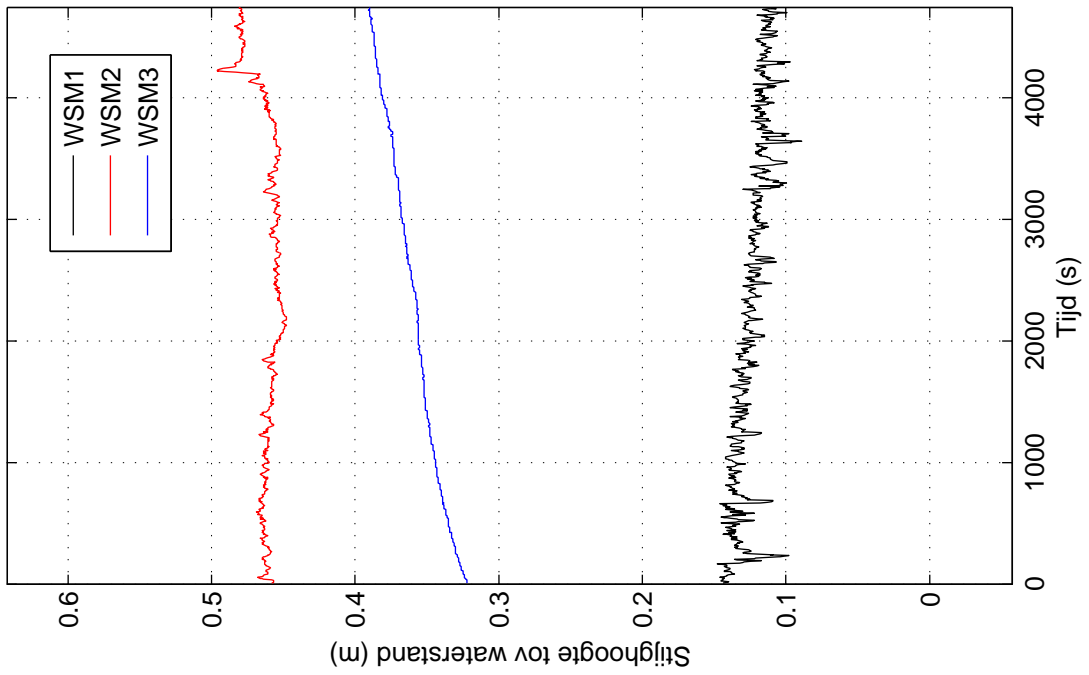


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P15

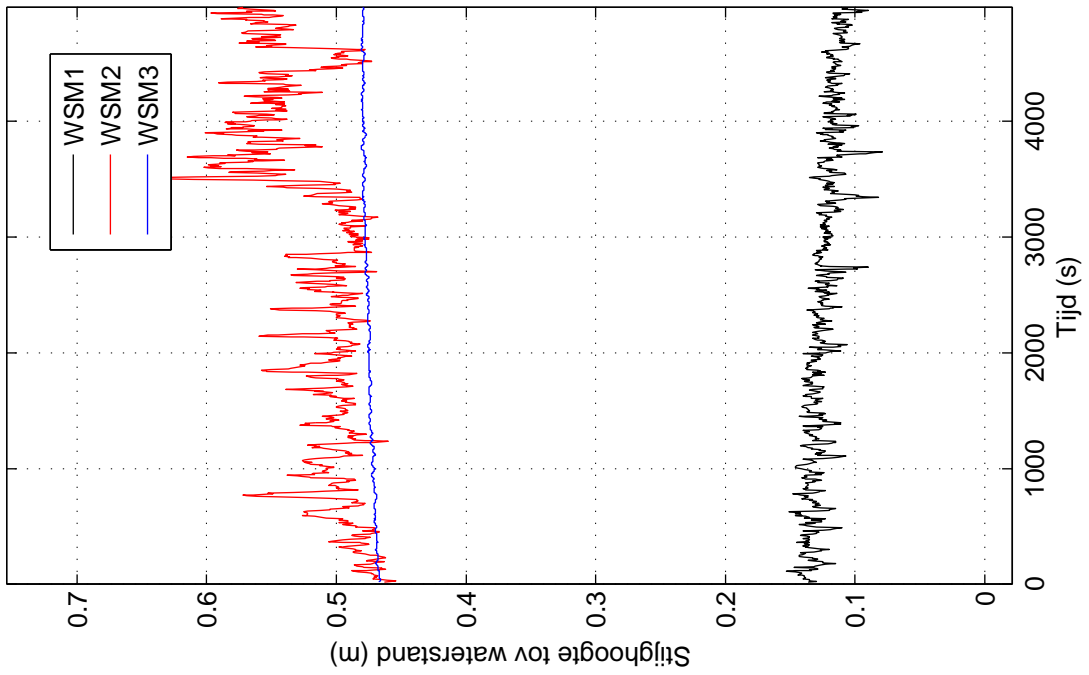


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P15 & P16	
<b>WL   DELFT HYDRAULICS</b>	H4635	Fig C.9.E

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P17

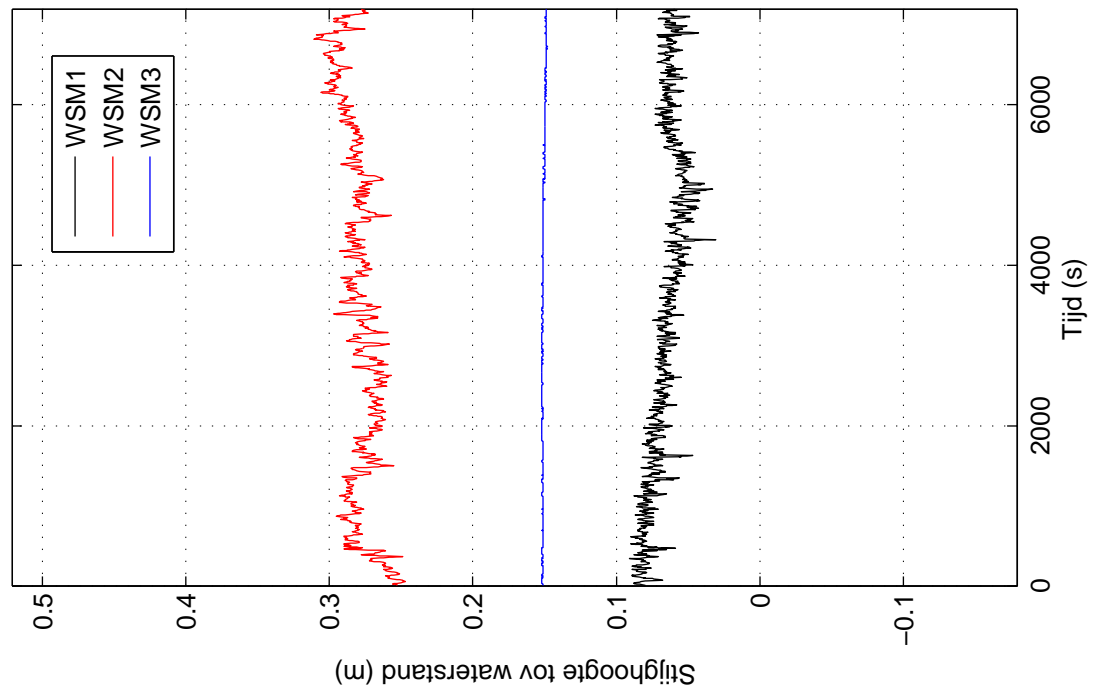


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P18

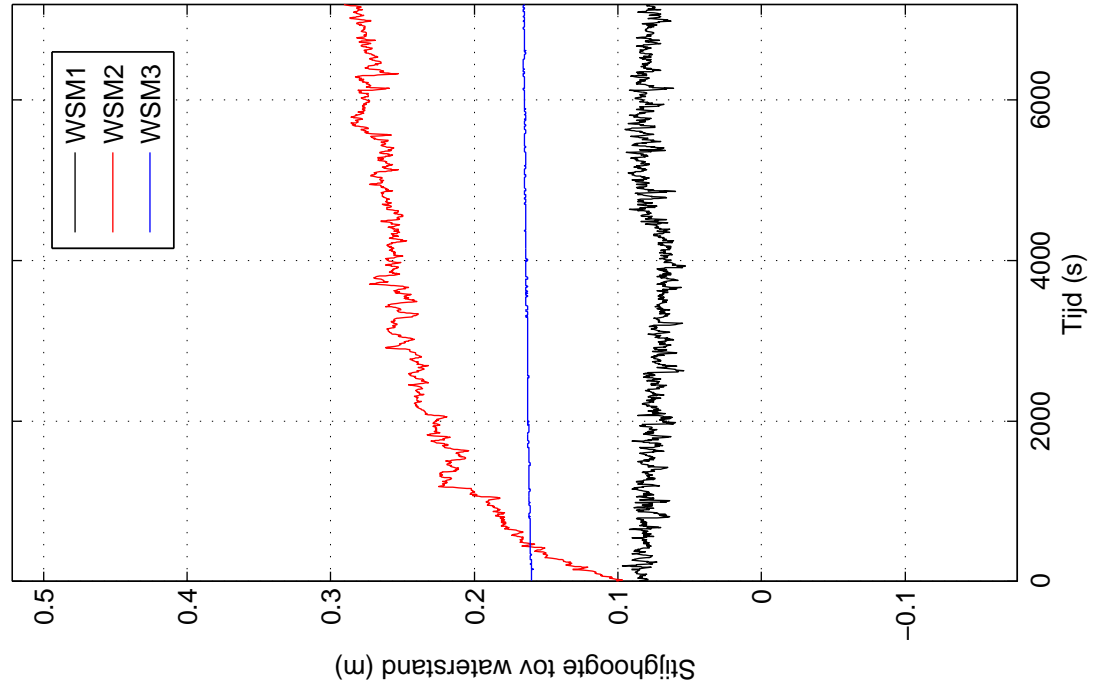


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P17 & P18	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.F

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P20

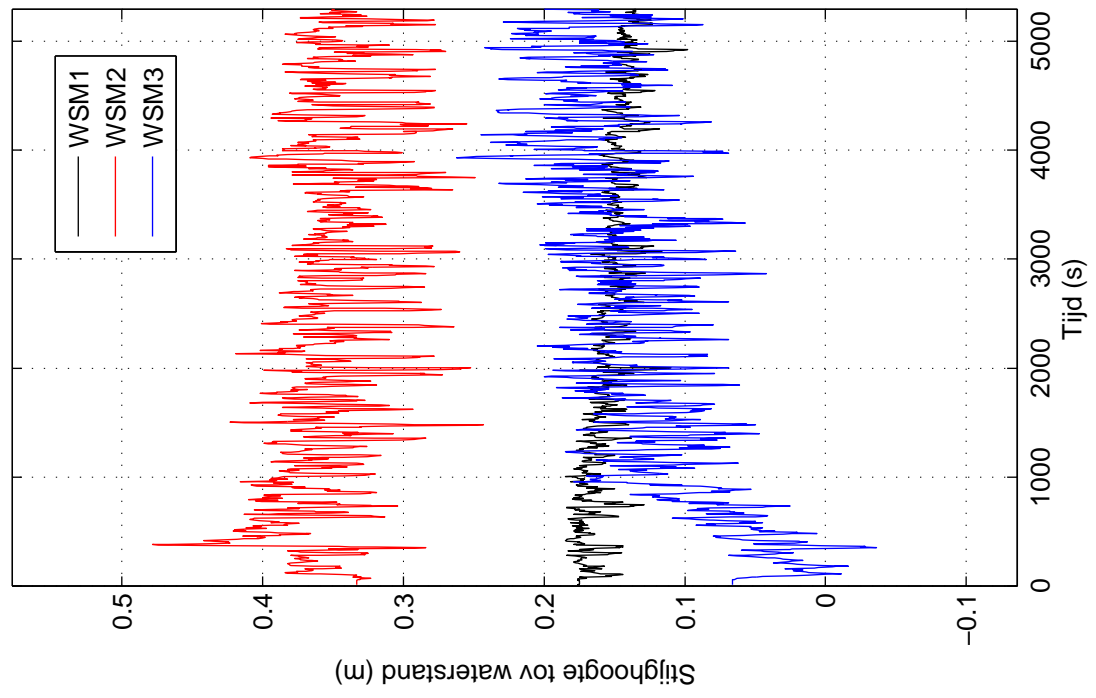


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P19

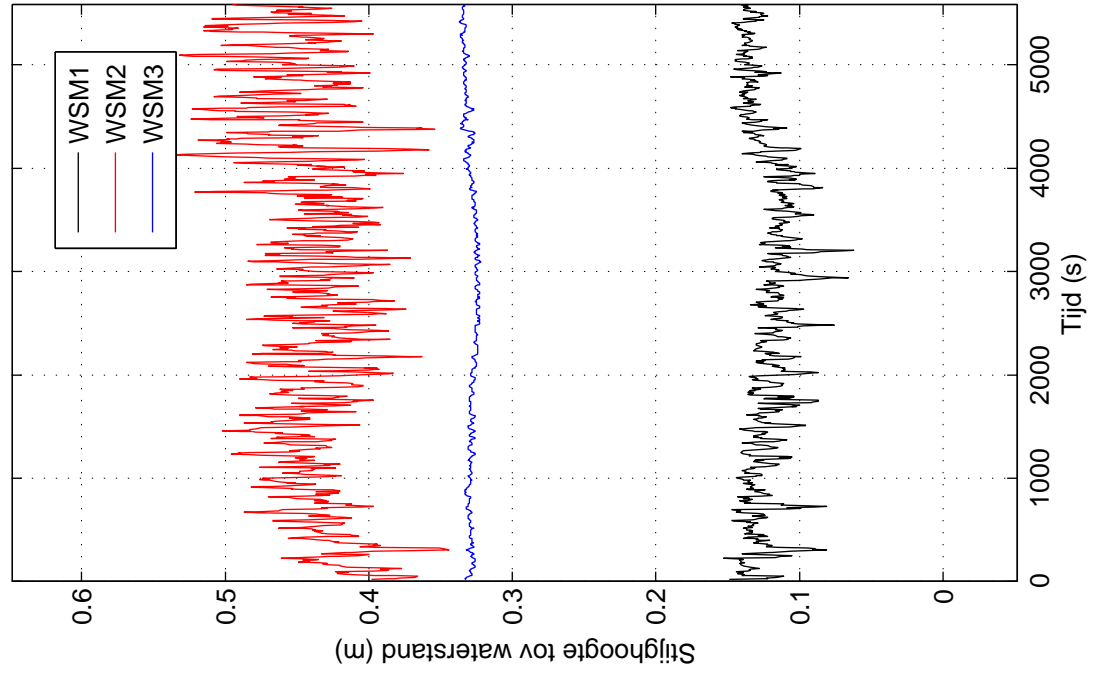


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P19 & P20	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.G

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P22

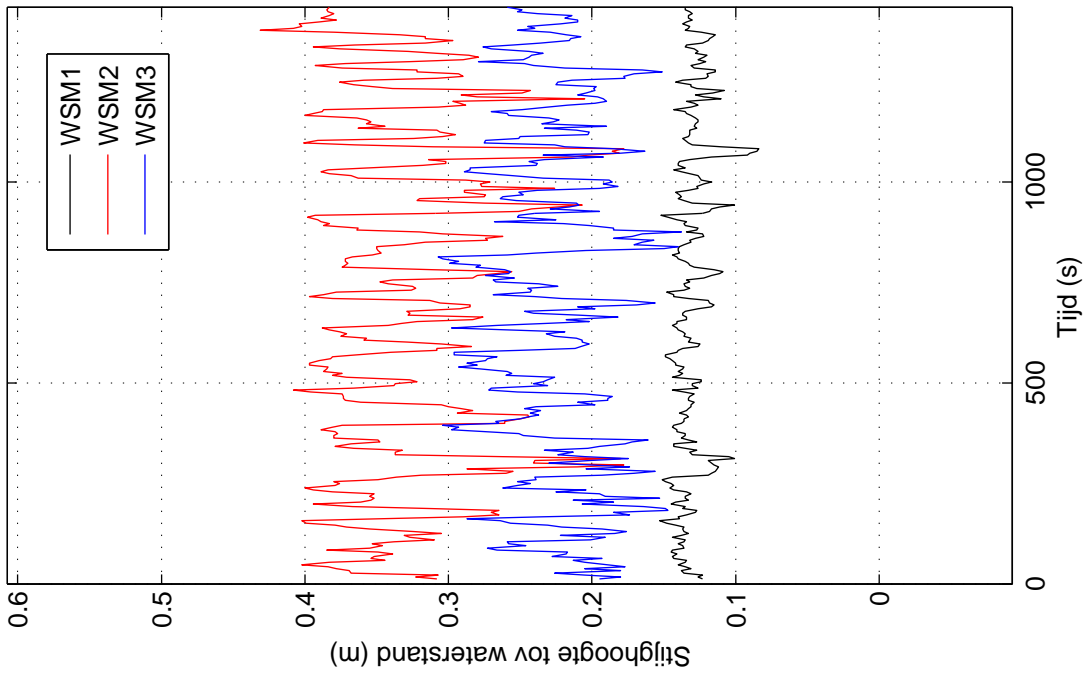


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P21

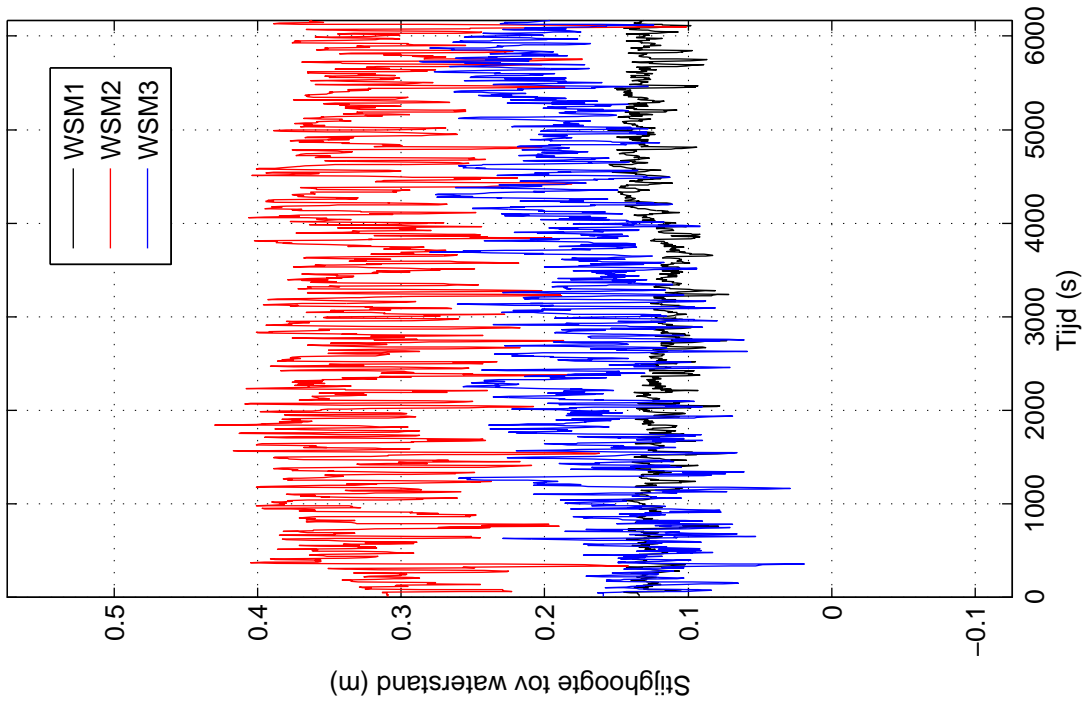


Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P21 & P22	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.H

Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P23a



Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand in P23



Stijghoogten in het zand tov de buitenwaterstand	P23 & P23a	
WL   DELFT HYDRAULICS	H4635	Fig C.9.I



## **D VGD-metingen en eigenschappen gietasfalt**





## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>VGD-metingen op de dijk te Kruiningen.....</b>	<b>5</b>
2.1	Algemeen.....	5
2.2	Opbouw van de bekleding .....	6
2.3	Resultaten van de metingen .....	7
<b>3</b>	<b>VGD-metingen op handmatig ingegoten basaltbekleding .....</b>	<b>10</b>
3.1	Algemeen.....	10
3.2	Uitvoering van de metingen .....	10
3.3	Opbouw van de bekleding .....	11
3.4	Resultaten van de metingen.....	12
<b>4</b>	<b>Met kubels ingegoten en ingezwabberde basaltbekleding .....</b>	<b>14</b>
4.1	Algemeen.....	14
4.2	Uitvoering van de metingen .....	14
4.3	Opbouw van de bekleding .....	14
4.4	Resultaten van de metingen .....	15
<b>5</b>	<b>Laboratorium onderzoek.....</b>	<b>18</b>
5.1	Algemeen.....	18
5.2	Ontwerpmengselsamenstelling.....	18
5.2.1	Bitumentype .....	18
5.3	Laboratoriumresultaten .....	19
<b>6</b>	<b>Conclusies en aanbevelingen .....</b>	<b>21</b>
6.1	Conclusies .....	21
6.2	Aanbevelingen .....	21

Bijlage(n)

## **1 Inleiding**

In dit onderzoek is een ingegoten basaltbekleding gekarakteriseerd aan de hand van valgewichtdeflectiemetingen (VGD-metingen). Het idee hierachter is dat de stijfheid van de bekleding een goede parameter kan zijn om inzicht te krijgen in de sterkte van de bekleding. Deze stijfheid van de bekleding is bepaald aan de hand van de gemeten deflectie en de bekende laagdikte van de bekleding en onderlagen. In totaal zijn in drie meetsessies deflectiemetingen uitgevoerd. De eerste (experimentele) metingen zijn uitgevoerd op de dijk in Kruiningen. De tweede meting is uitgevoerd op een basaltbekleding die is ingewassen en handmatig ingegoten met asfaltmastiek en de derde meting is uitgevoerd op een niet ingewassen basaltbekleding die door middel van kubels en zwabberen is ingegoten.

In hoofdstuk twee, drie en vier zijn de achtergronden en resultaten van de drie afzonderlijke metingen gerapporteerd waarna in hoofdstuk vijf de resultaten van het laboratoriumonderzoek op de asfaltmastiek zijn opgenomen. De conclusies en aanbevelingen zijn gerapporteerd in hoofdstuk 6.

## 2 VGD-metingen op de dijk te Kruijningen

### 2.1 Algemeen

Om na te gaan of een ingegoten basaltbekleding aan de hand van deflectiemetingen gekarakteriseerd kan worden is een proefmeting uitgevoerd te Kruijningen. Bij deze metingen is gekeken naar de opzet van de meetopstelling, de resultaten en of er nog aanpassingen aan de meetopstelling gemaakt moeten worden. In figuur 2.1 is een overzicht gegeven van de metingen op de dijk te Kruijningen.



Figuur 2.1: praktijkmetingen op de dijk te Kruijningen

Ten eerste is gekeken of het VGD geschikt is voor metingen op het talud. Uit de proefmetingen blijkt dat het VGD (en de geofoons) dwars op de helling van het talud gesitueerd dienen te worden om een goede meting uit te voeren. Dit heeft te maken met de opbouw van het apparaat. Bij situering van het VGD in de richting van het talud ontstaat te veel wrijving in de geleiders van het valgewicht. De keuze van de situering van de meetopstelling komt hiermee overeen met de situering die door KOAC-NPC al jaren op asfaltdijkbekledingen wordt gehanteerd.

Ten tweede is gekeken naar de resultaten van de deflectiemetingen. Het is in het algemeen zo dat de deflectie afneemt naarmate de afstand tot het lastcentrum toeneemt. Uit de proefmetingen blijkt dat in dit geval de metingen op een afstand groter dan 900 mm van het lastcentrum niet altijd afnemen met de afstand tot het lastcentrum. Deze onregelmatigheden kunnen het gevolg zijn van het feit dat de deflecties op grotere afstand van het lastcentrum zo klein worden dat de meetonnauwkeurigheid overheerst. Deze foutieve data waarden zijn vervangen door handmatig geïnterpoleerde of geëxtrapoleerde waarden. Omdat de stijfheid van

de bovenste lagen wordt berekend uit de deflecties tussen 0 en 600 mm à 900 mm zal de interpolatie en extrapolatie weinig tot geen invloed hebben op de berekende stijfheden. Indien de deflecties (op enig punt) tussen 0 en 600 mm vanaf het lastcentrum niet afnemen is de meting als foutief bestempeld en niet meegenomen in de analyse.

De berekende stijfheden dienen tevens als referentiewaarden voor de stijfheid van de bekleding in de Deltagoot. In verband met het opkomend hoog water zijn de metingen op de bovenste strook van de bekleding uitgevoerd. Later bleek dat deze strook bij de recente dijkversterking opnieuw is gezet. Uit de kernboringen is gebleken dat de asfaltmastiek in de bovenste strook afwijkend is van het overige deel van de bekleding, zowel qua samenstelling als qua viscositeit (en naar verwachting ook qua stijfheid).

## 2.2 Opbouw van de bekleding

Om inzicht te krijgen in de opbouw van de constructie zijn vier kernen geboord met een diameter van 150 mm. In figuur 2.2 is een overzicht gegeven van de opstelling tijdens het boren.



