rijkswaterstaat
dienst getijdewateren
bibliotheek
grenadiersweg 31 -
4338 PG middelburg

# sterkte Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval

## onderzoek naar de stabiliteit van enkele veel voorkomende taludverdedigingen onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand

## verslag grootschalig modelonderzoek

M 2036

maart 1985

rijkswaterstaat
dienst getijdewateren
bibliotheek
grenadiersweg 31 -
4338 PG middelburg

INHOUD


| | | blz. |
|---|---|---|
| 1. | Inleiding | 1 |
| 1.1 | Opdracht en organisatie | 1 |
| 1.2 | Achtergronden van het onderzoek | 2 |
| 1.3 | Doelstelling | 2 |
| 1.4 | Samenvatting | 3 |
| 1.5 | Conclusies en aanbevelingen | 4 |
| 2. | Opzet van het onderzoek | 11 |
| 2.1 | Schaalkeuze en modelfaciliteit | 11 |
| 2.2 | Fasering van de onderdelen van het onderzoek | 11 |
| 2.3 | Opzet van het proevenprogramma | 13 |
| 2.4 | Afwijkingen van de opzet van het proevenprogramma | 14 |
| 2.5 | Toegepaste constructies | 14 |
| 2.6 | Golfrandvoorwaarden en Waterstanden | 16 |
| 2.7 | Gemeten grootheden en uitgevoerde waarnemingen | 18 |
| 2.8 | Uitwerking en presentatie van de meetresultaten | 19 |
| 3. | Modelonderzoek op Vilvoordse steen | 21 |
| 3.1 | Modelbouw en gebruikte materialen | 21 |
| 3.2 | Instrumentatie | 23 |
| 3.3 | Gerealiseerd proevenprogramma voor Vilvoordse steen | 24 |
| 3.4 | Resultaten van het modelonderzoek | 25 |
| 3.4.1 | Meetresultaten en observaties | 25 |
| 3.4.1.1 | Drukregistraties | 25 |
| 3.4.1.2 | Leklengte-metingen | 28 |
| 3.4.1.3 | Kleikarakteristieken en pocket-penetrometer proeven | 29 |
| 3.4.1.4 | Golfoploop registraties | 29 |
| 3.4.1.5 | Vertikale zakkingen van het talud | 30 |
| 3.4.1.6 | Kleurbanden op de kleilaag | 30 |
| 3.4.1.7 | Trekproeven en klemkrachten | 31 |
| 3.4.2 | Conclusies op basis van de resultaten voor Vilvoordse steen | 33 |
| 3.4.2.1 | Stabiliteit van de toplaag | 33 |
| 3.4.2.2 | Stabiliteit van de onderlaag | 35 |

rijkswaterstaat
dienst getijdewateren
bibliotheek
grenadiersweg 31 -
4338 PG middelburg

INHOUD (vervolg)


| | | |
|---|---|---|
| 4. | Modelonderzoek op Haringmanblokken | 37 |
| 4.1 | Modelbouw en gebruikte materialen | 37 |
| 4.2 | Instrumentatie | 44 |
| 4.3 | Gerealiseerd proevenprogramma voor Haringmanblokken | 45 |
| 4.4 | Resultaten van het modelonderzoek | 48 |
| 4.4.1 | Meetresultaten en observaties | 48 |
| 4.4.1.1 | Drukregistraties | 48 |
| 4.4.1.2 | Verhangen in de mijnsteen | 49 |
| 4.4.1.3 | Leklengtemetingen | 50 |
| 4.4.1.4 | Golfoploop registraties | 50 |
| 4.4.1.5 | Verticale zakkingen van het talud | 50 |
| 4.4.1.6 | Verzanding van de mijnsteen | 51 |
| 4.4.1.7 | Uitspoeling van mijnsteen tijdens de schadeproef | 52 |
| 4.4.1.8 | Trekproeven en klemkrachten | 52 |
| 4.4.2 | Conclusies op basis van de resultaten voor Haringmanblokken | 53 |
| 4.4.2.1 | Stabiliteit en sterkte van de toplaag | 53 |
| 4.4.2.2 | Stabiliteit van de onderlagen (mijnsteen en zand) | 54 |
| 5. | Modelonderzoek op Basalt | 55 |
| 5.1 | Modelbouw en gebruikte materialen | 55 |
| 5.2 | Instrumentatie | 55 |
| 5.3 | Gerealiseerd proevenprogramma voor Basalt | 56 |
| 5.4 | Resultaten van het modelonderzoek | 57 |
| 5.4.1 | Meetresultaten en observaties | 57 |
| 5.4.1.1 | Drukregistraties | 57 |
| 5.4.1.2 | Leklengtemetingen | 58 |
| 5.4.1.3 | Kleikarakteristieken en pocket penetrometer tests | 58 |
| 5.4.1.4 | Golfoploopregistraties | 59 |
| 5.4.1.5 | Kleurbanden op de kleilaag | 59 |
| 5.4.1.6 | Trekproeven en klemkrachten | 59 |
| 5.4.2 | Conclusies op basis van de resultaten voor Basalt | 60 |
| 5.4.2.1 | Stabiliteit en sterkte van de toplaag | 60 |
| 5.4.2.2 | Stabiliteit van de onderlaag | 60 |