Figuur 2.2: Uitvoering van de boringen

De kernen zijn afkomstig van de dijk bij Kruiningen uit een vak van circa 100 m ter hoogte van dijkpaal 18.0. Het onderliggende filter is volledig ingezand en dichtgeslibd. Als penetratie is een gietasfalt toegepast. Dit is een asfaltmastiek waaraan fijn grind (2-6 mm o.i.d.) is toegevoegd. De resultaten van de kernboringen zijn weergegeven in tabel 2.3

Tabel 2.3: gegeven van de kernboringen te Kruiningen

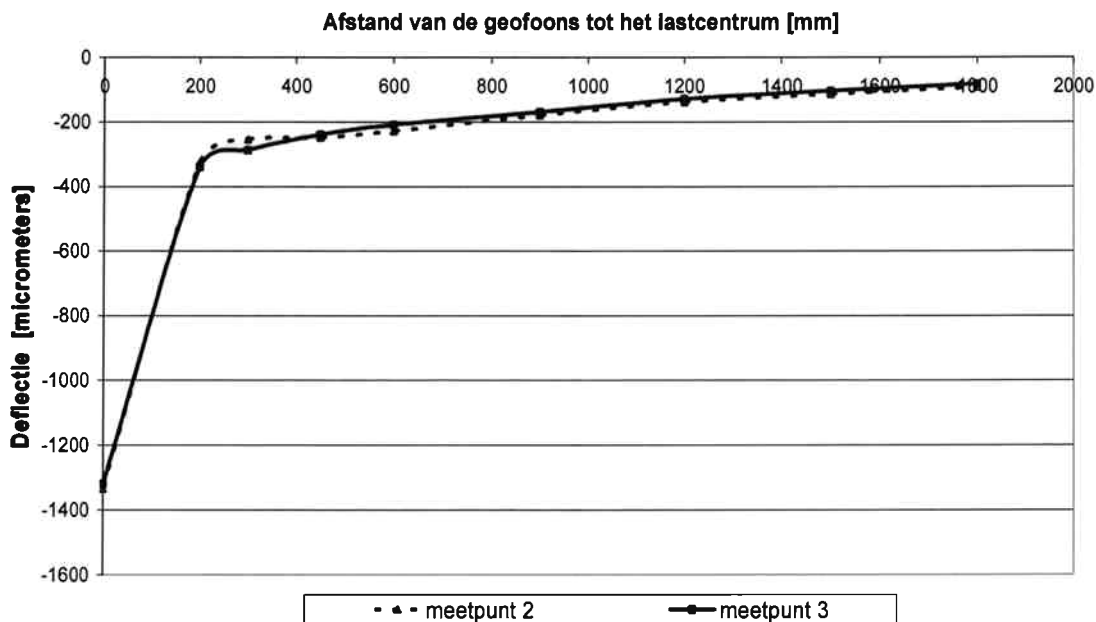
Kern nr.	Hoogte basalt [cm]	penetratiediepte gietasfalt [cm]	$L_0^*$ [cm]	bijzonderheden
B1	24-32	12-14	228	Geen samenhang tussen gietasfalt en basaltzuilen. (Brede) voeg half gevuld met granulair materiaal.
B2	28-34	20-28	52	Samenhangende kern. Kern geboord uit strook die recent opnieuw gezet is. Asfaltmastiek (dus zonder grind of steenslag). Mastiek tot in uitvullaag.
B3	23-25	23-25	162	Samenhangende kern. Mastiek tot in uitvullaag/filter. Voeg lokaal niet gevuld.
B4	19-25	19-25	183	Samenhangende kern. Mastiek tot in uitvullaag/filter.

\*  $L_0$  = afstand vanaf de overgangsconstructie aan de bovenzijde van de ingegoten bekleding

De mastiek in kern B2 is duidelijk afwijkend van die van de overige kernen. De mastiek bevat geen steenslag of grind en is veel viskeuzer. Na enkele dagen was deze kern volledig vervormd terwijl de overige kernen de oorspronkelijke vorm behielden. Gebleken is dat deze kern afkomstig is uit een kern die recent opnieuw gezet en ingegoten is. In bijlage 1 zijn foto's van de boorkernen opgenomen.

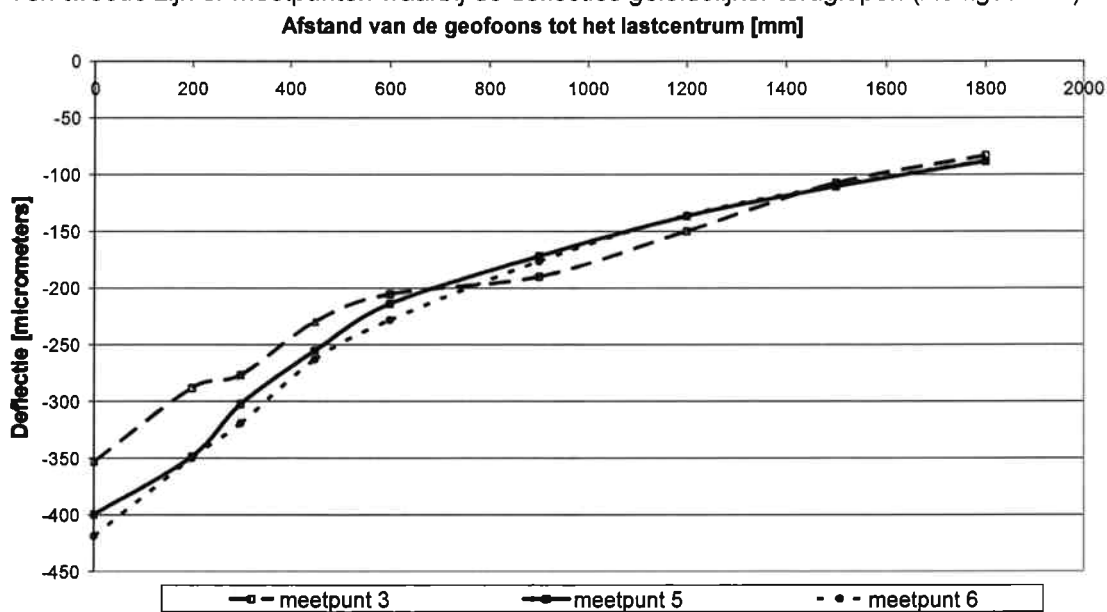
### 2.3 Resultaten van de metingen

Voor de evaluatie van de metingen zijn ten eerste de ruwe meetdata van de deflectiemetingen bekeken. Op meetdata waarvoor de meetfout kennelijk overheerst is een correctie volgens bovengenoemde methode (interpolatie of extrapolatie) toegepast of het punt is geheel verwijderd. De deflecties van de bekleding zijn uitgezet tegen de afstand van de geofoons tot het lastcentrum. Hierbij zijn duidelijk twee vormen waar te nemen. Ten eerste zijn er meetpunten die een zeer grote centrumdeflectie hebben waarna de deflectie van de volgende geofoons direct sterk teruglopen (zie metingen in figuur 2.4).



Figuur 2.4: Deflectiekromme indien "afschuiving" dominant is

Ten tweede zijn er meetpunten waarbij de deflecties geleidelijker teruglopen (zie figuur 2.5).



Figuur 2.5: Deflectiekromme indien "buiging" dominant is

Dit verschil wordt veroorzaakt door het verschil in lastspreiding (samenhang) van de bekleding. Uit de figuren 2.4 en 2.5 wordt direct een goed inzicht gekregen in de samenhang van de bekleding. Indien sprake is van plaatwerking tussen de elementen zal de teruggerekende stijfheid van de bovenlaag (van ingegoten basalt) een goede indicatie geven van de mate van samenhang. Algemeen kan er vanuit gegaan worden dat naarmate de stijfheid van de ingegoten basaltbekleding hoger is, de onderlinge samenhang van de zuilen beter is, en de

bekleding minder gevoelig is voor verlies van zuilen t.g.v overdruk. In tabel 2.6 staan de berekende laagstijfheden van de metingen op de dijk van Kruiningen.

Tabel 2.6: teruggerekende laagstijfheden [MPa.] van metingen te Kruiningen

meetpunt	6	5	4	3	2
laag					
ingegoten basalt	1684	1761	2629	106	103
filter laag (steenslag)	97	126	298	24102	37332
ondergrond	64	62	36	63	55

Bij de meetpunten 2 en 3 zijn nogal afwijkende laagstijfheden berekend. Deze buigstijfheden zullen het gevolg zijn van het feit dat de bekleding hier vervormt door afschuiving en de laagstijfheden op een andere manier teruggerekend dienen te worden.



### 3 VGD-metingen op handmatig ingegoten basaltbekleding

#### 3.1 Algemeen

Bij deze eerste metingen in de Deltagoot zijn de metingen uitgevoerd op een handmatig ingewassen en ingegoten bekleding met basaltzuilen van 13 cm hoog. Tijdens deze metingen zijn gewichten van het valgewicht gehaald om de veroorzaakte deflecties te reduceren. In totaal zijn 13 metingen uitgevoerd waarbij de eerste twee metingen (aan de bovenzijde van het talud) uitgevoerd zijn op een constructie met basaltzuilen die een hoogte hebben van 23 tot 26 cm. In figuur 3.1 is een overzichtsfoto van de opstelling van de metingen weergegeven.



Figuur 3.1: meetopstelling van de VGD-metingen in de Deltagoot

#### 3.2 Uitvoering van de metingen

##### Vorbereidingen

Voor de metingen is gebruik gemaakt van de HWD (Heavy falling Weight Deflectometer). Om de metingen ongeveer in het midden van goot te kunnen uitvoeren is het voorste gedeelte van het valgewicht, inclusief de dissel, verwijderd. Hierna wordt het valgewicht met behulp van de aanwezige portaalkraan op het talud gepositioneerd.

##### Locatie van de meetpunten op het talud

De opnemers van het WL zitten, kijkend vanuit de goot naar het talud, rechts van het midden. Het valgewicht is zodanig gepositioneerd dat de voetplaat (belasting) iets links van het midden van het talud staat en de afstand van de voetplaat tot de opnemers meer dan 1 meter bedraagt.

### Aantal meetpunten

De metingen zijn op het bovenste deel van het talud aangevangen. Het eerste meetpunt ligt circa 2 meter onder het begin van de ingegoten basaltbekleding. Vervolgens is elke meter een meting uitgevoerd tot ongeveer 1 meter boven de onderkant van de ingegoten bekleding. In totaal zijn 13 metingen uitgevoerd.

### Positionering van de gefoons

Het valgewicht is zodanig op het talud geplaatst dat al de gefoons contact maken met de bekleding. Er zijn geen handmatige verplaatsingen van de gefoons meer uitgevoerd. De volgende afstanden van de gefoons tot de voetplaat (belasting) zijn gehanteerd: 0, 200, 300, 450, 600, 900, 1200, 1500 en 1800 mm vanaf het lastcentrum.

### Klapgrootte

De klapgrootte is bij alle metingen rond de 15 kN geweest. De centrumdeflectie (maximale deflectie per meetpunt) varieert tussen de 400 en 1400  $\mu\text{m}$  **bedraagt**. Deze grotere waarden dan verwacht zijn het gevolg van de geringe samenhang van de bekleding en de geringe ondergrondstijfheden.

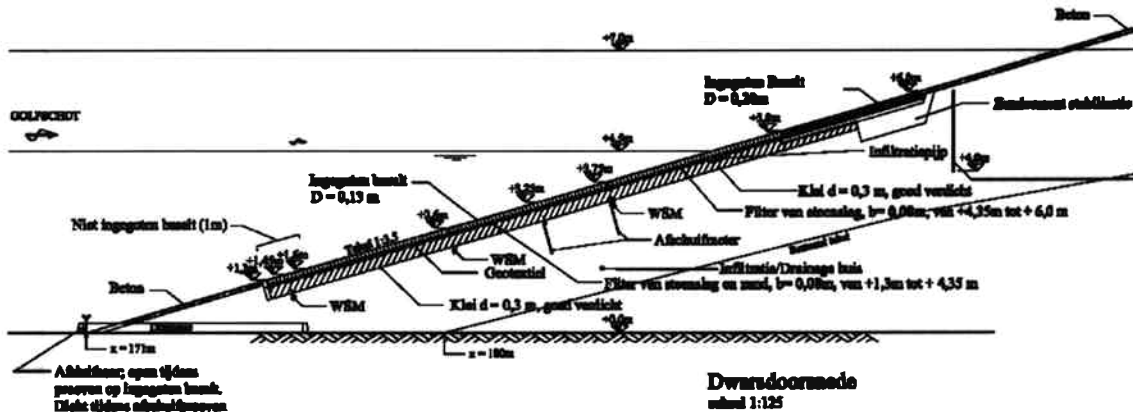
### Temperatuurmeting

Op een nabijgelegen locatie is een gat geboord in de asfaltmastiek tot een diepte van ongeveer 5 cm. Gedurende de metingen is de temperatuur van de asfaltmastiek genoteerd. De temperatuur van de mastiek is tijdens de metingen constant en gelijk aan 21,9 °C.

## **3.3 Opbouw van de bekleding**

In de Deltagoot is een bekleding ingebouwd van basaltzuilen die zijn ingegoten met asfaltmastiek. De basaltbekleding (zuilen van 13 cm hoog) voor de helft ingewassen met steenslag en daarna handmatig afgegoten met asfaltmastiek vanuit emmers. Tijdens het beproeven van deze bekleding is gebleken dat de ingegoten bekleding te veel water door laat om een overdruk onder de bekleding aan te brengen. Daarom zijn de voegen nagevuld met vloeibare voegvulmassa. In figuur 3.2 is de principeopbouw van de aangelegde bekleding weergegeven.

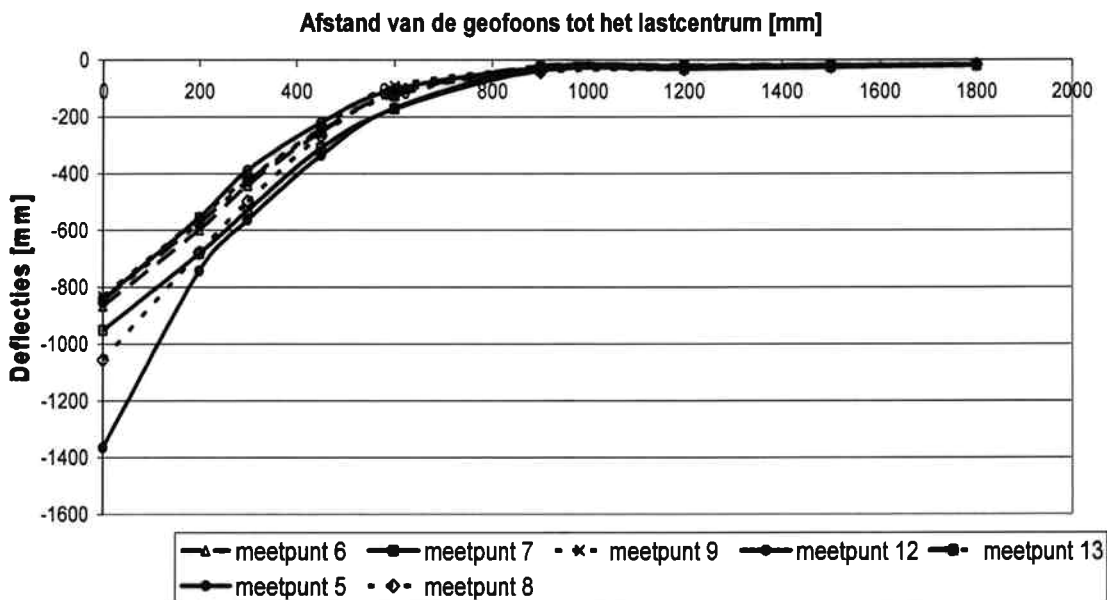
Ondere deel van de spleet van de Basaltbekleding is gevuld met steenslag/mond aangevuld  
 Bewuste 7 tot 9 cm is gevuld met glasbalk (geen glasbalk over de lappen)



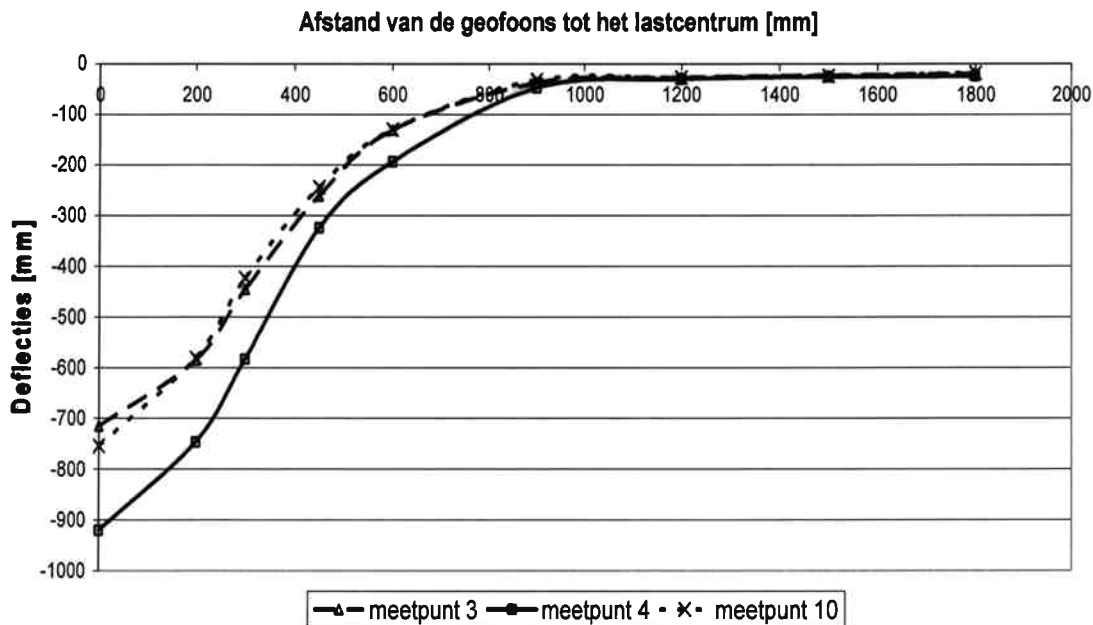
Figuur 3.2: Doorsnede van de aangelegde constructie

### 3.4 Resultaten van de metingen

De deflecties van de eerste twee meetpunten zijn veel lager zijn dan van de rest van de meetpunten. Bij deze eerste meetpunten is zowel de zuilhoogte van het basalt (23 tot 26 cm) als de ondergrond (zandcementstabilisatie) afwijkend van de te onderzoeken constructie. Van de overige metingen gedraagt de bekleding zich bij 8 van de 11 metingen als een model waarbij afschuiving dominant is (zie figuur 3.3) en bij 3 van de 11 punten als een model waarbij buiging dominant is (zie figuur 3.4).



Figuur 3.3: Deflectiekromme waarbij "afschuiving" dominant is



Figuur 3.4: Deflectiekromme waarbij "buiging" dominant is

Ondanks dat de deflecties van de meetpunten in figuur 3.3 aanzienlijk zijn, is er toch een lichte S-kromming te zien die duidt op dominantie van het buigingsmodel. In tabel 3.5 en 3.6 staan de berekende stijfheden die volgen uit de gemeten deflectieprofielen en de gegeven constructieopbouw.

Tabel 3.5: teruggerekende laagstijfheden [MPa.] van de 1<sup>e</sup> serie metingen in de Deltagoot

meetpunt	3	4	5	6	7
laag ingegoten basalt	767	544	225	518	400
filter laag (steenslag)	12	10	10	10	16
ondergrond	135	53	148	496	10

Tabel 3.6: teruggerekende laagstijfheden [MPa.] van de 1<sup>e</sup> serie metingen in de Deltagoot

meetpunt	8	9	10	11	12	13
laag ingegoten basalt	262	407	580	464	474	569
filter laag (steenslag)	15	15	13	10	10	10
ondergrond	28	124	78	139	1018	788

Indien het buigingsmodel (S-curve) dominant is (de meetpunten 3,4 en 10) zijn de stijfheden van de ingegoten basaltbekleding groter dan in het geval dat het afschuivingsmodel dominant is.

## **4 Met kubels ingegoten en ingezwabberde basaltbekleding**

### **4.1 Algemeen**

Voor het uitvoeren van de tweede meting op de ingegoten bekleding in de Deltagoot is de bezwaken bekleding van de eerste proef opnieuw gezet. Ditmaal is de verharding niet eerst ingewassen met steenslag maar is de bekleding over de volledige hoogte van de basaltzuilen (13 cm) gepenetreerd met asfaltmastiek. In totaal zijn weer 13 metingen uitgevoerd waarbij de eerste twee metingen (aan de bovenzijde van het talud) uitgevoerd zijn op een constructie met basaltzuilen die een hoogte hebben van 23 tot 26 cm.

### **4.2 Uitvoering van de metingen**

De metingen zijn voor het grootste deel op dezelfde manier uitgevoerd als de eerste serie metingen. De enige verschillen zijn geregistreerd in de gemeten deflecties en de temperatuur van het mastiek tijdens de metingen. Hieronder zijn de verschillen nog even kort aangegeven.

#### Klapgrootte

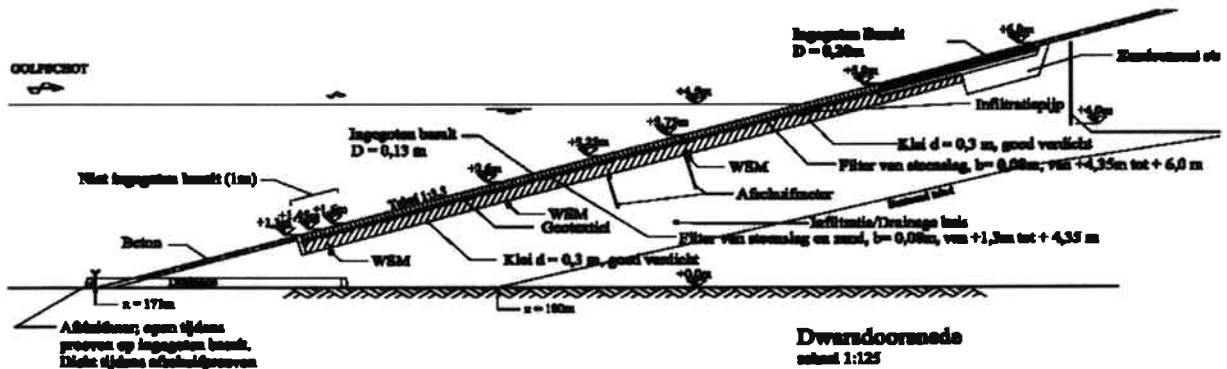
De klapgrootte is bij alle metingen rond de 15 kN geweest. De centrumdeflectie (maximale deflectie per meetpunt) varieert tussen de 150 en 800  $\mu\text{m}$  **bedraagt**. Deze grotere waarden dan aanvankelijk beoogd zijn het gevolg van de beperkte samenhang van de bekleding en de beperkte ondergrondstijfheden.

#### Temperatuurmeting

Op een nabijgelegen locatie is een gat geboord in de asfaltmastiek tot een diepte van ongeveer 5 cm. Gedurende de metingen is de temperatuur van de asfaltmastiek genoteerd. De temperatuur van de mastiek is tijdens de metingen constant en gelijk aan 20,7 °C.

### **4.3 Opbouw van de bekleding**

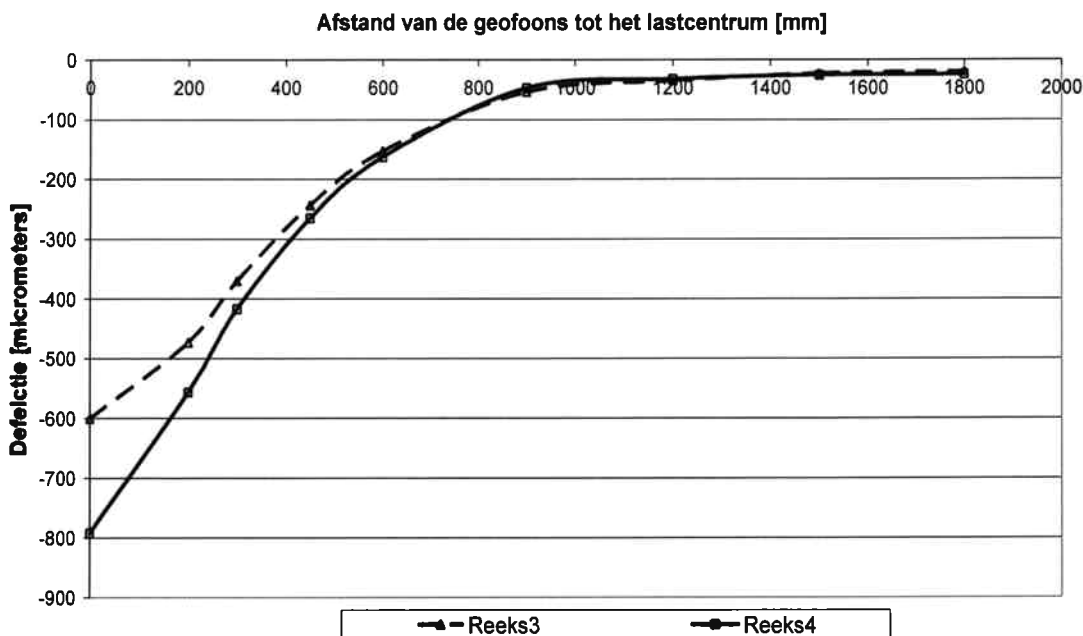
De tweede keer is de basaltbekleding niet ingewassen maar is de bekleding over de gehele hoogte van de zuil ingegoten. Het aanbrengen van de asfaltmastiek is deze keer uitgevoerd met een kubel en het inzwabberen van de mastiek tussen de stenen. Tijdens de tweede beproeving is gebleken dat de aangebrachte bekleding voldoende waterdicht was om de gewenste overdruk op de bekleding aan te brengen. In figuur 4.1 is een doorsnede van de opbouw van de bekleding weergegeven.



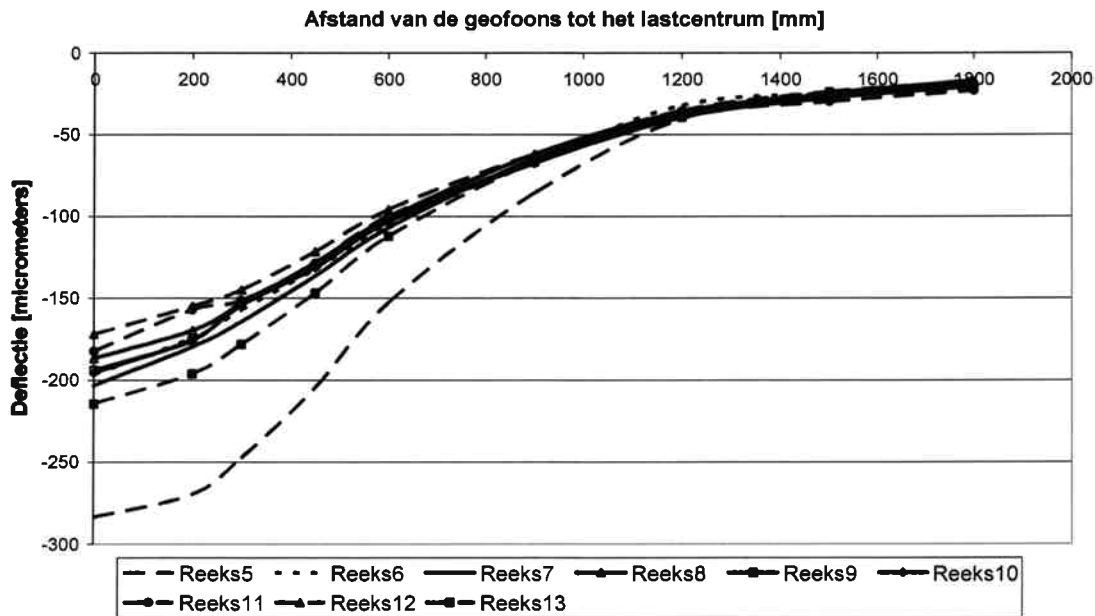
Figuur 4.1: Doorsnede van de aangelegde constructie

#### 4.4 Resultaten van de metingen

Aangezien bij het vervangen van de bekleding na de eerste proeven niet de gehele bekleding is vervangen zijn de eerste twee meetpunten nog van de oude bekleding. Deze meetpunten zijn daarom niet meegenomen in de analyse van de meetresultaten. Bewust is er wel bij deze meetpunten gemeten zodat er in hetzelfde stramien gemeten kan worden als bij de eerste sessie en de meetpunten op dezelfde locatie op het talud liggen. Van de overige metingen gedraagt de bekleding zich bij 2 van de 11 metingen als "afschuifligger" (zie figuur 4.2) en bij 9 van de 11 punten als buigligger (zie figuur 4.3).



Figuur 4.2: Deflectiekromme waarbij "afschuiving" dominant is



Figuur 4.3: Deflectiekromme waarbij "buiging" dominant is

Bij deze tweede serie metingen zijn de deflecties een stuk lager dan bij eerste serie metingen. Wat wel opvallend is, is dat de deflecties die nu zijn aangeduid als "dominant op afschuiving" (figuur 4.2) in de eerste serie metingen zijn benoemd als "dominant op buiging" (figuur 3.3). In beide gevallen is waarschijnlijk sprake van een combinatie van "afschuiving en buiging". In figuur 4.3 zijn de deflectiekrommen weergegeven waarbij de doorbuiging dominant is en waarbij afschuiving een ondergeschikte rol zal spelen. In tabel 4.4 en 4.5 staan de berekende stijfheden die volgen uit de gemeten deflectieprofielen en de gegeven constructieopbouw.

Tabel 4.4: teruggerekende laagstijfheden [MPa.] van de 2<sup>e</sup> serie metingen in de Deltagoot

meetpunt	1	2	3	4	5	6
laag ingegoten basalt	1213	2665	1152	597	6466	10881
filter laag (steenslag)	51	22	20	18	33	39
ondergrond	24	25	37	71	10	22

Tabel 4.5: teruggerekende laagstijfheden [MPa.] van de 2<sup>e</sup> serie metingen in de Deltagoot

meetpunt	7	8	9	10	11	12	13
laag ingegoten basalt	10337	11655	10227	10969	11243	13264	9371
filter laag (steenslag)	39	41	41	51	49	47	33
ondergrond	18	14	20	12	25	18	24

Wat opvalt, is dat de buigstijfheden van de meetpunten 3 en 4 een stuk lager zijn dan van de andere punten en goed overeenkomen met de laagstijfheden van de meetpunten 3, 4 en 10 van

de eerste sessie metingen. De hogere laagstijfheden voor de ingegoten basaltbekleding zijn het gevolg van de betere ingieting. Uit onderzoek van de bekleding (na bezwijken) volgt dat het onderliggende filter niet gepenetreerd is met asfaltmastiek en de hoge stijfheden dus geheel voor rekening komen van de beter ingegoten bekleding. Verder zijn de lage stijfheden bij de meetpunten 3 en 4 (en 5) te wijten zijn aan het feit dat de bekleding hier niet opnieuw is opgebouwd. De meetpunten 3 en 4 uit de tweede sessie zijn qua opbouw dus gelijk met de opbouw van de eerste proef en hebben daardoor ook lagere laagstijfheden.



## 5 Laboratorium onderzoek

### 5.1 Algemeen

In de Deltagoot zijn proeven uitgevoerd op een bekleding van basaltzuilen die is ingegoten met asfaltmastiek. Om de eigenschappen van de mastiek zoveel mogelijk aan te laten sluiten bij de eigenschappen die de mastiek zal hebben tijdens de maatgevende storm (bij 5°C) is gekozen om de mengselsamenstelling enigszins aan te passen.

### 5.2 Ontwerpmengselsamenstelling

Uitgegaan is van een Standaard RAW-mengsel waarin circa 2% extra bitumen is toegevoegd om de volgende redenen:

- Het verkrijgen van een vloeibaarder mengsel om een betere penetratie te realiseren.
- Bij het produceren van geringe hoeveelheden gietasfalt blijft er altijd wat bitumen in de menginstallatie achter.

Op basis van de controle bij de asfaltmolen wordt het volgende mengsel aangeleverd:

- Zand A bestaande uit:
  - 39,2% Wieringervlaakzand
  - 16,3% Zeezand
  - 17,5% Rivierzand
- 25,0% Vulstof (zwak); waarvan 2,0% eigen vulstof \*\*
- 21,5% Bitumen penetratie 35 / 50 \*\*\*

\*\* Het totale percentage vulstof is gelijk aan 25% waarvan 23% wordt toegevoegd en 2 % eigen vulstof van het mineraal aggregaat is.

\*\*\* Het percentage bitumen dat wordt gebruikt is op 100% mineraal aggregaat waardoor het totaal uitkomt op 121,5%.

#### 5.2.1 Bitumentype

Nagegaan is welk bitumentype moet worden toegepast in het mengsel. Normaal gesproken wordt bitumen 70/100 toegepast (70/100 is een maat voor de hardheid van het bitumen en geeft de waarde aan van de penetratie van een naald in het bitumen bij de penetratieproef). De stijfheid van de asfaltmastiek wordt in hoge mate bepaald door de stijfheid van het bitumen. De stijfheid van het bitumen is temperatuurafhankelijk. Omdat de maatgevende omstandigheden bij een dijkbekleding in werkelijkheid in de winterperiode optreden en de proef in de Deltagoot in de zomer wordt uitgevoerd, is ervoor gekozen een harder bitumen in het mengsel toe te passen. De invloed van de temperatuur en het bitumentype op de stijfheid van het bitumen is bepaald met het nomogram van Van der Poel. Deze is als bijlage bij deze notitie gevoegd. De stijfheid van bitumen ( $S_{BIT}$ ) 70/100 bij 5 graden Celsius en 10 Hz. bedraagt: 176 MPa. De stijfheid van het bitumen tijdens de proeven in de Deltagoot moeten deze zo dicht mogelijk benaderen. De resultaten zijn gegeven in tabel 1:

Tabel 5.1: Stijfheid van de verschillende bitumentypen

Bitumen	Penetratie bij 25 graden Celsius (Pen)*	Verwekingspunt ( $T_{R\&K}$ )*	$S_{BIT}$ bij 15 graden Celsius (MPa)	$S_{BIT}$ bij 20 graden Celsius (MPa)
70/100	80	47	43	19.5
40/60	50	51	75.2	40.6
35/50	42	54	94.9	47.2

\* Gemiddelde waarden op basis van de grenzen zoals aangegeven in de Europese norm EN 12591

Op basis van de bovenstaande gegevens is gekozen voor een bitumen 35/50. Hierbij wordt opgemerkt dat de stijfheid van het bitumen 35/50 ook bij 15 graden Celsius beduidend lager is dan de stijfheid van een bitumen 70/100 bij 5 graden Celsius.

### 5.3 Laboratoriumresultaten

Tijdens het aanbrengen van de asfaltmastiek zijn 4 representatieve monsters genomen. Hiertoe is het talud in 4 vakken verdeeld (2 onder, 2 boven). Per vak is een monster genomen die in het laboratorium van KOAC-NPC zijn onderzocht op samenstelling.

Tabel 5.2: uitgevoerde onderzoeken op de asfaltmastiek

	Gehalte aan bitumen van warm bereid asfalt berekend uit de terugwinning van de bitumen	
RAW 6.0	Korrelverdeling	(Q)
RAW 110	Terugwinnen van Bitumen	(Q)
NEN-EN 1426	Penetratie	(Q)
NEN-EN 1427	Verwekingspunt ring & kogel	(Q)
NEN-EN 12591	Penetratie-Index berekenen	(Q)

KOAC•NPC productgroep Laboratorium Apeldoorn is RvA geaccrediteerd onder L008 voor de met (Q) gemerkte verrichtingen. De resultaten van het onderzoek zijn weergegeven tabel 5.3.

Tabel 5.3: uitkomsten van het laboratoriumonderzoek op gietasfalt

Resultaat	K	L	1	2	3	4	Eenheid
<b>Bitumenpercentage</b>							
Bitumengehalte	A	1	20.2	20.0	20.6	19.4	% (m/m)
<b>Korrelverdeling</b>							
op C 11.2	A	1	0.0	0.6	0.6	0.0	% (m/m)
op C 8			0.1	0.6	0.8	0.4	
op C 5.6			0.6	1.6	1.6	0.5	
op 2 mm			2.2	3.1	3.5	1.8	
op 500 µm			11.5	12.1	13.2	11.8	
op 180 µm			59.9	61.1	61.7	61.8	
op 63 µm			78.6	78.8	80.1	80.2	
< 63 µm			21.4	21.2	19.9	19.8	
zandgradering 2 mm - 500 µm			12.2	9.5	12.7	12.8	
zandgradering 500 µm - 180 µm			63.3	66.9	63.3	63.7	
zandgradering 180 µm - 63 µm			24.5	23.6	24.0	23.5	
<b>Penetratie</b>							
Penetratie	A	1	45	44	42	42	0.1 mm
<b>Verwekingspunt</b>							
Verwekingspunt Ring en Kogel	A	1	51.4	50.6	51.8	50.4	°C
<b>Pentratie-Index</b>							
Pentratie Index	A	1	-1.1	-1.3	-1.2	-1.5	

Uit de uitgevoerde onderzoeken volgt dat de penetratie, verwekingspunt en het bitumenpercentage goed overeenkomen met de gekozen ontwerpsamenstelling.

## **6 Conclusies en aanbevelingen**

### **6.1 Conclusies**

Aan de hand van de gemeten deflectieprofielen op de dijk van Kruijningen en in de Deltagoot is een goed inzicht gekregen in het gedrag van een ingegoten steenbekleding. Uit de gemeten deflectieprofielen wordt geconcludeerd dat een ingegoten steenbekleding zich volgens drie modellen kan gedragen, te weten:

1. Overheersend als buiglijgger;
2. Overheersend als afschuiflijgger;
3. Combinatie van afschuif en buiglijgger.

De gehanteerde methode voor de terugrekening van de buigstijfheden heeft als uitgangspunt dat de teruggerekende lagen zich gedragen als buiglijggers. Deze methode is goed bruikbaar voor de berekening van de laagstijfheden van een goed ingegoten bekleding waarbij de buiging dominant is. Voor de locaties waar beproefde bekledingen zich als buiglijgger of een combinatie van afschuif en buiglijgger gedragen zijn de volgende buigstijfheden teruggerekend:

- Dijk te Kruijningen: ~ 2.000 MPa.
- Deltagoot (ingewassen en ingegoten): ~ 400 MPa.
- Deltagoot (alleen ingegoten): ~ 10.000 MPa.

Indien de afschuiving dominant is resulteert dit in foutieve waarden voor de berekende laagstijfheden. Bij een combinatie van buiging en afschuiving is de gevonden stijfheid een goede indicatie voor de te verwachten sterkte tegen bezwijken van de bekleding. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de buigstijfheid toeneemt naarmate de bekleding beter gepenetreerd is en dus ook een betere samenhang zal vertonen. De gemeten deflecties, vorm van het deflectieprofiel en de berekende buigstijfheden van de ingegoten basaltbekleding geven dus kwalitatief goed inzicht in wat er min of meer van een bekleding verwacht mag worden tegen bezwijken op wateroverdruk. Het modelleren van de constructie als afschuiflijgger of als afschuif-buiglijgger zou kunnen leiden tot kwantitatieve waarden die gebruikt kunnen worden in de berekening voor toetsing van de bekleding op wateroverdrukken.

### **6.2 Aanbevelingen**

Meer metingen op enkele dijken waar basaltzuilen zijn ingegoten met asfaltmestiek zal een goed beeld leveren over de samenhang van de bekleding. In het algemeen kan gesteld worden dat naarmate de helling van de deflectiecurve minder steil oploopt loopt tussen nul en 450 à 600 mm vanaf het lastcentrum des te beter de samenhang van de bekleding. Aan de hand hiervan kan met deflectiemetingen een kwalitatieve uitspraak worden gedaan welke bekleding gevoelig is voor steenverlies door wateroverdruk en welke niet. Wanneer een kwantitatieve uitspraak gedaan dient te worden of de bekleding ook onderhevig zal zijn aan steenverlies bij een bepaalde wateroverdruk wordt geadviseerd wordt een model te ontwikkelen waarbij een ingegoten basaltbekleding wordt gemodelleerd als afschuif-buiglijgger. De belangrijkste

verplaatsingen zijn de verplaatsingen van de basaltzuilen langs elkaar omdat deze leiden tot het verlies van zuilen en de inleiding zijn tot het bezwijken van de constructie. Door de (ingegoten) bekleding te modelleren als afschuif-buiglijger kunnen de afschuifkrachten bepaald worden die in samenhang met het eigen gewicht het uitdrukken van de basaltzuilen door wateroverdruk verhinderen.

**Bijlage 1: foto's van de boorkernen uit de dijk te Kruiningen**









Voegvullingsmassa  
**Samifilla A**

Specificaties

De eigenschappen van Samifilla A voldoen aan onderstaande grens- en richtwaarden:

Eigenschap	Specificaties	Eenheid
Penetratie bij 25 °C	90 - 130	0,1 mm
Verwekingspunt R&K	≥ 80	°C
Breekpunt van Fraass	≤ 20	°C
Viscositeit bij 185 °C	± 200	mPa.s
Ductiliteit bij 5 °C	≥ 60	cm
Elastische terugvering bij 5 °C	≥ 80	%
Elastische terugvering bij 25 °C	≥ 90	%

Samifilla-A moet worden verwerkt bij een temperatuur tussen 180 en 190 °C.

Ooms Producten bv.,

G.M.M. Schunselaar,  
Hoofd Kwaliteitsdienst

Scharwoude, 20 juli 2005

# **E    Klei-eigenschappen**



## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding .....</b>	<b>E-1</b>
<b>2</b>	<b>Beproevingmethoden .....</b>	<b>E-2</b>
2.1	Triaxiaalproeven .....	E-2
2.2	Humusgehalte .....	E-2
2.3	Korrelverdeling.....	E-3
2.4	Consistentiegrenzen .....	E-3
<b>3</b>	<b>Resultaten .....</b>	<b>E-6</b>
3.1	Algemeen.....	E-6
3.2	Triaxiaalproeven .....	E-6
3.3	Korrelverdelingen .....	E-7
3.4	Classificatieproeven.....	E-7
<b>E-A</b>	<b>Classificatie Tabel AA1</b>	
<b>E-B</b>	<b>Korrelverdelingen K8 en K24</b>	
<b>E-C</b>	<b>Triaxiaalproeven TX1 t/m TX6</b>	
<b>E-D</b>	<b>Variables, units and symbols: triaxial test NEN 5117</b>	



# I Inleiding

In de Deltagoot zijn proeven uitgevoerd die mede als doel hadden om de grondmechanische stabiliteit van steenzettingen op een klei-onderlaag te beproeven. Na afloop van de proeven in de Deltagoot zijn monsters van de gebruikte klei gestoken. Hierop zijn sterkteproeven en classificatieproeven uitgevoerd.

Deze klei is ook gebruikt voor de dijkversterking op de Oostvaardersdijk.

De sterkteproeven (triaxiaalproeven) dienen met name om sterktemodellen te valideren en om de resultaten van de Deltagootproeven te kunnen interpreteren (black box model). De classificatieproeven zijn gedaan om na te gaan of er een relatie valt te leggen tussen eenvoudig te bepalen klei-eigenschappen en de sterkte-eigenschappen.

In Hoofdstuk 2 worden de proeven toegelicht. In Hoofdstuk 3 volgen de proefresultaten met enige toelichting.

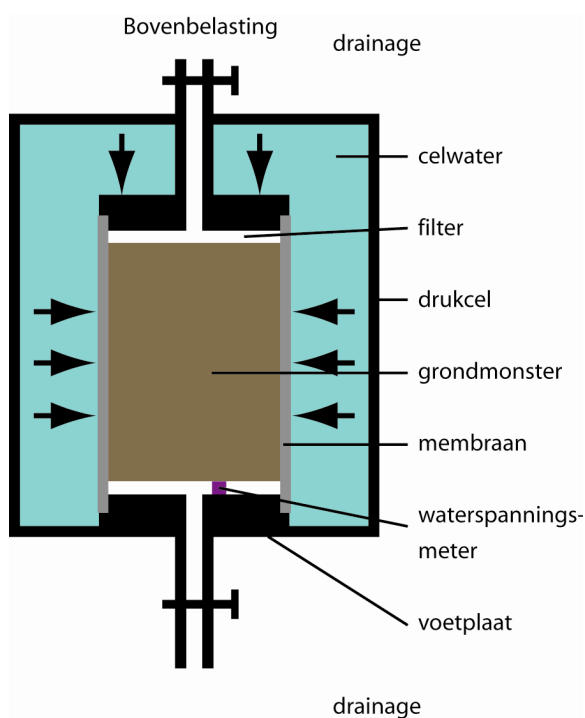
Deze bijlage is opgesteld door dr. G. Greeuw van GeoDelft.



## 2 Beproevingsmethoden

### 2.1 Triaxiaalproeven

De triaxiaalproef staat in detail beschreven in de norm NEN 5117. Op kleimonsters wordt de proef ongedraineerd uitgevoerd. De proef levert schuifsterkte (gedraineerd en ongedraineerd)- en stijfheidsparameters (ongedraineerd).



Figuur 2.1 Schema triaxiaalproefopstelling

De proeven zijn alle single stage uitgevoerd, wat inhoudt dat elk monster – 3 monsters per proef - tot 15% rek wordt doorbelast.

De monsterhoogte is standaard 15 cm en de diameter 63 mm. De consolidatieperiode is ingesteld op circa 16 uur. De monsters zijn dan ruim uitgeconsolideerd.

Standaard wordt een monster in compressie belast door de bovenplaat met constante snelheid te laten dalen. Bij de huidige serie zijn twee proeven in extensie uitgevoerd; de verticale druk wordt dan verminderd in de tijd en het monster bezwijkt als de horizontale druk te hoog wordt ten opzichte van de verticale druk. De extensieproeven zijn bedoeld om het kleigedrag in de passieve zone van een glijvlak beter te simuleren; in deze zone bezwijkt de grond door toenemende horizontale druk.

### 2.2 Humusgehalte

De bepaling van het humusgehalte kan op twee manieren, te weten:





- De chemische methode met behulp van waterstofperoxyde (hier gebruikt).
- Het gloeiverlies.

Voor beide methoden geldt dat het monster eerst wordt beschreven volgens NEN 5104 waarna het, circa 10 uur, wordt gedroogd bij een temperatuur van circa 110 °C en na droging wordt gewogen.

Bij de methode met waterstofperoxyde ( $H_2O_2$ ) wordt het monster gekookt met een overmaat  $H_2O_2$  waarbij het fijne organisch materiaal wordt geoxideerd. Plantenvezels blijven intact. Na de reactie wordt de overgebleven stof gedroogd en gewogen. Het verschil in gewicht geeft de hoeveelheid humus aan ten opzichte van het originele gewicht. Het humusgehalte wordt als percentage van het originele droge gewicht weergegeven.

## 2.3 Korrelverdeling

De korrelverdeling van een grondmonster is de curve die het cumulatieve gewichtspercentage aangeeft van de korrels kleiner dan een zekere afmeting.

De bepaling is afhankelijk van de grondsoort. Voor alle grondsoorten geldt dat het monster bij een temperatuur van circa 110 °C wordt gedroogd en vervolgens gewogen. Hierna wordt het monster gedurende circa 16 uren ingeweekt om verkitting van de kleideeltjes weg te nemen. Daarna wordt het monster ultrasoon getrild. Wanneer het monster voornamelijk uit zand bestaat ( $> 30\% > 63 \mu\text{m}$ ) worden deeltjes kleiner dan  $16 \mu\text{m}$  met behulp van een afslibcilinder uit het monster verwijderd. Het resterende materiaal wordt gezeefd door middel van droge zeping met draadzeven conform NEN 2560.

Bij een minder zandig monster ( $< 30\% > 63 \mu\text{m}$ ) wordt het monster in twee delen gescheiden door middel van natte scheiding met een zeef van  $38 \mu\text{m}$ . Van het deel van het monster dat door de zeef is gegaan wordt met een sedigraaf de korrelverdeling van 2 tot  $38 \mu\text{m}$  bepaald. De sedigraaf bepaalt de dichtheid van het in suspensie zijnde monster gedurende een bepaalde periode door de absorptie van gammastraling te meten. Hiermee wordt de valsnelheid, en dus de samenstelling, van de kleine fractie bepaald. Het deel dat op de zeef achterblijft wordt gezeefd door middel van droge zeping.

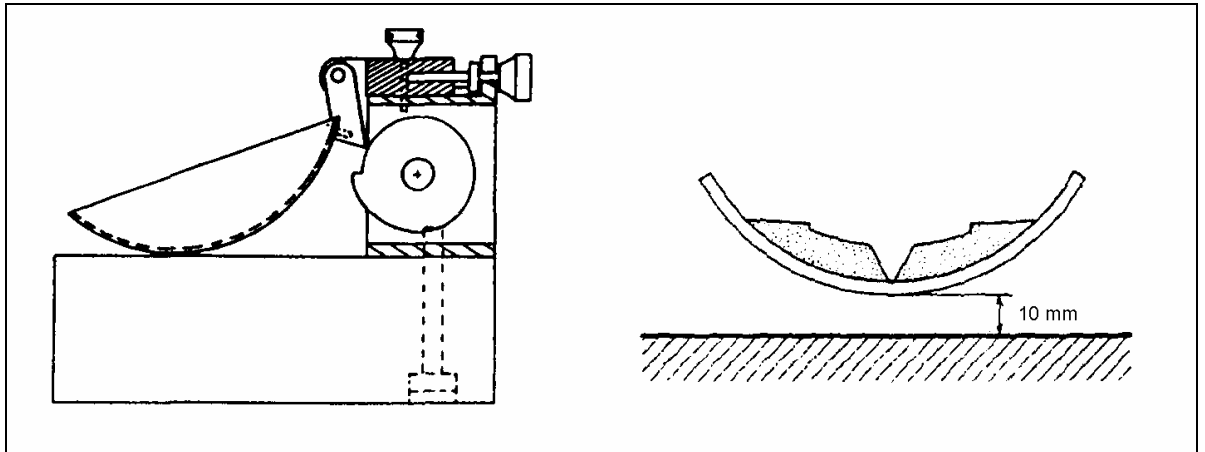
De gewichten worden uitgedrukt in een percentage van het totaal gewicht van het complete monster, inclusief de eerder uitgeslibde of afgeslibde deeltjes. De percentages worden in een sommatiekromme gepresenteerd. In geval van alleen een zeping wordt de fractie  $< 16 \mu\text{m}$  als één fractie gepresenteerd.

## 2.4 Consistentiegrenzen

De consistentie van grond verandert met het watergehalte. Bij een laag watergehalte wordt de grond rul en korrelig, en bij toename van het watergehalte wordt hij uiteindelijk vloeibaar. De drie consistentie fasen (vloeibaar, plastisch en vast) gaan geleidelijk in elkaar over. De Atterbergse grenzen of consistentiegrenzen zijn watergehalten die de overgang representeren tussen de consistentiegebieden van fijnkorrelige gronden. De twee meest toegepaste zijn de vloeigrens en de uitrolgrens. De vloeigrens ( $w_L$ ) vormt de overgang tussen de vloeibare- en de plastische fase, de uitrolgrens ( $w_P$ ) de overgang tussen de plastische- en de vaste fase. Voor sommige toepassingen gebruikt men de plasticiteitsindex ( $I_p$ ), deze is gedefinieerd als het verschil tussen de vloeigrens en de plasticiteitsgrens.



De vloeigrens wordt bepaald met behulp van het toestel van Casagrande (zie Figuur). Het schaalpje van dit toestel wordt gevuld met grond. Hierin wordt met een spatel een V-vormige groef getrokken. Het schaalpje laat men regelmatig vanaf een hoogte van 10 mm op een stevige ondergrond vallen. Na een aantal keren vallen zal de V-vormige groef dichtvloeien. De proef wordt vier maal herhaald bij verschillende watergehalten. Door interpolatie wordt het watergehalte bepaald waarbij de groef in het monster na 25 keer vallen dichtvloeit. Dit is de vloeigrens.



Figuur 2.2 Toestel van Casagrande en V-vormige groef

De uitrolgrens vindt men door op een glazen plaat met de hand van de betreffende grond draden te rollen van 3 mm dikte (zie Fig.2.3). Tijdens het voortdurend rollen droogt het materiaal geleidelijk uit. Van het materiaal waarbij het niet lukt de draad tot 3 mm uit te rollen (de draad valt dan in brokken uiteen) wordt het watergehalte bepaald. Dit wordt de uitrolgrens genoemd.

De proef wordt uitgevoerd volgens de procedure vastgelegd in ASTM D4318.

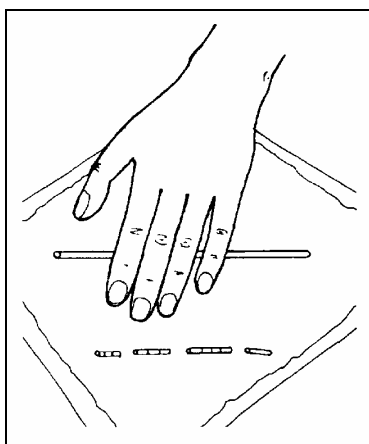
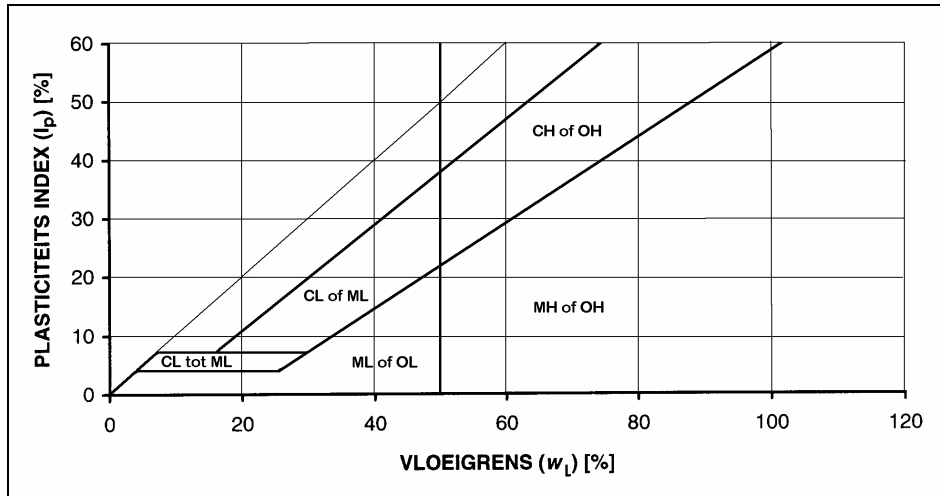


Figure 2.3 Uitvoering uitrolgrens

Kennis van de consistentiegrenzen geeft een indruk van sommige eigenschappen die van de betreffende grond verwacht mogen worden. Zo is het bijvoorbeeld mogelijk om in combinatie met het natuurlijk vochtgehalte enige conclusies te trekken met betrekking tot de



verwerkbaarheid van de grond. De resultaten kunnen worden uitgezet op een zogenaamde "plasticiteitskaart". Een voorbeeld hiervan is weergegeven in Figuur 2.4 (ASTM D2487).



Figuur 2.4 Plasticiteitskaart

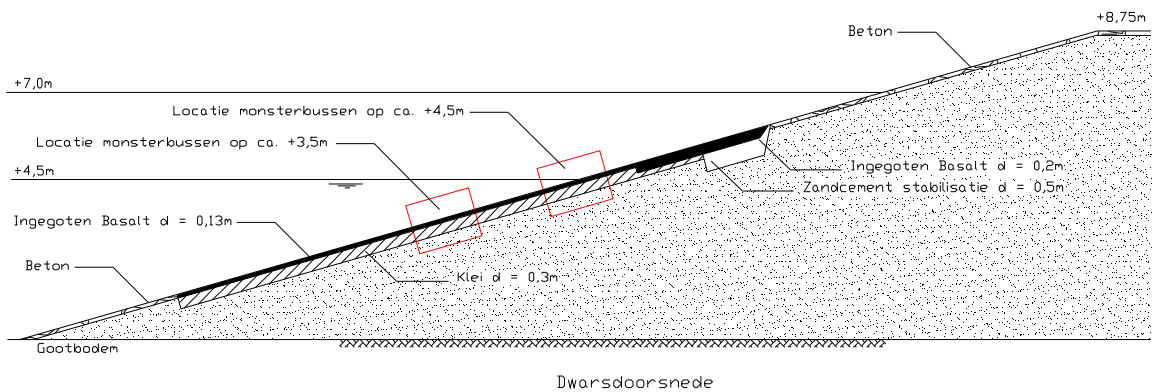
- ML = niet organische leem, zeer fijn zand, siltig of kleiig zand
- CL = niet organische klei van lage tot middelmatige plasticiteit, grindige klei, zandige klei, siltige klei, magere klei
- OL = organische leem en organische siltige klei van lage plasticiteit
- MH = niet organische leem, fijn zand of leem, elastische leem
- CH = niet organische klei van hoge plasticiteit
- OH = organische klei van middelmatige tot hoge plasticiteit



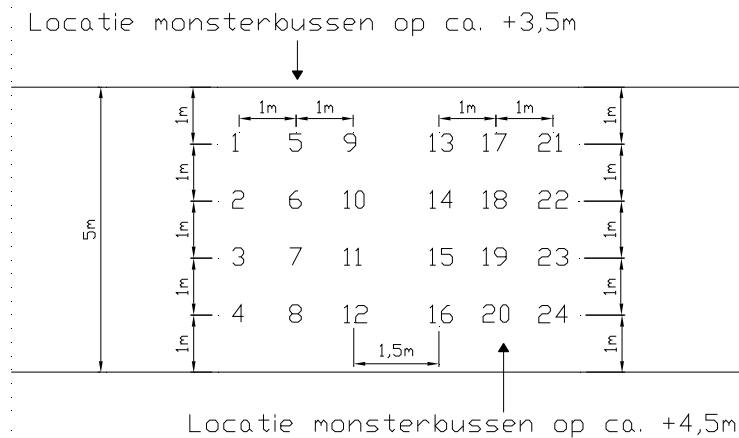
### 3 Resultaten

#### 3.1 Algemeen

De kleimonsters zijn geselecteerd uit de 24 bussen die uit de bekledingslaag zijn gestoken, zie Figuur 3.1 en Figuur 3.2. Voor de 3-staps single stage triaxiaalproeven zijn telkens uit 3 naburige bussen monsters genomen.



Figuur.3.1 Dwarsdoorsnede locatie monsterbussen



Figuur.3.2 Bovenaanzicht locatie monsterbussen en nummering

#### 3.2 Triaxiaalproeven

Tabel 3.1 geeft een overzicht van de uitgevoerde proeven. De resultaten zijn ook in grafieken weergegeven in Bijlage E-C. De symbolen in de bijlagen sluiten aan bij NEN 5117, zie Bijlage E-D. Hier volgt een korte toelichting op de resultaten. Per proef zijn de





monsters geconsolideerd op met alzijdige drukken van respectievelijk 17, 34 en 52 kPa (stap 1 t/m 3).

proef	type	vol.massa (t/m <sup>3</sup> )	E <sub>u50</sub> (MPa)	Cu (kPa)	c' (kPa)	φ (graden)
TX1	Extensie	1.82 – 1.93	2.2 – 6.2	25-38	18	30.2
TX2	Extensie	1.81 – 1.88	1.2 – 7.0	25-35	15	31.5
TX3	Compressie	1.78 - 1.81	3.4 – 10.8	20-42	2	35.4
TX4	Compressie	1.79 – 1.86	3.6 – 11.1	21-39	3	33.7
TX5	Compressie	1.82 – 1.88	3.1 – 7.3	24-45	3	34.9
TX6	Compressie	1.81 – 1.83	3.9 – 7.2	24-43	5	32.0

Tabel 3.1 Overzicht resultaten triaxiaalproeven  
 E<sub>u50</sub> = ongedraineerde stijfheid bij 50% van de sterkte  
 Cu = ongedraineerde schuifsterkte  
 c' = effectieve cohesie bij bezwijken  
 φ = maximale effectieve wrijvingshoek

Uit de 3-staps proeven zijn c'- en φ-waarden bij bezwijken bepaald, zie Tabel 3.1. Dit zijn effectieve (gedraineerde) sterkteparameters. Proeven TX1 en TX2 zijn in extensie belast en de overige in compressie.

De berekende cohesie is opvallend hoog bij de extensieproeven. De ligging van de Mohr cirkels bij de extensieproeven is zodanig ongunstig, dat een goede raaklijn moeilijk te bepalen is. Dit is een mogelijke reden voor de hoge cohesie. De fout hierin kan wel 10 kPa bedragen. De klei kan daarnaast ook anisotroop zijn, waardoor de sterkte eigenschappen in extensie afwijken van die in compressie.

Bij onderzoek op andere kleisoorten zijn minder grote verschillen tussen extensie en compressie waargenomen. De sterkte in extensie is wel meestal wat lager.

Verder zij opgemerkt dat genoemde sterkte pas gemobiliseerd wordt bij een vervorming van 5% of meer.

### 3.3 Korrelverdelingen

De beide korrelverdelingen (monsternrs. 8 en 24) staan in Bijlage E-B.

De fractie < 2 μm bedraagt circa 30% en de zandfractie (groter dan 63 μm) 30 tot 40%.

### 3.4 Classificatieproeven

Op dezelfde monsters zijn ook bepalingen van humusgehalte, plasticiteitsgrenzen, watergehalte en volumegewicht uitgevoerd, zie bijlage E-A.

De klei is matig siltig, zwak humeus en valt in de categorie OH: organische klei van middelmatige tot hoge plasticiteit.

Dit type klei met de gegeven zandfractie is erosiebestendig (categorie 1), indien goed aangebracht.



# **E-A      Classificatie Tabel AAI**



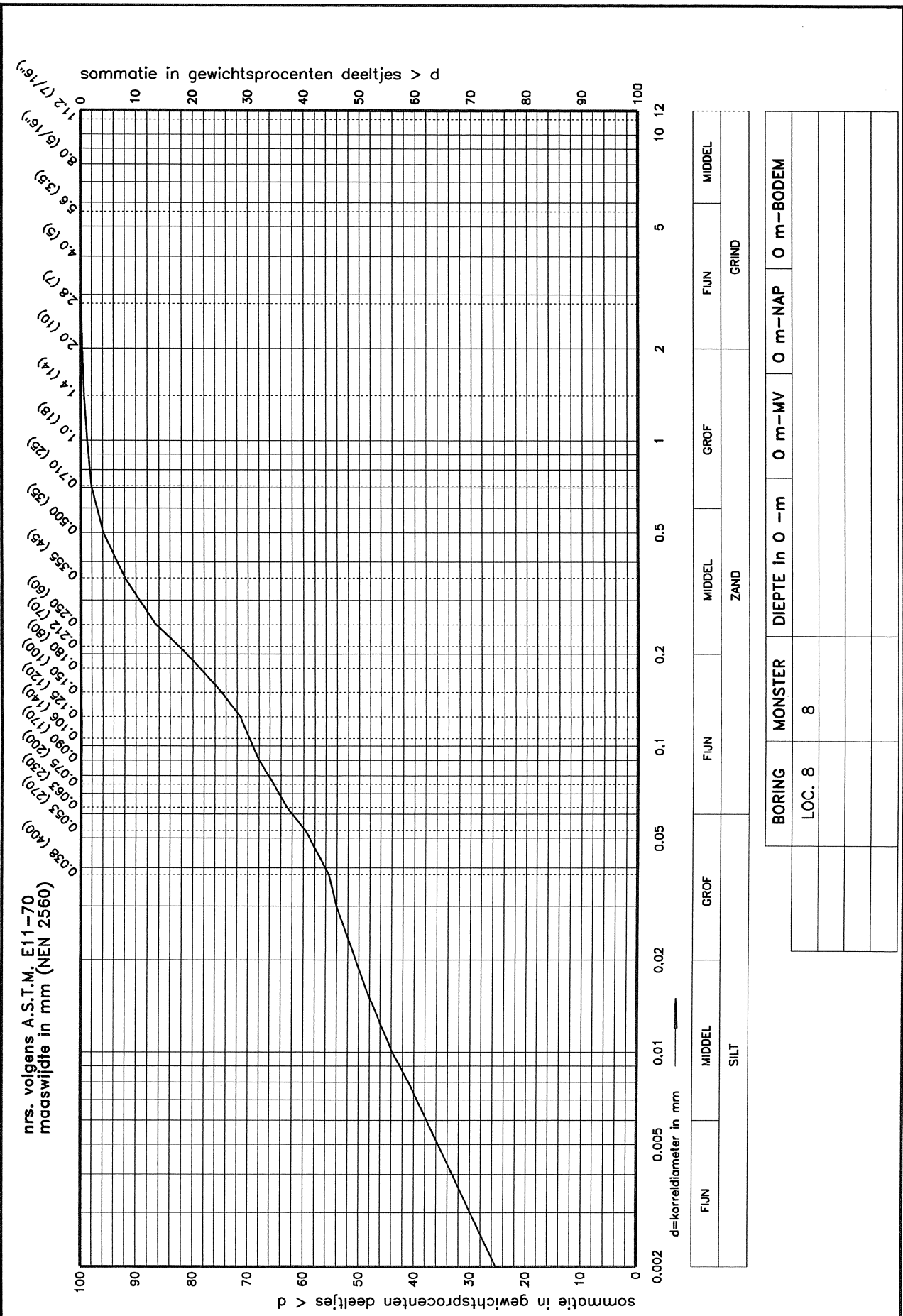




## **E-B Korrelverdelingen K8 en K24**







nrs. volgens A.S.T.M., E11-70  
 maaswijdte in mm (NEN 2560)

	Postbus 69 2600 AB Delft	Telefoon (015) 2 69 35 00 Telefax (015) 2 61 08 21	datum 2006-04-19	get. <i>BJL</i>
	KLEI DELTAGOOT		CO-419990	gez.
KORRELVERDELINGSDIAGRAM			BIJL. K8	form. A4

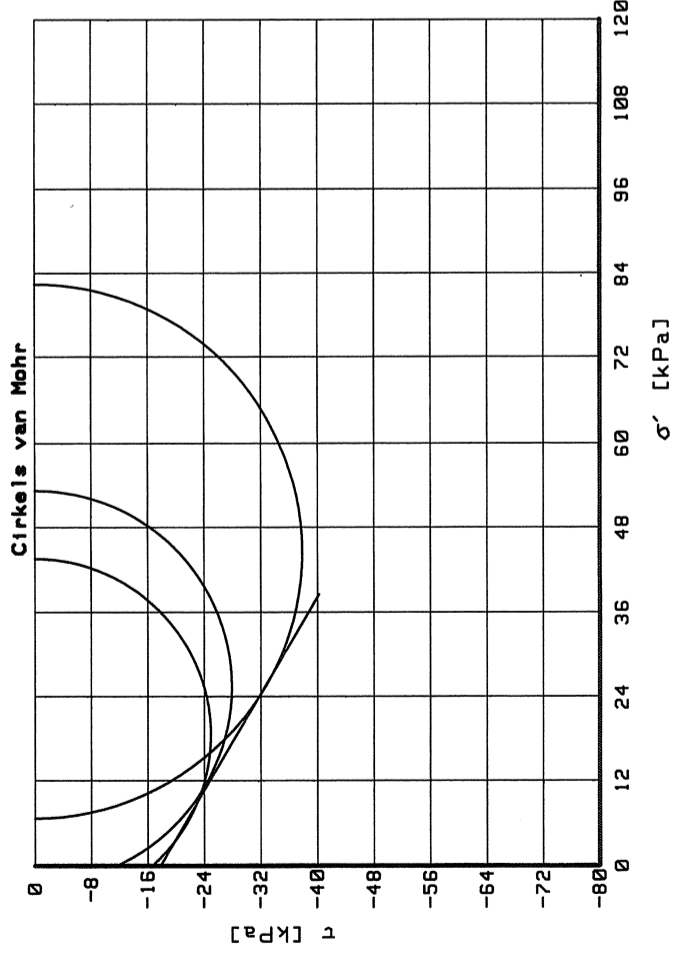
BORING	MONSTER	DIEPTE in 0 -m	0 m-MV	0 m-NAP	0 m-BODEM
LOC. 8	8				

(\* Vrijgegeven door Bji op 2006-04-20 10:13



## **E-C    Triaxiaalproeven TX1 t/m TX6**

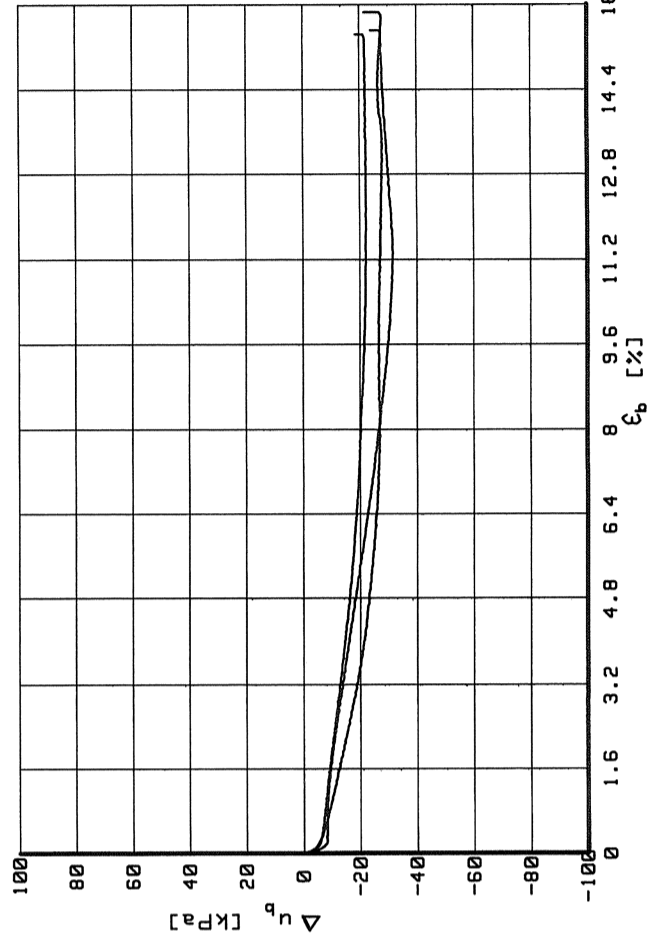
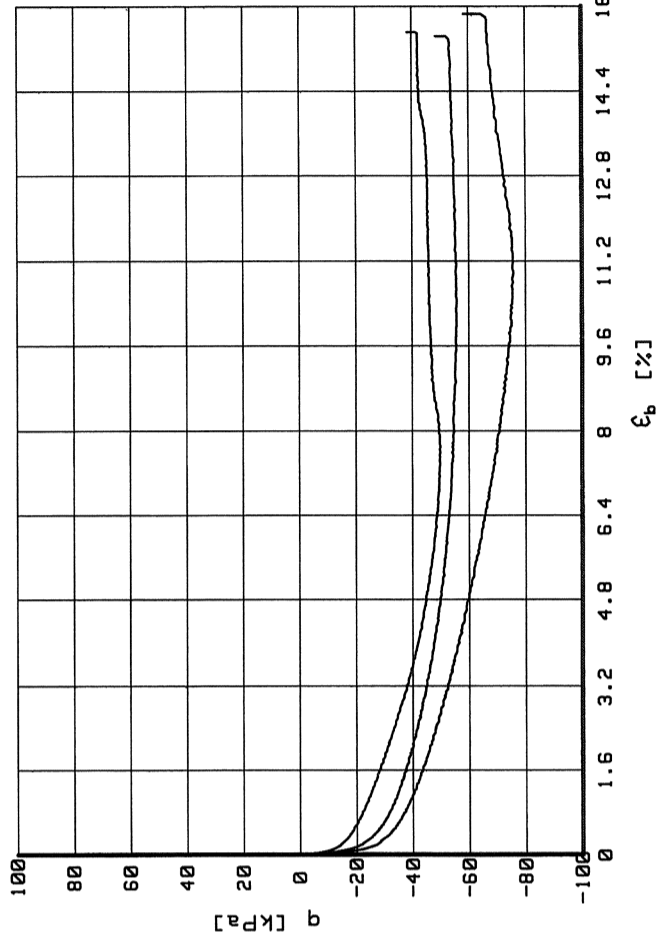
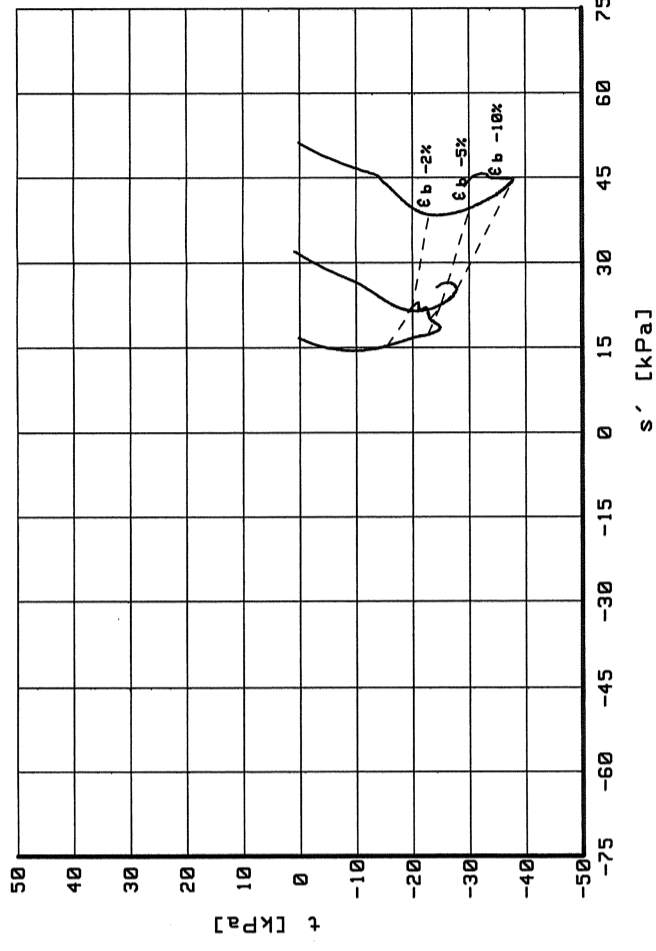




Mohr cirkels bij $t_u$	
$\phi'$	[°] -30.22
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ] -17.82

Voor beproeving

Gegevens	1	2	3
$m_i$	[g] 950.73	947.68	1003.29
$D_i$	[mm] 66.50	66.50	66.40
$h_i$	[mm] 150.00	150.00	150.00
$w_i$	[%] 26.64	32.91	31.49
$P_i$	[kg/m <sup>3</sup> ] 1824.87	1819.02	1931.56
$P_{dr}$	[kg/m <sup>3</sup> ] 1440.99	1368.61	1468.98
Grondsoort : klei matig siltig			



Postbus 69  
2600 RB Delft Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

get.  
AVS

29 Mar 2006

Klei deltagoot

CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 1/2/3; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem


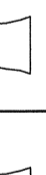
CO-419990

BIJL: TX1

gec.

form.

A3

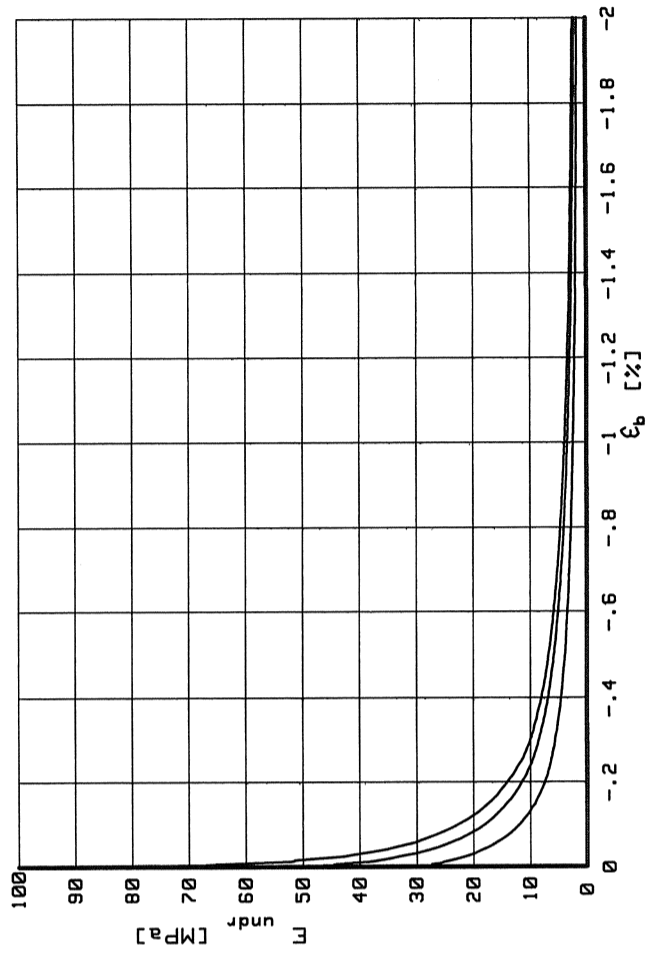
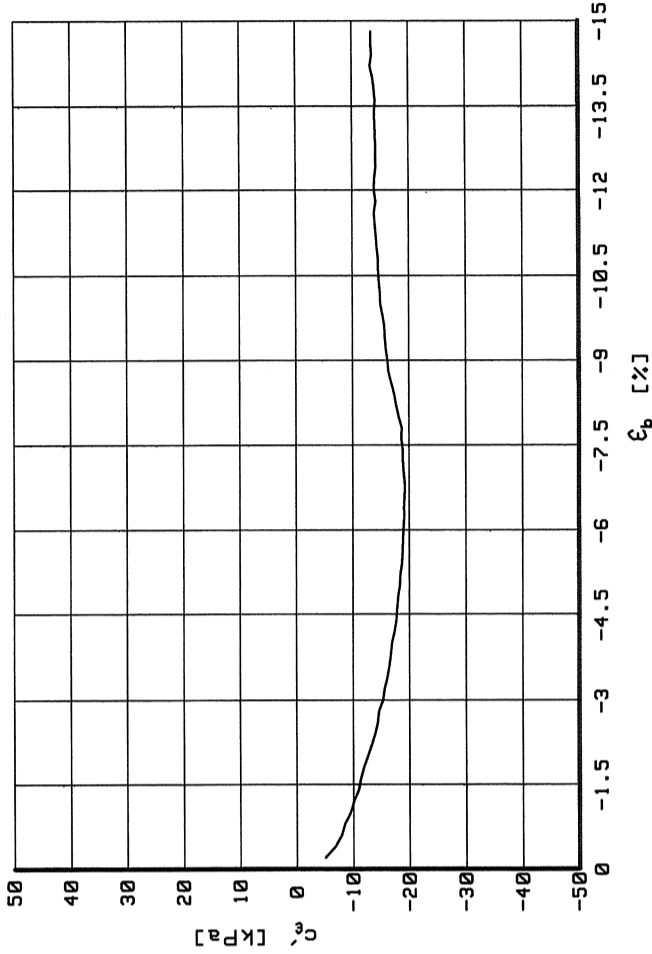
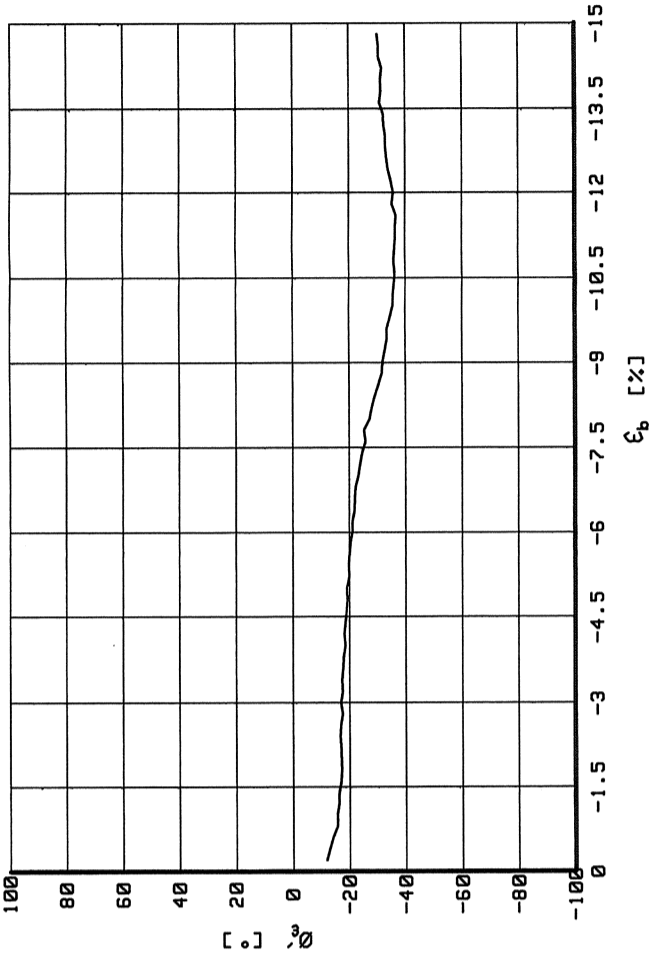
Belastingsfase	Belastingsfase		
	1	2	3
Gegevens			
Grondsoort : klei matig siltig			
<b>B<sub>0</sub></b>	[ ]	.96	.96
<b>B<sub>1</sub></b>	[ ]	.99	.99
<b>σ<sub>c</sub></b>	[kPa]	16.59	31.28
<b>t<sub>100</sub></b>	[min]	20.00	20.00
<b>h<sub>c</sub></b>	[mm]	149.76	149.33
<b>V<sub>c</sub></b>	[cm <sup>3</sup> ]	520.73	517.90
<b>P<sub>n;c</sub></b>	[kg/m <sup>3</sup> ]	1825.28	1823.90
<b>w<sub>c</sub></b>	[%]	26.60	32.48
<b>u<sub>bk</sub></b>	[kPa]	299.92	299.95
<b>P (drainage factor)</b>		2.20	2.20
<b>v<sub>max</sub></b>	[%/h]	6.82	6.82
<b>v</b>	[%/h]	-3.93	-3.94
<b>Stop criterium</b>	ε <sub>b</sub> -15%	ε <sub>b</sub> -15%	ε <sub>b</sub> -15%
<b>q<sub>u</sub></b>	[kPa]	-49.8	-55.8
<b>f<sub>undr</sub></b>	[kPa]	-24.9	-27.9
<b>ε<sub>b;50</sub></b>	[%]	-1.1	-1.5
<b>E<sub>undr;50</sub></b>	[MPa]	2.2	6.2
<b>w<sub>e</sub></b>	[%]	26.60	32.48
<b>Bezwijk figuur</b>			

Verzadigingsfase

Consolidatiefase

Belastingsfase

Na beproeving



Belastings- fase ε <sub>b</sub> [%]	s' [kPa]			t [kPa]			θ' [°]	c' [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
-2	15.22	21.55	38.44	-15.42	-19.83	-22.93	-17.11	-12.57
-5	17.30	22.70	39.64	-22.69	-25.07	-30.17	-19.09	-18.30
-10	20.00	25.17	43.97	-23.02	-27.79	-37.53	-35.55	-14.96
t <sub>u</sub>	18.54	25.35	44.54	-24.92	-27.90	-37.89	-30.22	-17.82

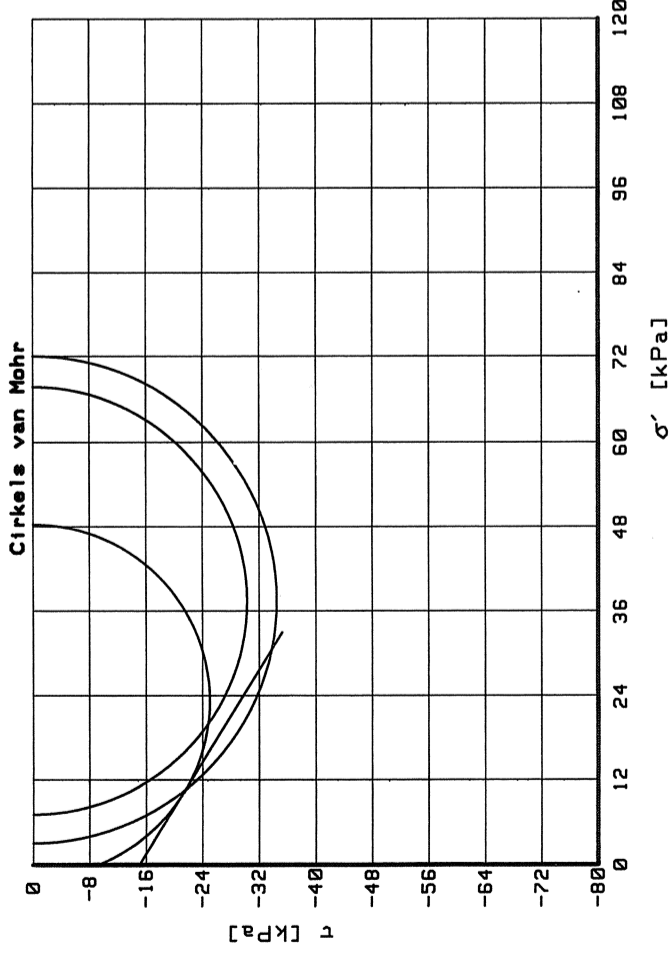
**Geodelft**  
 Klei deltagoot  
 CU TRIAXIAALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING Ø1; PROEFSTUK 1/2/3; DIEPTE Ø.10-Ø.25 M-Bodem

Postbus 69  
2600 AB Delft, Nederland  
 Telefoon (015) 269 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

get. RVS  
 29 Mar 2006

sec. **GL**  
 CO-419990

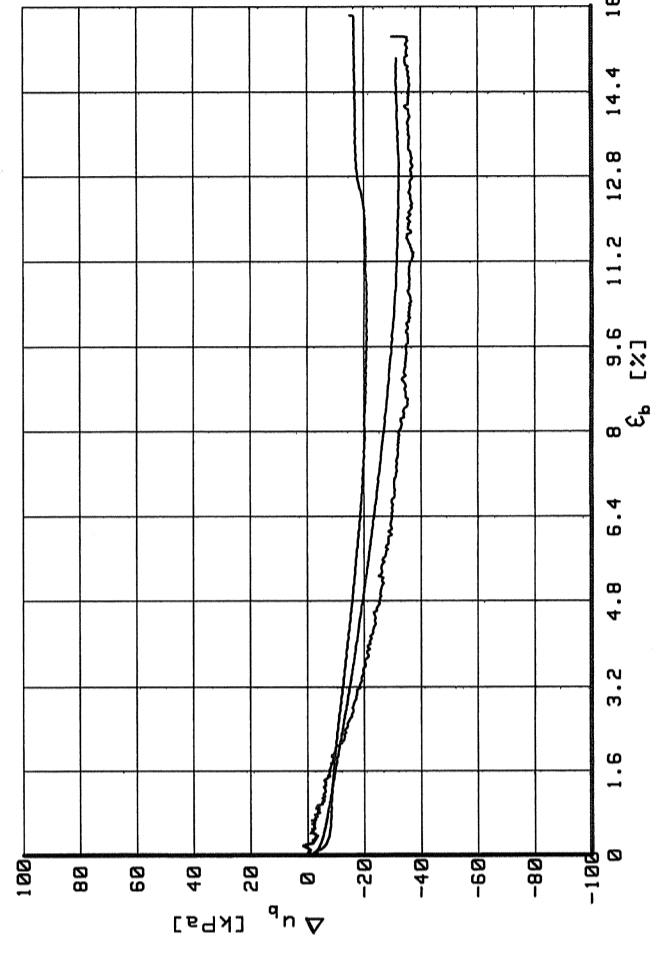
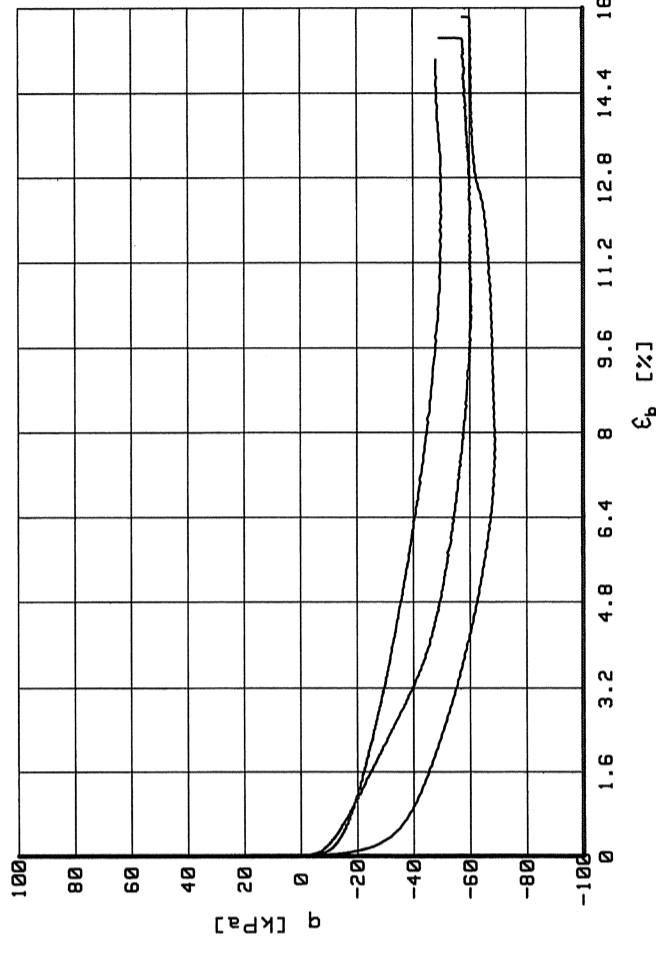
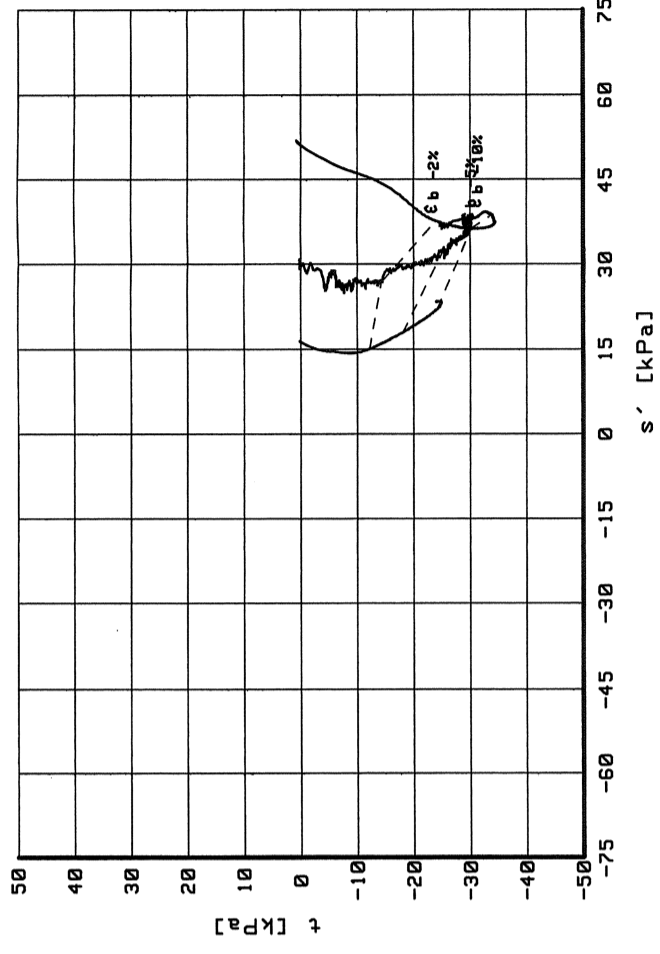
form. **A3**  
 BIJL: TX1



Mohr cirkels bij tu	
$\phi'$	[°] -31.51
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ] -15.06

Voor beproeving

Gegevens	4	5	6
$m_i$ [g]	987.04	952.71	975.29
$D_i$ [mm]	66.70	66.80	67.00
$h_i$ [mm]	150.00	150.00	150.00
$w_i$ [%]	30.34	33.31	32.16
$P_i$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1883.22	1812.29	1844.18
$P_{dr}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1444.85	1359.45	1395.41
Grondsoort : klei matig siltig			



Postbus 69  
2600 RB Delft Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

get.  
AVS

26 Apr 2006

Klei deltagoot

CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 4/5/6; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

gec.

CO-419990

form.

BIJL: TX2

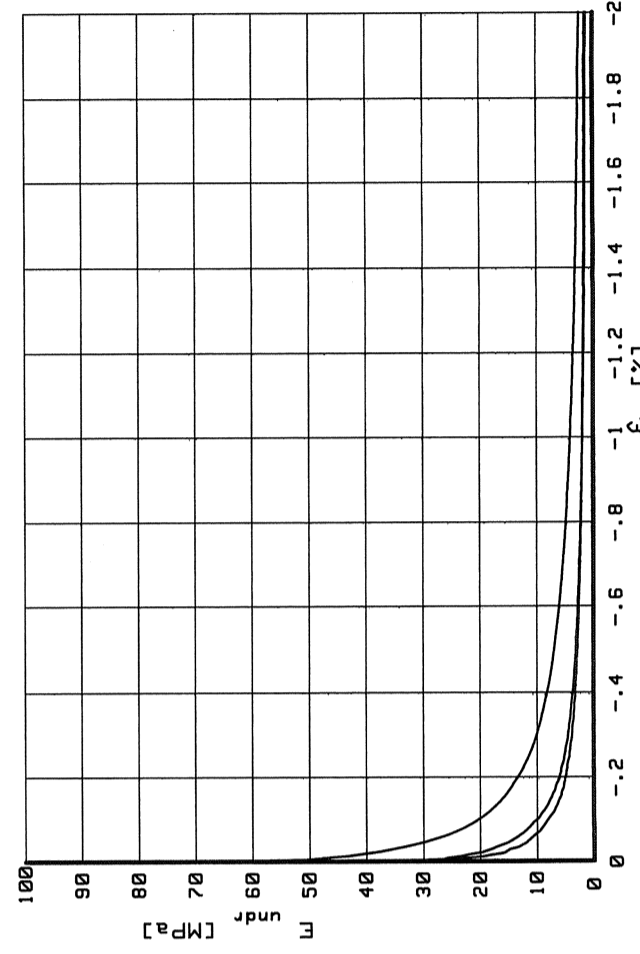
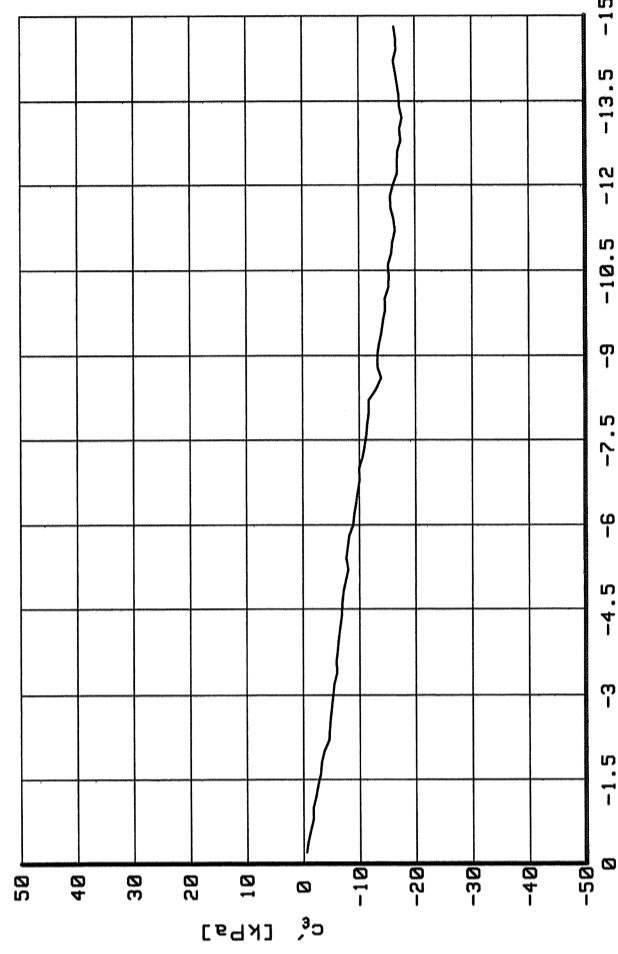
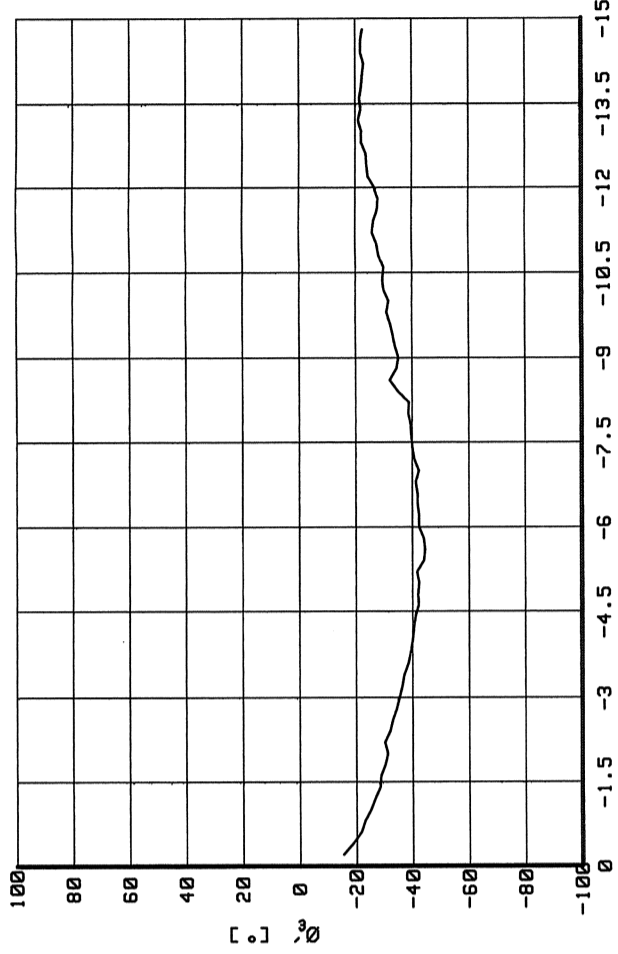
R3



Belastingsfase		1	2	3	
Gegevens					
Grondsoort : klei matig siltig					
Verzadigingsfase	$B_0$	[ ]	.96	.96	.97
	$B_1$	[ ]	.99	.99	.99
	$\sigma'_c$	[kPa]	16.16	31.68	51.17
	$t_{100}$	[min]	20.00	20.00	20.00
	$h_c$	[mm]	149.69	148.80	148.99
	$V_c$	[cm <sup>3</sup> ]	520.99	516.67	521.21
	$P_{n;c}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1888.54	1826.47	1856.55
	$w_c$	[%]	29.93	32.05	31.12
	$u_{bk}$	[kPa]	299.85	299.68	300.53
	$P$ (drainage factor)		2.20	2.20	2.20
Belastingsfase	$V_{max}$	[%/h]	6.82	6.82	6.82
	$v$	[%/h]	-4.00	-3.70	-3.80
	Stop criterium		$\epsilon_b$ -15%	$\epsilon_b$ -15%	$\epsilon_b$ -15%
	$q_u$	[kPa]	-50.0	-60.6	-69.0
	$f_{undr}$	[kPa]	-25.0	-30.3	-34.5
	$\epsilon_b;50$	[%]	-2.2	-2.2	-5
	$E_{undr;50}$	[MPa]	1.2	1.4	7.0
	$w_e$	[%]	29.93	32.05	31.12
	Bezwijk figuur				

Na beproeving

Belastings- fase $\epsilon_b$ [%]	$s'$ [kPa]			$t$ [kPa]			$\theta'$ [°]	$c'$ [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
-2	15.01	26.87	37.64	-12.18	-14.33	-24.01	-31.11	-3.67
-5	17.91	32.22	36.26	-18.10	-25.14	-31.62	-42.25	-7.56
-10	22.09	36.22	38.67	-24.20	-30.19	-33.81	-31.76	-14.56
$t_u$	23.25	37.37	37.53	-25.02	-30.30	-34.51	-31.51	-15.06



Postbus 69  
2600 AB Delft, Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

26 Apr 2006

get. AVS

gec.

form. AB

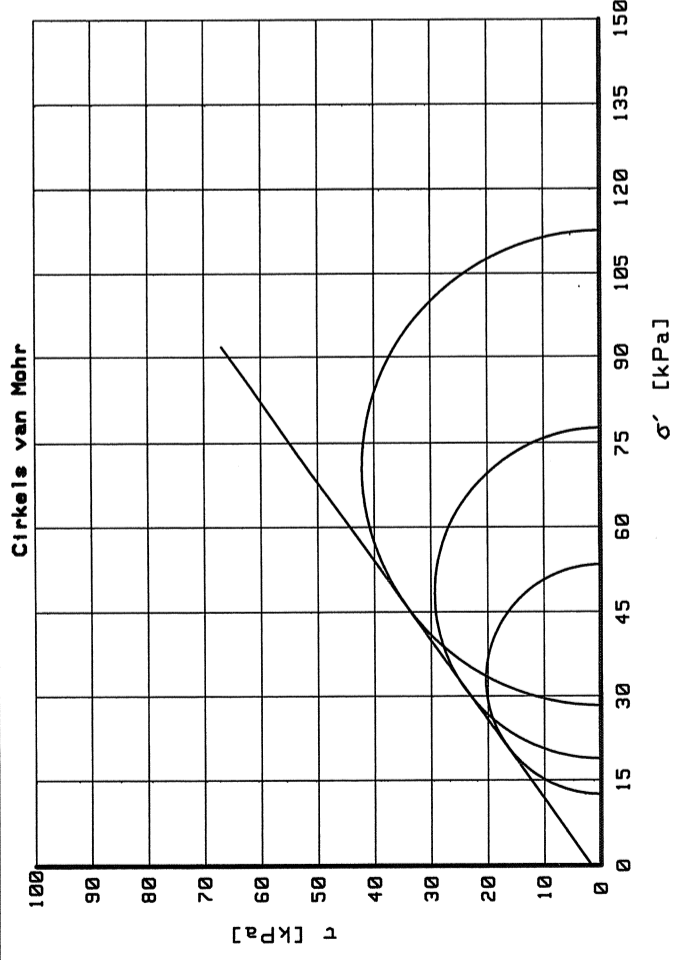
Klei deltagoot

CU TRIAXIAALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 4/5/6; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

CO-419990

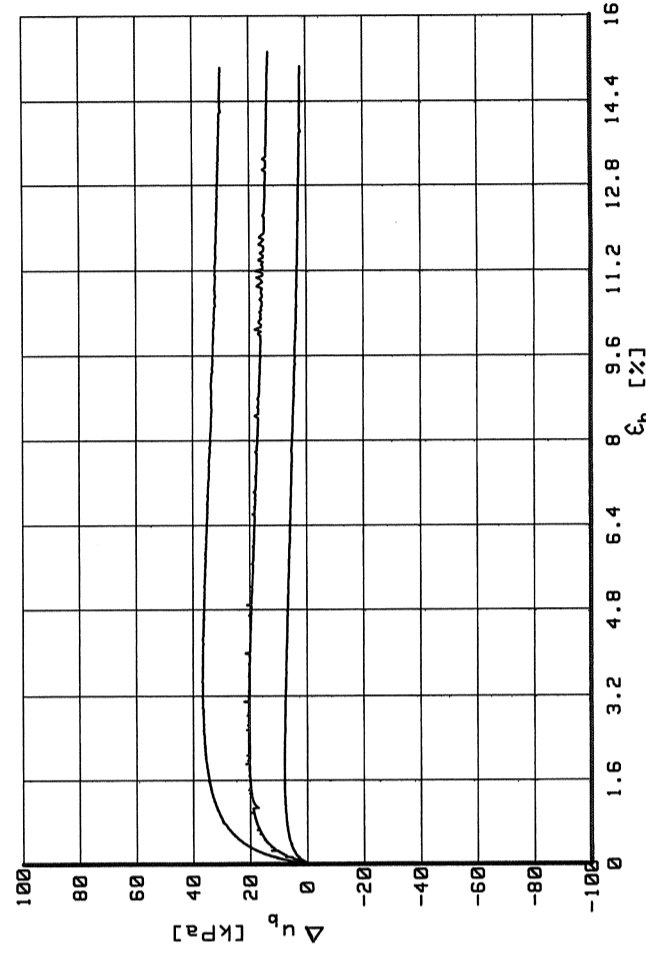
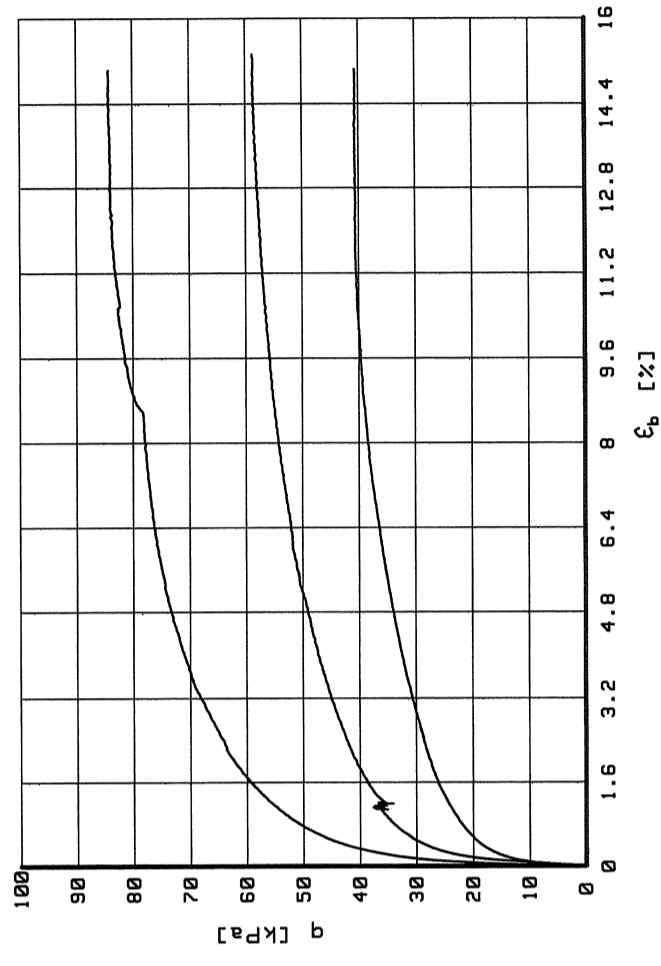
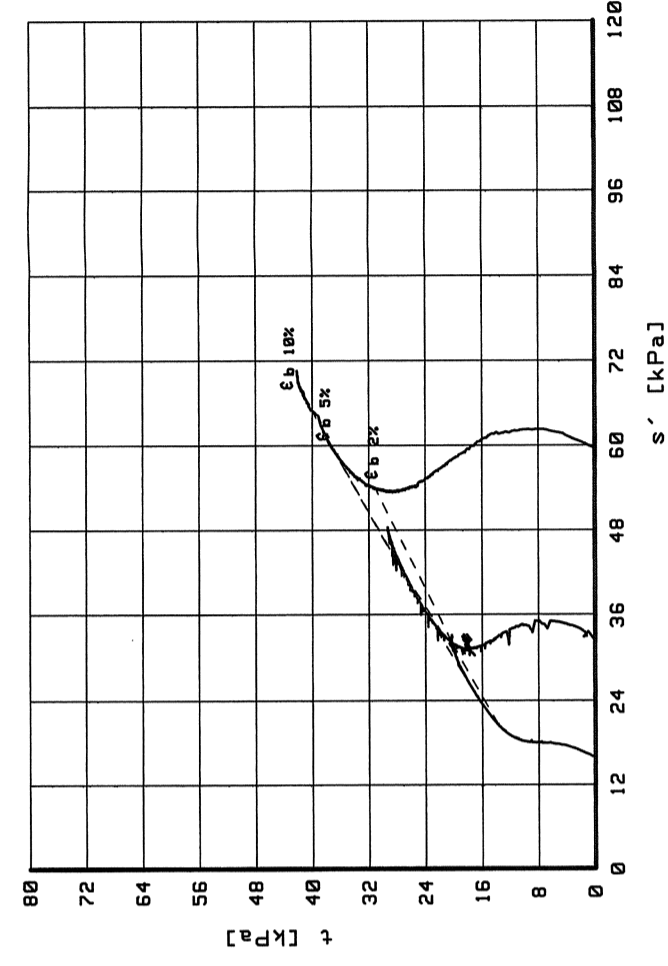
BIJL:TX2



Mohr cirkels bij tu	
$\phi'$	[°] 35.36
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ] 1.72

Voor beproeving

Gegevens	9	10	12
$m_i$	[g] 955.20	959.90	968.60
$D_i$	[mm] 67.40	67.60	67.60
$h_i$	[mm] 148.00	150.00	149.00
$w_i$	[%] 31.84	34.84	30.89
$P_i$	[kg/m <sup>3</sup> ] 1808.93	1783.00	1811.24
$P_{dr}$	[kg/m <sup>3</sup> ] 1372.07	1322.31	1383.78
Grondsoort : klei matig siltig			



Postbus 69  
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

24 Apr 2006

get. Sig

Klei deltagoot

CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 9/10/12; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

CO-419990

get. Sig

BIJL: TX3

form. A3

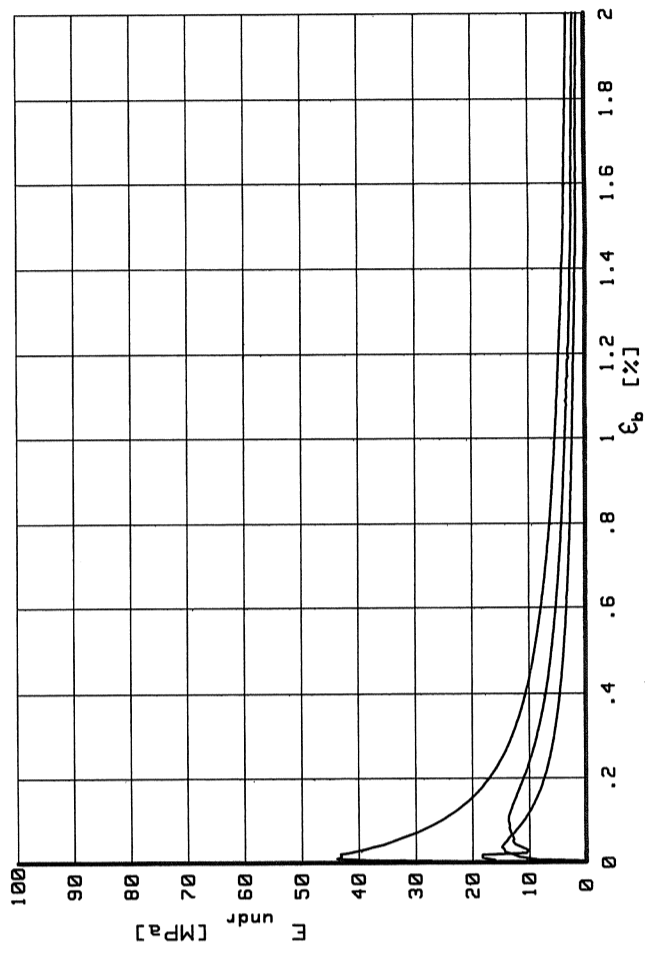
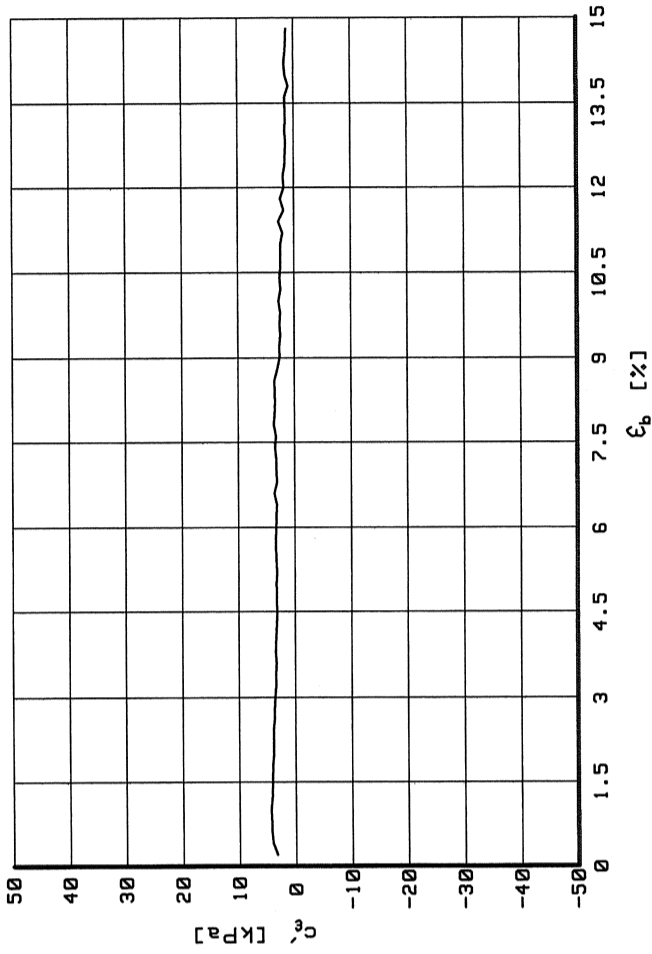
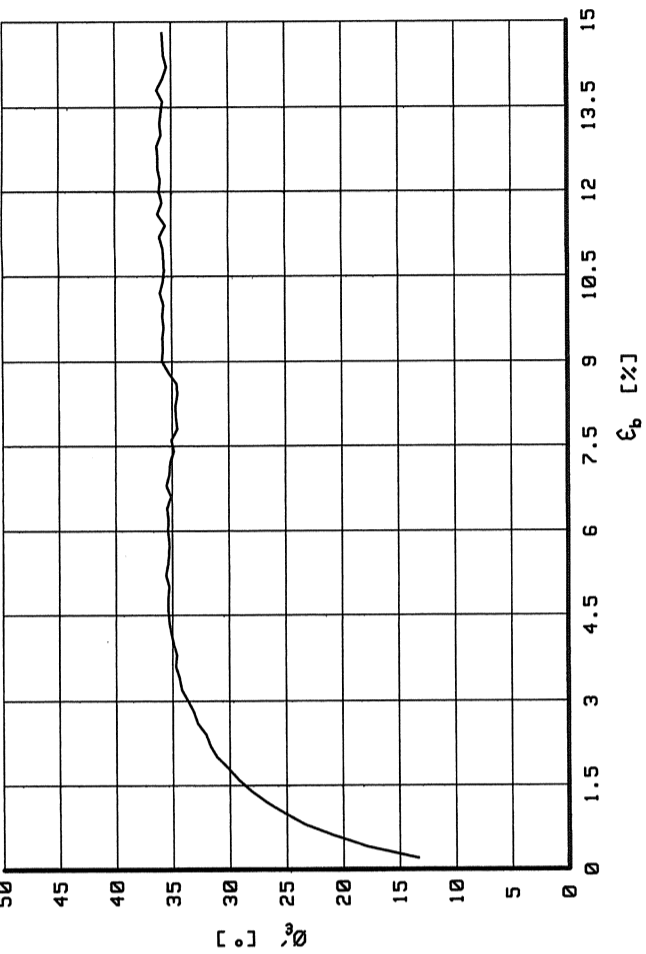
Belastingsfase		1	2	3
<b>Gegevens</b>				
Grondsoort : klei matig siltig				
$B_0$	[ J ]	.97	.96	.97
$B_1$	[ J ]	.99	.99	.99
$\sigma'_c$	[kPa]	15.84	33.14	58.96
$t_{100}$	[min]	20.00	20.00	20.00
$h_c$	[mm]	146.80	148.10	146.30
$V_c$	[cm <sup>3</sup> ]	530.93	533.58	516.90
$P_{n;c}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1803.06	1789.98	1839.23
$w_c$	[%]	32.13	34.17	28.48
$u_{bk}$	[kPa]	298.88	299.09	299.42
$P$ (drainage factor)		2.20	2.20	2.20
$v_{max}$	[%/h]	6.82	6.82	6.82
$v$	[%/h]	4.30	4.81	4.45
Stop criterium	$\epsilon_b$ 15%	$\epsilon_b$ 15%	$\epsilon_b$ 15%	$\epsilon_b$ 15%
$q_u$	[kPa]	40.74	58.72	84.29
$f_{undr}$	[kPa]	20.37	29.36	42.15
$\epsilon_b;50$	[%]	.60	.46	.39
$E_{undr;50}$	[MPa]	3.39	6.43	10.84
$w_e$	[%]	32.13	34.17	28.48
Bezwijk figuur				

Verzadigingsfase

Consolidatiefase

Belastingsfase

Na beproeving



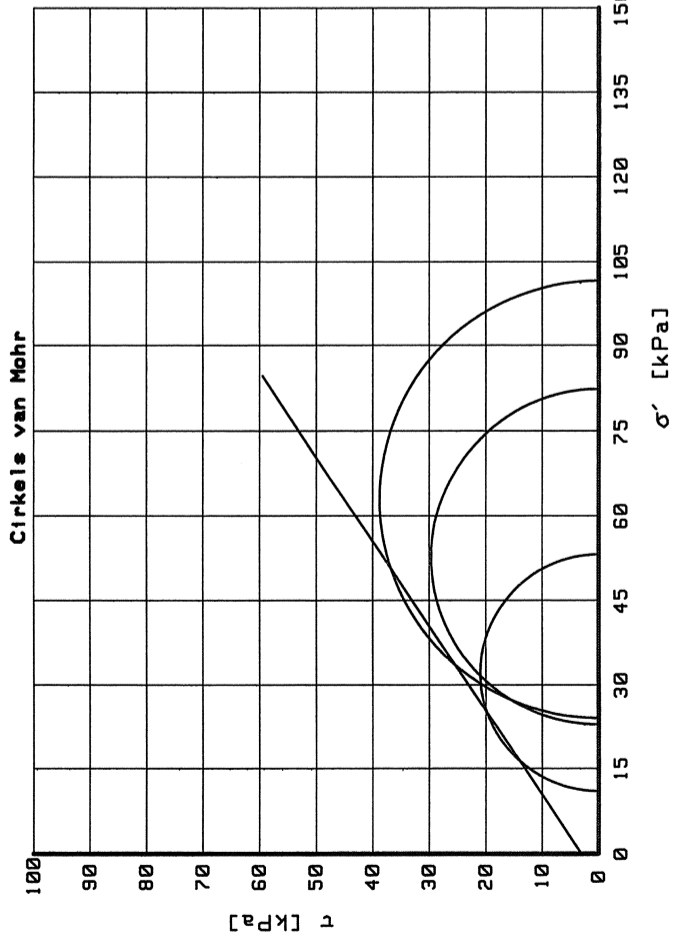
Belastings- fase $\epsilon_b$ [%]	$s'$ [kPa]			$t$ [kPa]			$\theta'$ [°]	$c'$ [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
2	20.58	32.10	53.99	13.74	20.30	31.12	31.12	3.90
5	25.31	37.66	59.40	17.18	24.76	36.95	35.30	3.34
10	30.76	43.37	66.64	19.92	28.06	41.02	35.73	2.79
$t_u$	32.86	48.16	70.46	20.37	29.36	42.15	35.36	1.72

**Geodelft**  
 Klei deltagoot  
 CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING 01; PROEFSTUK 9/10/12; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

Postbus 68  
2500 AB Delft Nederland  
 Telefoon (015) 269 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

24 Apr 2006  
 CO-419990  
 BIJL:TX3

get. Sig  
 gec. form.  
 A3



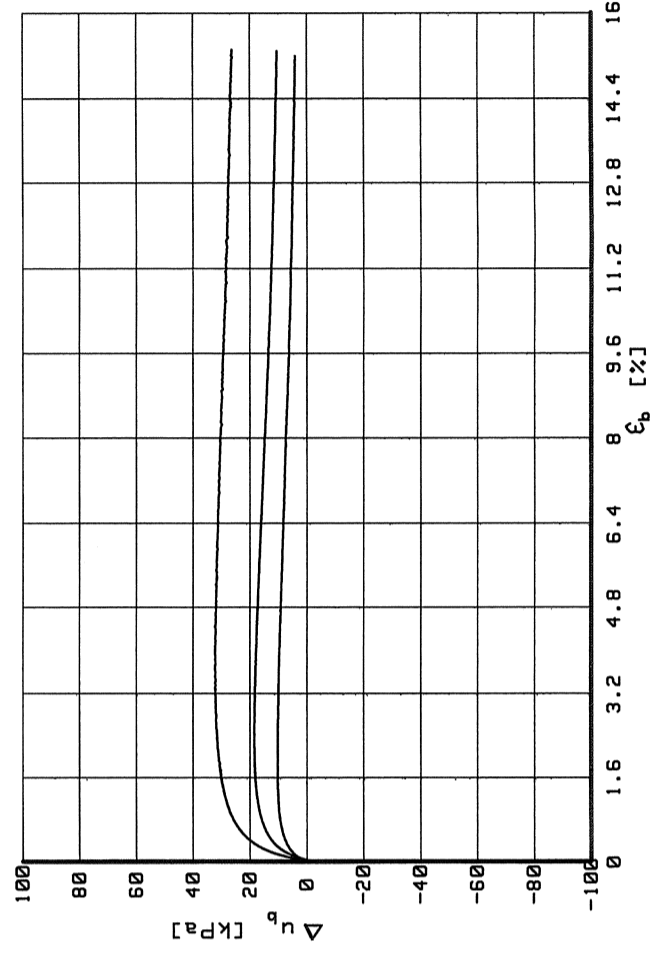
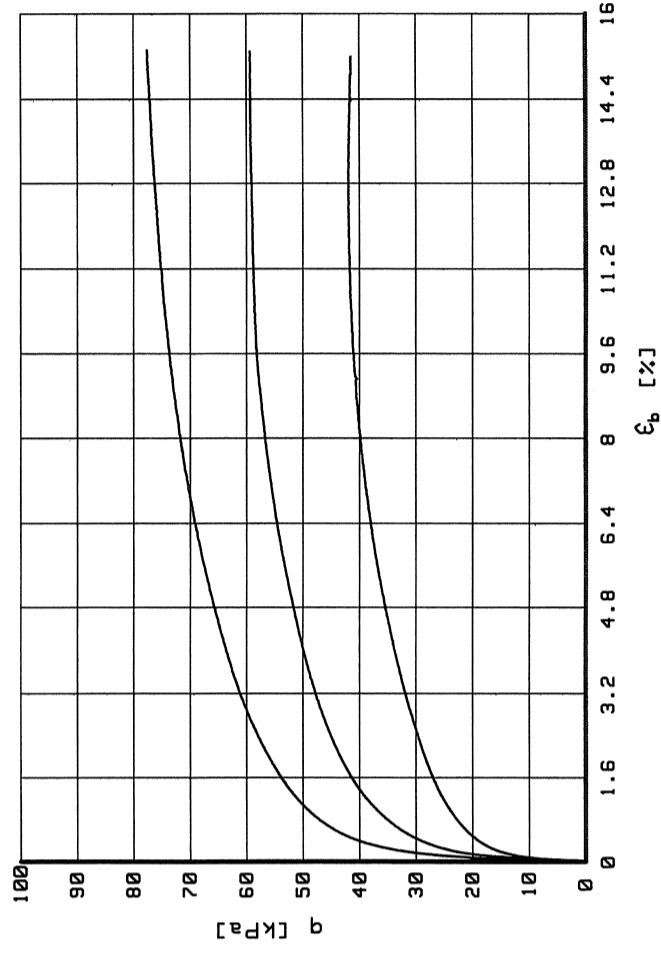
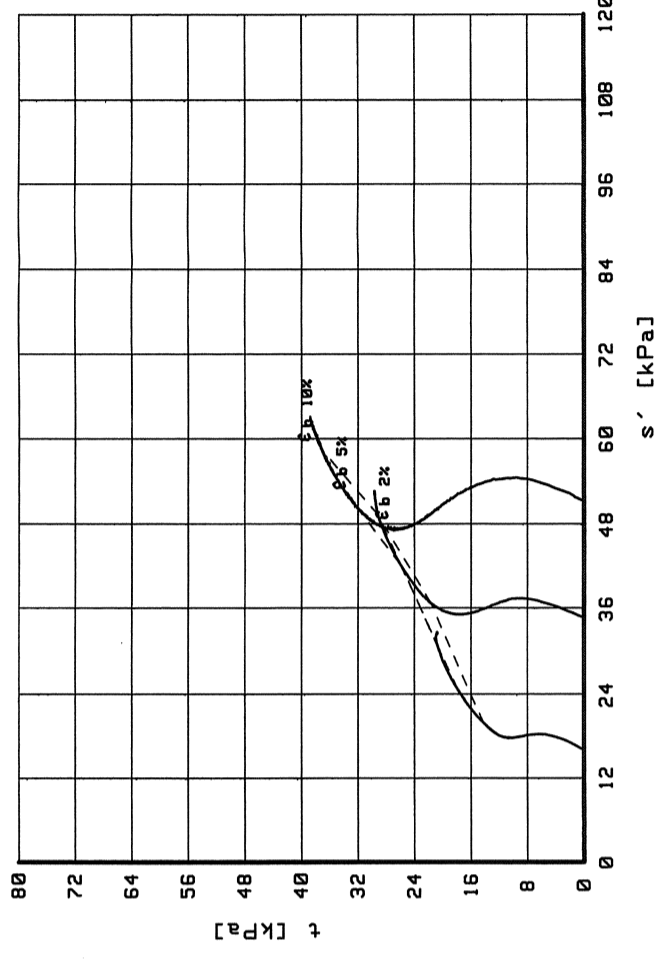
Mohr cirkels bij tu	
$\phi'$	[°]
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]

33.70

3.07

Voor beproeving

Gegevens	13	14	15	
$m_j$	[g]	987.00	956.00	966.50
$D_j$	[mm]	67.20	67.40	67.20
$h_j$	[mm]	150.00	150.00	149.00
$w_j$	[%]	28.17	37.43	32.88
$P_j$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1855.23	1786.31	1828.89
$P_{dr}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1447.48	1299.80	1376.35
Grondsoort : klei matig siltig				



Postbus 69  
2600 AB Delft, Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

24 Apr 2006

bet. Sig

Klei deltagoot

CU TRIAXIAALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 13/14/15; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

CO-419990

bet. Sig

BIJL: TX4

form. A3

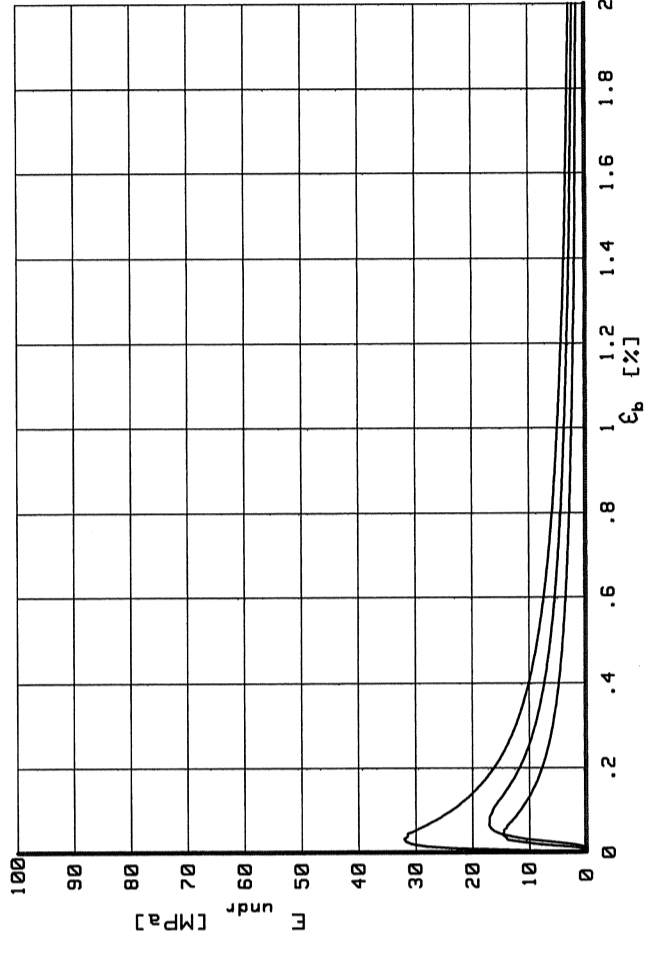
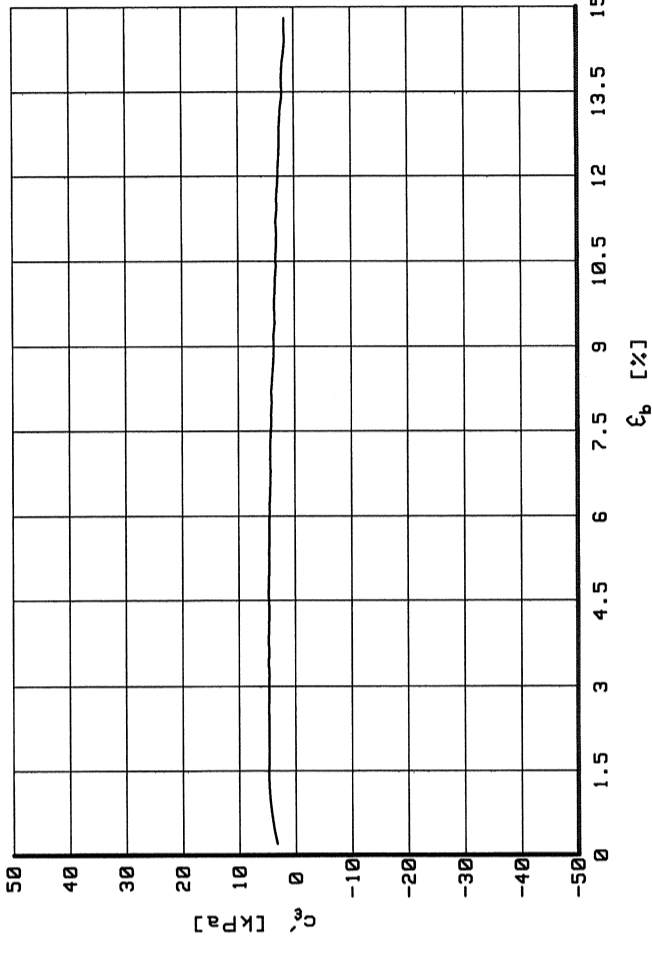
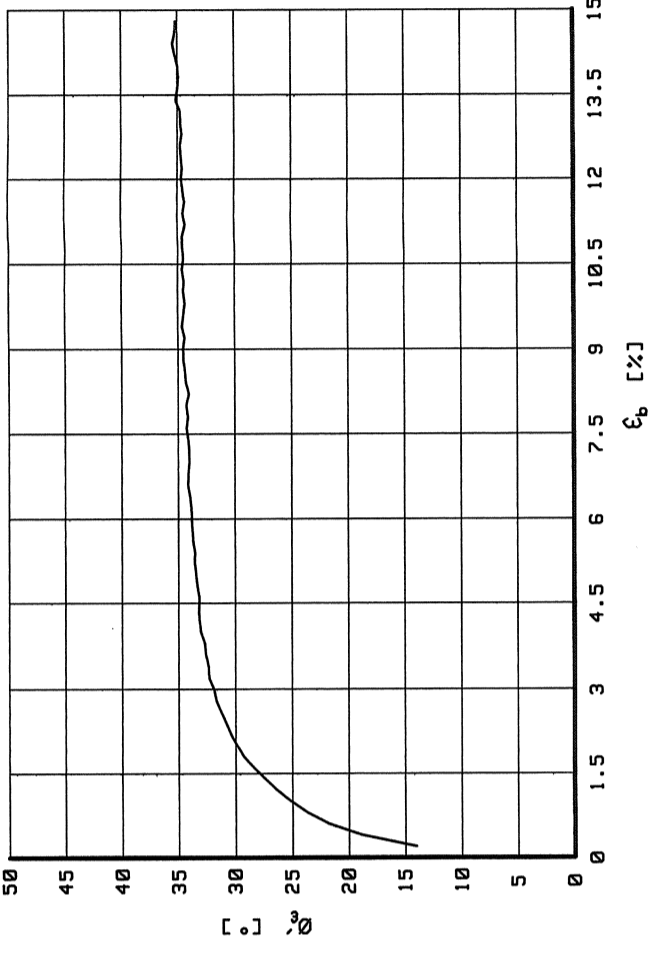
Belastingsfase			
Gegevens	1	2	3
Grondsoort : klei matig siltig			
B <sub>0</sub>	[ ]	.98	.97
B <sub>1</sub>	[ ]	.99	.99
σ <sub>c</sub>	[kPa]	16.01	34.78
t <sub>100</sub>	[min]	20.00	20.00
h <sub>c</sub>	[mm]	148.80	146.30
V <sub>c</sub>	[cm <sup>3</sup> ]	528.64	530.15
P <sub>nic</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	1860.62	1793.83
w <sub>c</sub>	[%]	27.73	36.71
u <sub>bk</sub>	[kPa]	299.86	298.60
P (drainage factor)		2.20	2.20
v <sub>max</sub>	[%/h]	6.82	6.82
v	[%/h]	4.32	4.65
Stop criterium	ε <sub>b</sub> 15%	ε <sub>b</sub> 15%	ε <sub>b</sub> 15%
q <sub>u</sub>	[kPa]	41.99	59.35
f <sub>undr</sub>	[kPa]	20.99	29.68
ε <sub>b;50</sub>	[%]	.58	.42
E <sub>undr;50</sub>	[MPa]	3.61	7.01
w <sub>e</sub>	[%]	27.73	36.71
Bezwijk figuur			

Verzadigingsfase

Consolidatiefase

Belastingsfase

Na beproeving



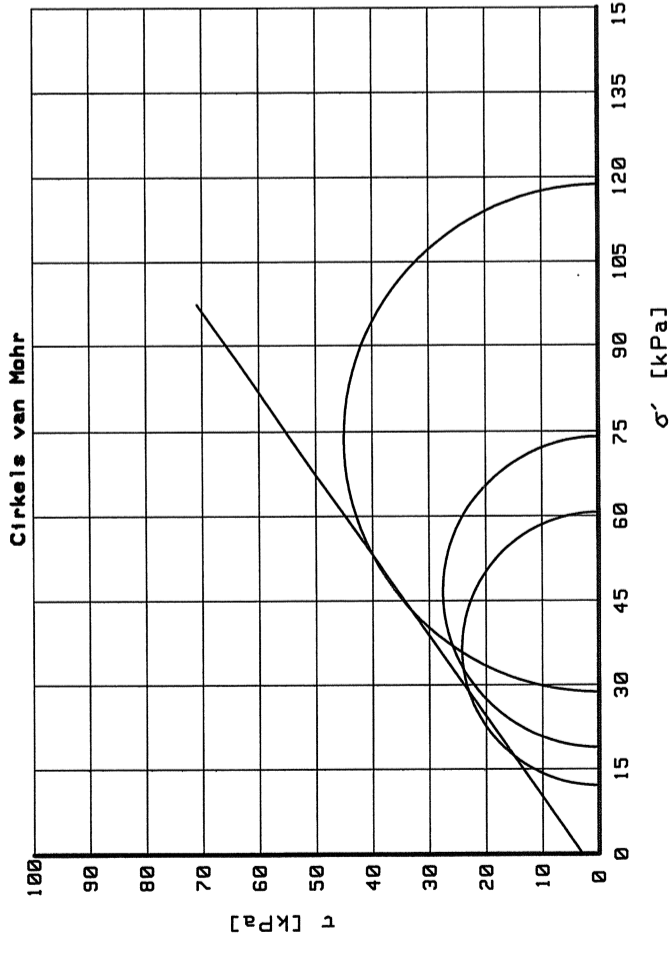
Belastings- fase ε <sub>b</sub> %	s' [kPa]			t [kPa]			σ' [°]	c' [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
2	19.92	36.69	47.39	14.24	21.71	28.07	29.88	4.69
5	24.68	42.27	51.60	17.90	26.06	33.09	33.46	4.67
10	30.45	49.31	58.36	20.66	29.18	37.05	34.52	3.49
t <sub>u</sub>	32.01	52.60	62.85	20.99	29.68	38.79	33.70	3.07

**Geodelft**  
 Klei deltagoot  
 CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING Ø1; PROEFSTUK 13/14/15; DIEPTE Ø.10-Ø.25 M-Bodem

Postbus 69  
2600 AB Delft Nederland  
 Telefoon (015) 269 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

24 Apr 2006  
 CO-419990  
 BIJL: TX4

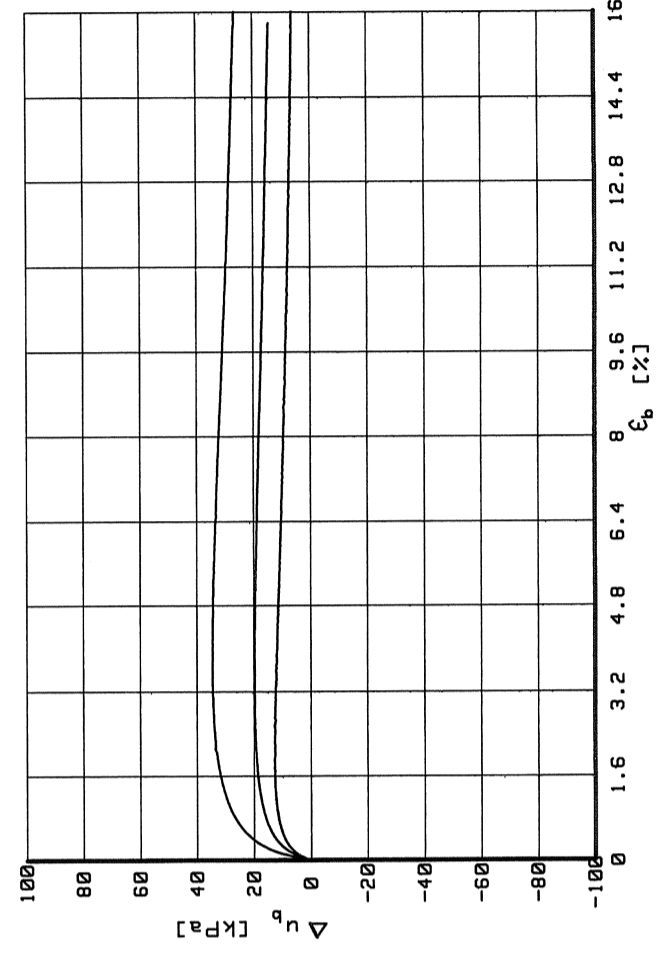
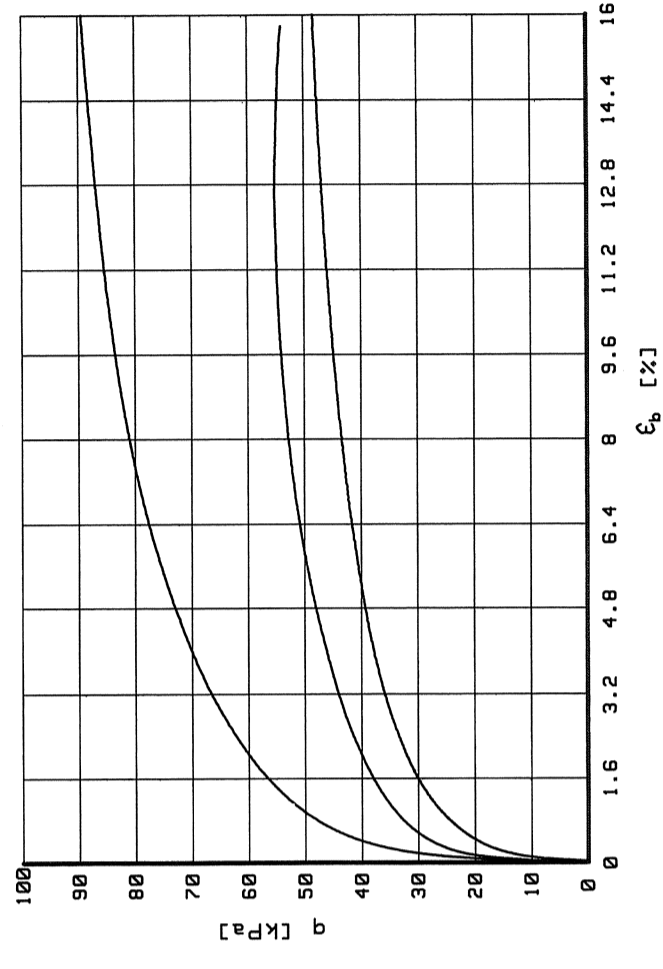
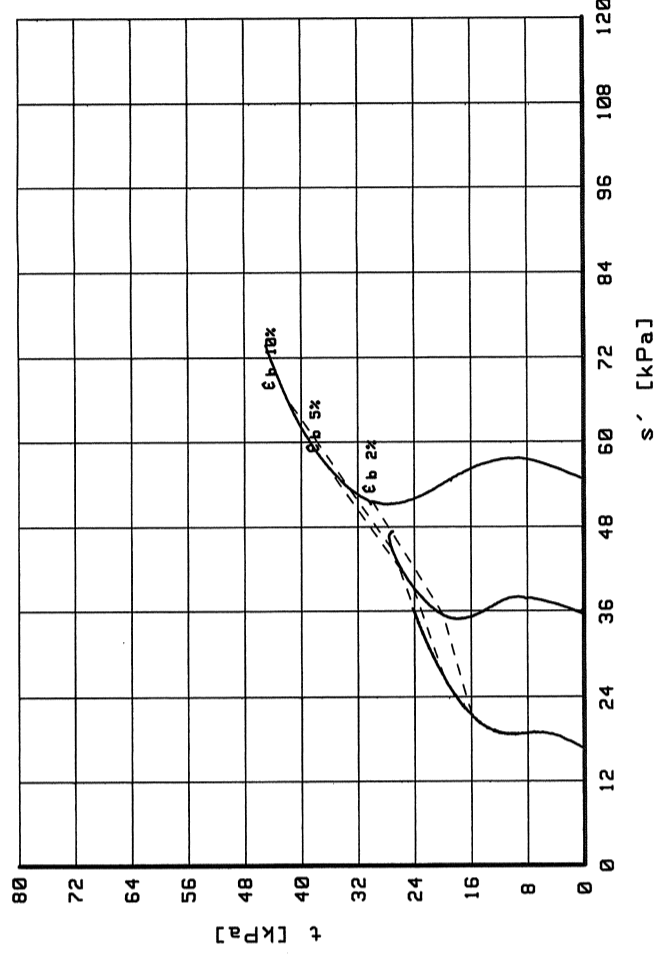
get. Slg  
 get. GZ  
 form. A3



Mohr cirkels bij tu		
$\phi'$	[°]	34.90
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.98

Voor beproeving

Gegevens	17	18	19	
$m_i$	[g]	975.90	970.90	994.60
$D_i$	[mm]	67.40	67.20	67.20
$h_i$	[mm]	150.00	149.00	149.50
$w_i$	[%]	29.01	38.63	31.21
$P_i$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1823.49	1837.21	1875.77
$P_{dr}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1413.45	1325.26	1429.59
Grondsoort : klei matig siltig				



**GeoDelft**  
 Postbus 69  
 2600 AB Delft Nederland  
 Telefoon (015) 269 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

26 Apr 2006  
 CO-419990  
 BIJL:TX5

get. sig  
 26 Apr 2006  
 get. sig  
 CO-419990  
 form. R3

Klei deltagoot  
 CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING 01; PROEFSTUK 17/18/19; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

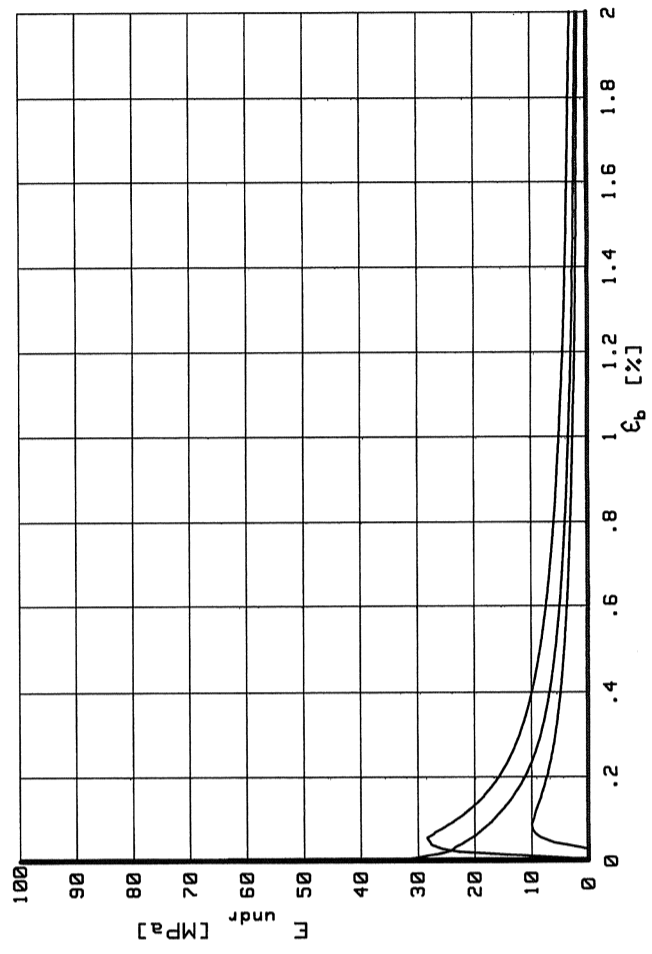
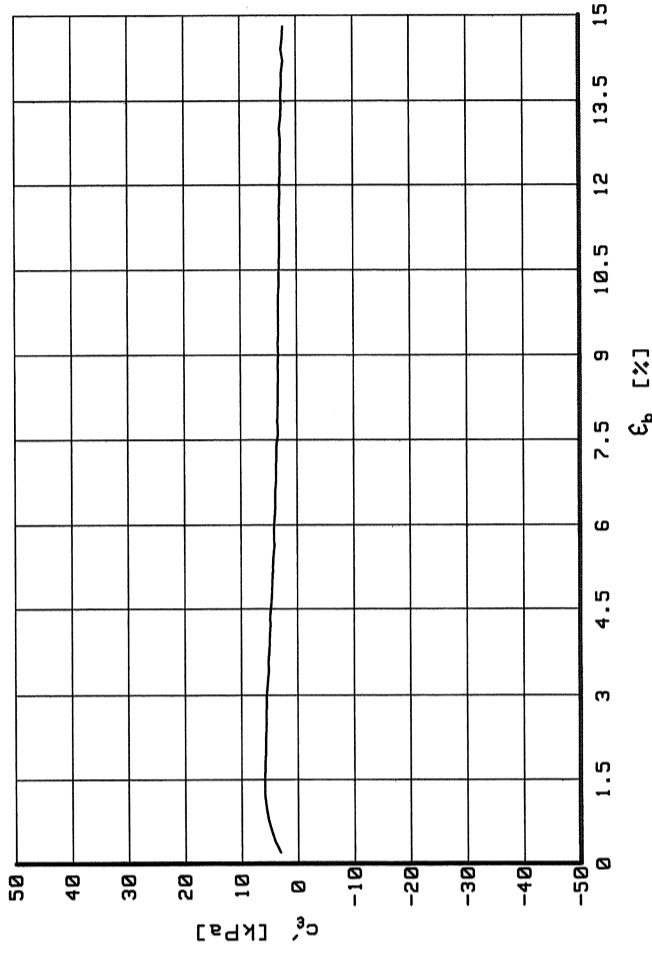
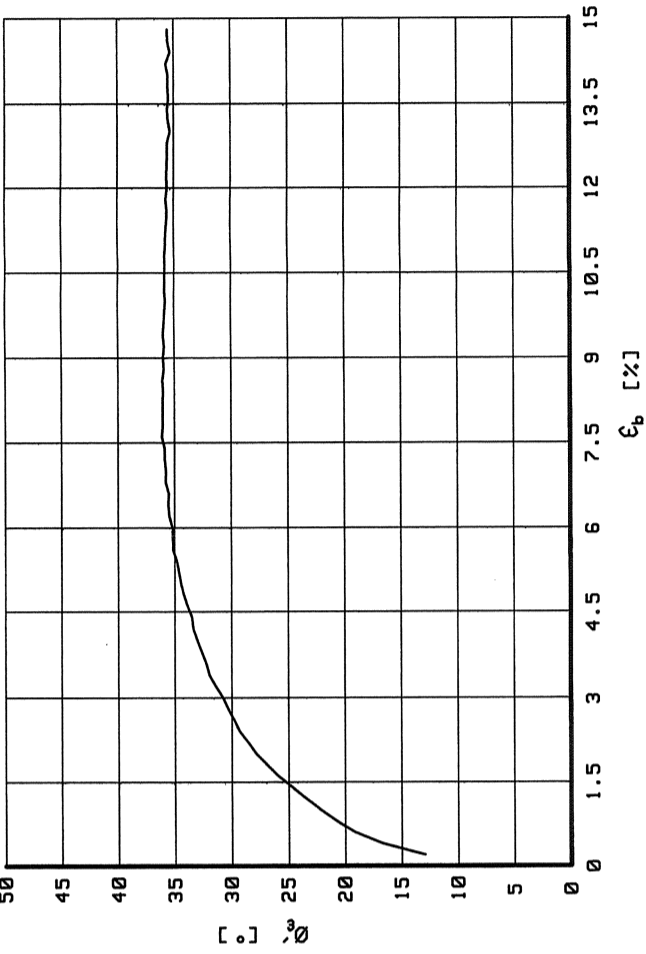
Belastingsfase		1	2	3
Gegevens				
Grondsoort : klei matig siltig				
B <sub>0</sub>	[ ]	.95	.96	.96
B <sub>1</sub>	[ ]	.99	.99	.99
σ <sub>c</sub>	[kPa]	16.98	35.79	54.85
t <sub>100</sub>	[min]	20.00	20.00	20.00
h <sub>c</sub>	[mm]	149.10	147.40	147.20
V <sub>c</sub>	[cm <sup>3</sup> ]	523.92	517.66	508.15
P <sub>n;c</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	1841.12	1854.69	1913.80
w <sub>c</sub>	[%]	27.52	37.09	28.30
u <sub>bk</sub>	[kPa]	301.16	298.89	299.90
P (drainage factor)		2.20	2.20	2.20
V <sub>max</sub>	[%/h]	6.82	6.82	6.82
v	[%/h]	4.03	4.73	4.40
Stop criterium	ε <sub>b</sub> 15%	ε <sub>b</sub> 15%	ε <sub>b</sub> 15%	ε <sub>b</sub> 15%
q <sub>u</sub>	[kPa]	47.95	55.22	88.69
f <sub>undr</sub>	[kPa]	24.27	27.61	45.01
ε <sub>b;50</sub>	[%]	.77	.42	.60
E <sub>undr;50</sub>	[MPa]	3.13	6.55	7.35
w <sub>e</sub>	[%]	27.52	37.09	28.30
Bezwijk figuur				

Verzadigingsfase

Consolidatiefase

Belastingsfase

Na beproeving



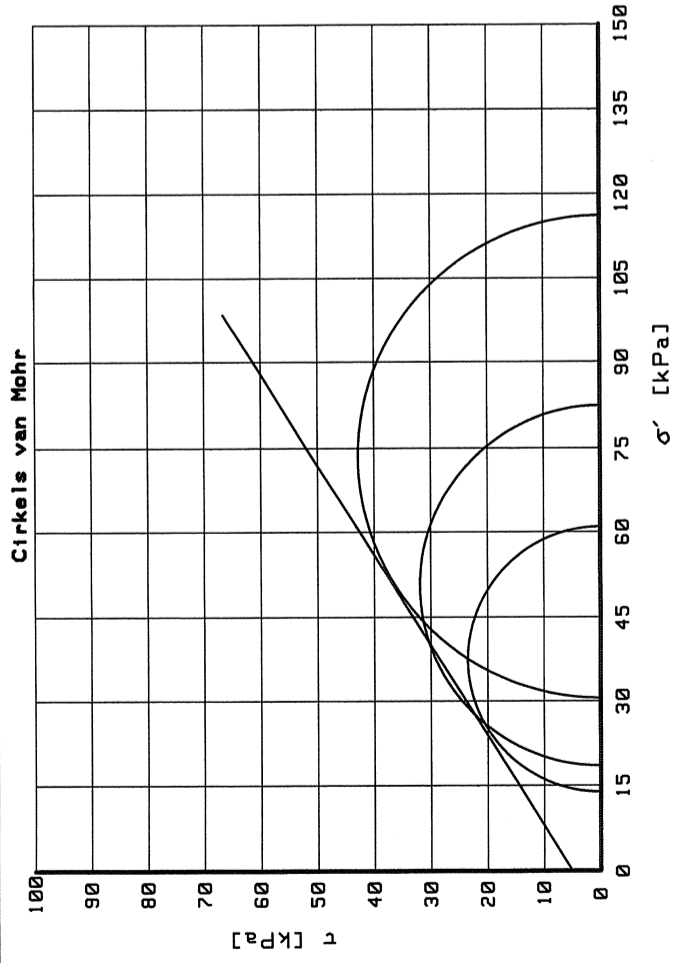
Belastings- fase ε <sub>b</sub> %	s' [kPa]			t [kPa]			θ' [°]	c' [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
2	21.50	35.45	51.56	15.95	19.94	29.86	27.81	5.70
5	26.71	39.42	57.27	19.82	24.22	36.82	34.46	4.46
10	32.18	44.84	66.21	22.57	27.20	42.03	35.78	3.31
t <sub>u</sub>	36.34	46.47	73.72	24.27	27.61	45.01	34.90	2.98

**GeoDelft**  
 Postbus 68  
 2600 AB Delft, Nederland  
 Telefoon (015) 268 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

get. sig  
 26 Apr 2006

spec. form.  
 CO-419990  
 BIJL:TX5  
 R3

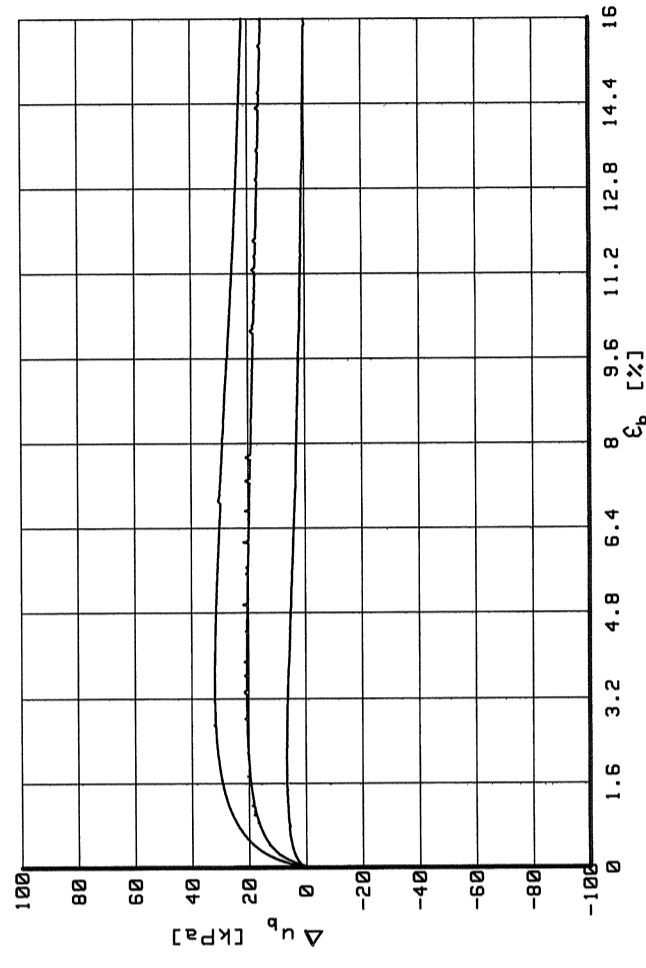
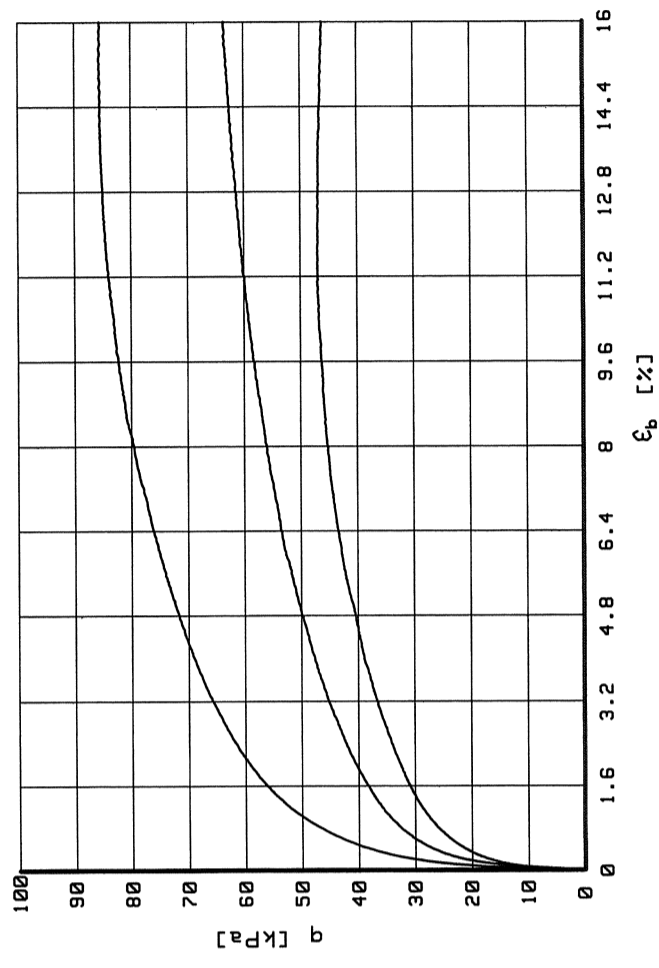
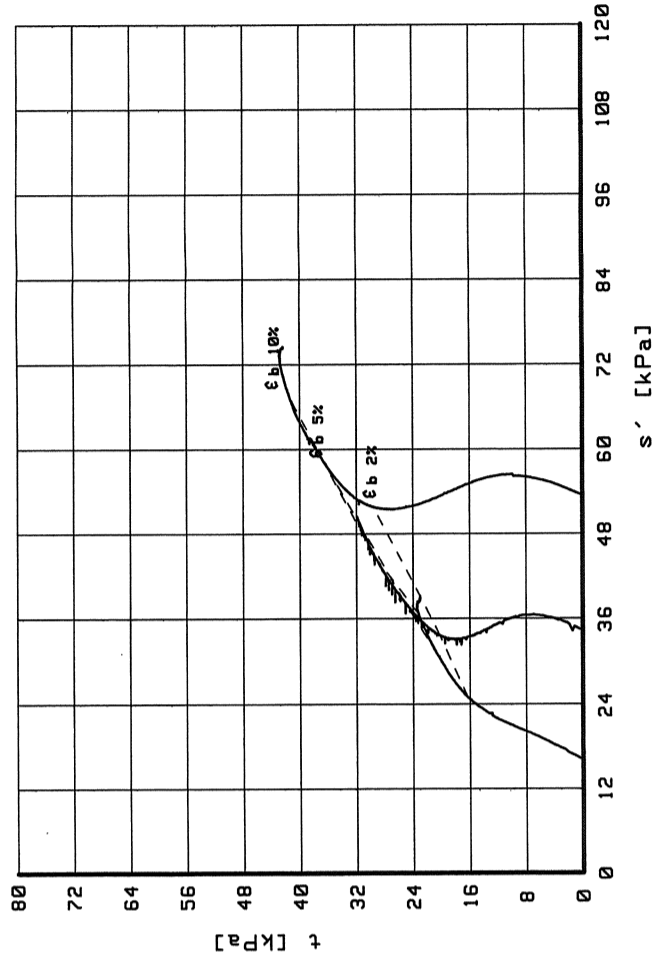
Klei deltagoot  
 CU TRIAXIALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING 01; PROEFSTUK 17/18/19; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem



Mohr cirkels bij tu		
$\phi'$	[°]	31.99
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.07

Voor beproeving

Gegevens	21	22	23	
$m_i$	[g]	965.40	952.40	975.10
$D_i$	[mm]	67.20	66.80	67.20
$h_i$	[mm]	150.00	150.00	150.00
$w_j$	[%]	34.44	31.51	32.58
$P_i$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1814.63	1811.70	1832.86
$P_{dr}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1349.77	1377.61	1382.46
Grondsoort : klei matig siltig				



Postbus 69  
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21

27 Apr 2006

get. Slg

Klei deltagoot

CU TRIAXIAALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117

BORING 01; PROEFSTUK 21/22/23; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

CO-419990

get. Slg

BIJL:TX6

get. Slg



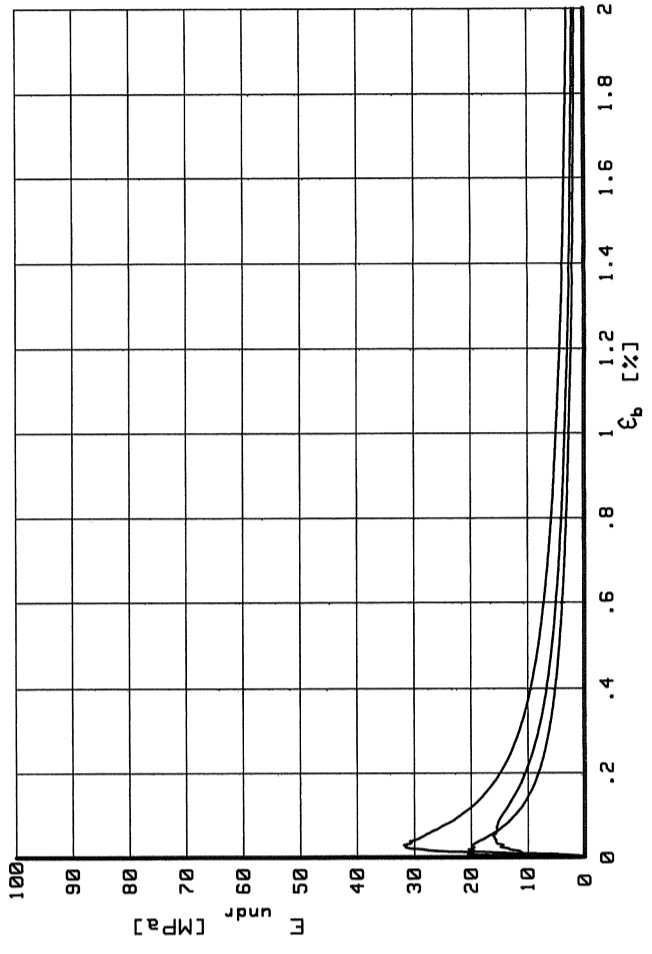
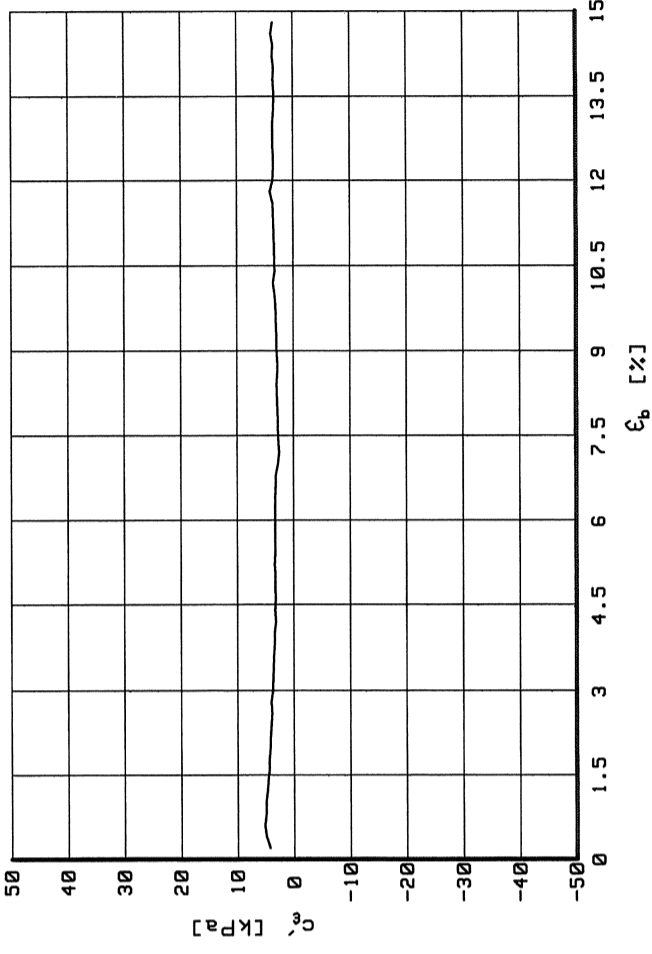
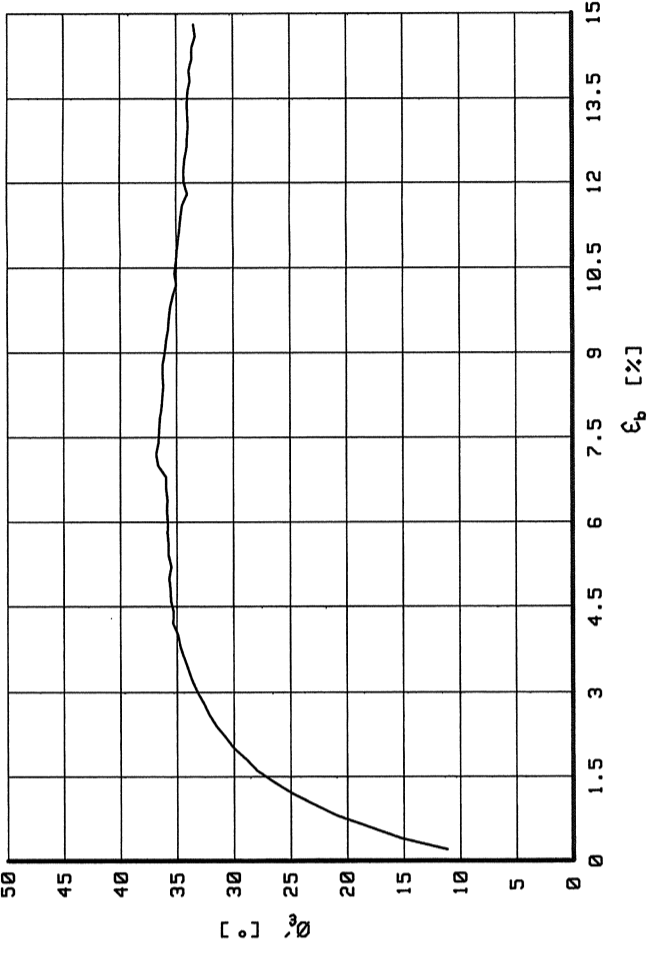
Gegevens	Belastingsfase		
	1	2	3
Grondsoort : klei matig siltig			
$B_0$	[ ]	.96	.97
$B_1$	[ ]	.99	.99
$\sigma'_c$	[kPa]	15.98	34.38
$t_{100}$	[min]	20.00	20.00
$h_c$	[mm]	148.80	147.90
$V_c$	[cm <sup>3</sup> ]	534.39	519.28
$P_{n;c}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1811.04	1841.01
$w_c$	[%]	34.77	30.62
$u_{bk}$	[kPa]	299.47	299.05
$P$ (drainage factor)		2.20	2.20
$v_{max}$	[%/h]	6.82	6.82
$v$	[%/h]	4.30	2.97
Stop criterium	$\epsilon_b$ 15%	$\epsilon_b$ 15%	$\epsilon_b$ 15%
$q_u$	[kPa]	47.02	62.93
$f_{undr}$	[kPa]	23.51	31.94
$\epsilon_b;50$	[%]	.59	.72
$E_{undr;50}$	[MPa]	3.91	4.36
$w_e$	[%]	34.77	30.62
Bezwijk figuur			

Verzadigingsfase

Consolidatiefase

Belastingsfase

Na beproeving



Belastings- fase $\epsilon_b$ [%]	$s'$ [kPa]			$t$ [kPa]			$\theta'$ [°]	$c'$ [kPa]
	1	2	3	1	2	3		
2	25.05	33.66	51.82	16.32	20.21	29.60	29.96	4.21
5	30.87	38.33	57.57	20.46	25.26	36.16	35.70	3.24
10	36.61	44.68	67.26	23.25	29.38	41.38	35.33	3.31
$t_u$	37.37	50.44	73.36	23.51	31.94	42.83	31.99	5.07

**Geodelft**  
 Postbus 69  
 2600 AB Delft Nederland  
 Telefoon (015) 269 35 00  
 Telefax (015) 261 08 21

Klei deltagoot  
 CU TRIAXIAALPROEF (SINGLESTAGE) VOLGENS NEN 5117  
 BORING 01; PROEFSTUK 21/22/23; DIEPTE 0.10-0.25 M-Bodem

27 Apr 2006  
 CO-419990  
 BIJL:TX6  
 A3

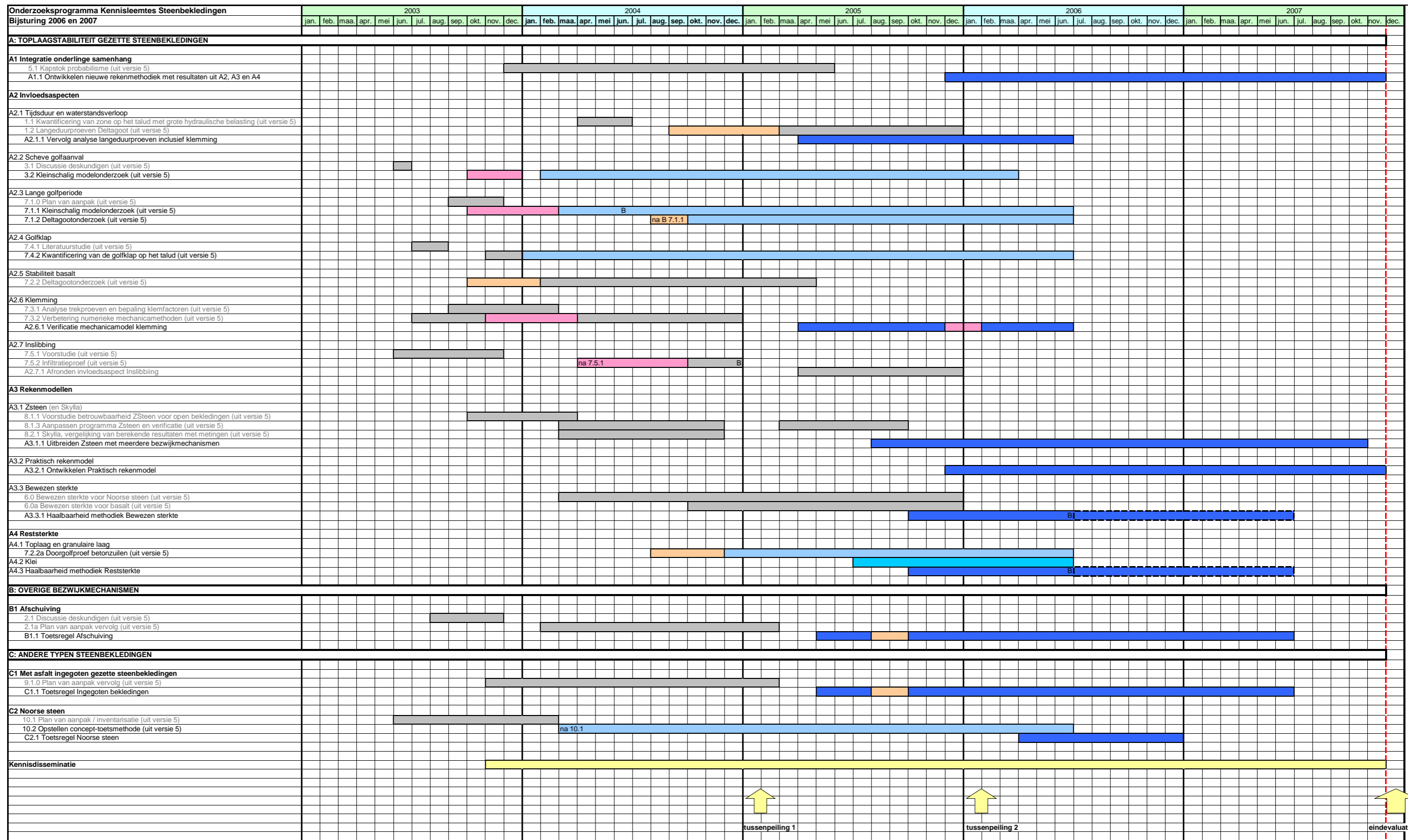
## E-D Variables, units and symbols: triaxial test NEN 5117

symbol	name	unit
$B_0$	Initial saturation factor	-
$B_1$	Saturation factor for saturation with water	-
$c'$	Effective cohesion	kPa
$c'_e$	Mobilized effective cohesion	kPa
$D_i$	Initial diameter of test sample	mm
$E_{\text{undr},50}$	Undrained modulus of elasticity at 50% of deviator stress at failure	MPa
$f_{\text{undr}}$	Undrained shear strength	kPa
$h_c$	Height of test sample after consolidation phase	mm
$h_i$	Initial height of test sample	mm
$m_c$	Mass of test sample after consolidation phase	g
$m_i$	Initial mass of test sample	g
$p$	Factor for drainage conditions in a CU-test	-
$q$	Deviator stress	kPa
$q_u$	Failure deviator stress	kPa
$s'$	Control variable $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$	kPa
$t$	Time	min
$t$	Control variable; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$	kPa
$t_u$	Maximum value of control variable; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$	kPa
$t_{100}$	Consolidation time	min
$\Delta u_b$	Excess pore pressure during loading phase	kPa
$u_{bk}$	Back pressure	kPa
$u_{\text{cel}}$	Cell pressure	kPa
$V_c$	Test sample volume after consolidation phase	mm <sup>3</sup>
$V_i$	Initial test sample volume	mm <sup>3</sup>
$\Delta V_c$	Change in test sample volume during consolidation phase	mm <sup>3</sup>
$v$	Axial strain rate	%/h
$v_{\text{max}}$	Maximum axial strain rate to be applied	%/h
$w_c$	Moisture content after consolidation phase	%(m/m)
$w_e$	Moisture content after test	%(m/m)
$w_i$	Initial moisture content	%(m/m)
$\varepsilon_b$	Axial strain during loading phase	%
$\varepsilon_{b,50}$	Axial strain during loading phase at 50% of deviator stress at failure	%
$\varphi'$	Effective angle of internal friction	°
$\varphi'_e$	Mobilized effective angle of internal friction	°
$\sigma'$	Effective normal stress	kPa
$\sigma'_c$	Consolidation pressure	kPa
$\tau_f$	Maximum shear resistance	kPa
$\rho_{n;c}$	Density of test sample after consolidation phase	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{\text{dr}}$	Density of test sample after drying of test sample	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_i$	Initial density of test sample	kg/m <sup>3</sup>



# **F    Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen**





Planningschema  
Versie 7 - 5 januari 2006

DIT PLANNINGSCHEMA IS EEN MOMENTOPNAME  
VERMELDE TERMIJNEN ZIJN INDICATIEF EN KUNNEN IN DE LOOP VAN  
HET ONDERZOEK VERANDEREN OP BASIS VAN NIEUWE INZICHTEN EN  
ONTWIKKELINGEN.

- LEGENDA:**
- █ = Vervolgacties conform bijsturing 2005
  - █ = Bureaustudie
  - █ = Informatie reststerkte Wieringermeerdijk
  - █ = Deltagootonderzoek
  - █ = Overige proeven
  - █ = Algemeen
  - █ = Afgerond
  - = Afhankelijk van B
  - B** = Beslismoment go / no go