INHOUD (vervolg)

6. Modelonderzoek op Lessinese steen..... 61

7. Beproeving overgangsconstructie Vilvoordse steen-Basalt..... 62

8. Beproeving schade ontwikkeling en sterkte van een kale kleilaag onder golfbelasting..... 63

LITERATUUR

TABELLEN

FIGUREN

BIJLAGEN:

A Bijdrage Laboratorium voor Grondmechanica (L.G.M.)

B Tijdbalk modelonderzoek

C Fotoverslag

D Drukregistraties en verhangen

TABELLEN


1.1 Samenstelling begeleidingsgroep modelonderzoek PROVO

2.1 Overzicht van de proeven met instrumentatie

3.1 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de glooiingen van Vilvoordse steen

3.2 Bepaling $\Delta.D'$ voor een Vilvoordse glooiing (rondere vorm)

3.3 Trekproeven $1^e$ Vilvoordse steen glooiing; $1^e$ serie

3.4 Trekproeven $1^e$ Vilvoordse steen glooiing; $2^e$ serie

3.5 Trekproeven $2^e$ Vilvoordse steen glooiing

4.1 Doorstroomdebiet Q en gemiddeld intern verhang $\bar{i}$ in de mijnsteen

4.2 Bepaling doorlatendheid mijnsteen als functie van de volumieke mass

4.3 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de glooiing van Haringmanblokken

4.4 Resultaten trekproeven Haringmanblokken

4.5 Fasering en karakterisering trekproevenserie Haringmanblokken

4.6 Taludpeilingen Haringmanblokken glooiing

5.1 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de Basalt glooiing

5.2 Resultaten trekproeven Basalt

5.3 Fasering en karakterisering trekproevenseries Basalt

FIGUREN


1.1 Overzicht Oosterscheldegebied

1.2 Verzameling modelresultaten PROVO. Golfhoogte-tijdsduur schade relaties

1.3 Verzamelgrafiek dimensieloze golfoploop overschrijdingskrommen

1.4 Relatie tussen de dimensieloze schadegolfhoogte $H/\Delta D'$, en de brekerparameter $\xi$

2.1 Deltagoot, faciliteit voor grootschalig modelonderzoek

2.2 Langsdoorsnede talud met Vilvoordse steen (rondere vorm) en Haringman-blokken

2.3 Langsdoorsnede talud met Vilvoordse steen (plattere vorm) en Basalt

2.4 Beslisschema onderzoeksopzet

2.5 Korrelverdeling van het in de Deltagoot toegepaste zand in de dijksteen

3.1 Langsdoorsnede glooiing Vilvoordse steen

3.2 Gerealiseerd proevenprogramma voor Vilvoordse steen (rondere vorm en plattere vorm)

3.3 Dimensieloze golfoploop voor een Vilvoordse steen glooiing

3.4 Karakteristieke registraties trekproeven 1e Vilvoordse glooiing

3.5 Karakteristieke registraties trekproeven 2e Vilvoordse glooiing

4.1 Langsdoorsnede Haringmanblokken glooiing

4.2 Bovenaanzicht Haringmanblokken glooiing met opgetreden schade

4.3 Principe meetopstelling bepaling volumieke massa mijnsteen in de Delta-goot

4.4 Principeschets meetopstelling doorlatendheidsonderzoek mijnsteen

4.5 Resultaten doorlatendheidsonderzoek mijnsteen in de filterbak

4.6 Zeefkrommen van de mijnsteen uit de Deltagoot en de filterbak

4.7 Instrumentatie-koker voor Haringmanblokken en Basalt

4.8 Gerealiseerd proevenprogramma voor Haringmanblokken op mijnsteen

4.9 Dimensieloze golfoploop voor Haringmanblokken

4.10 Erosie van mijnsteen door gat in de Haringmanblokken glooiing

4.11 Karakteristieke registraties trekproeven Haringmanblokken

4.12 Verdeling trekstenen en trekproeven over het talud van Haringsmanblokken

5.1 Langsdoorsnede glooiing Basalt

5.2 Gerealiseerd proevenprogramma voor Basalt

5.3 Dimensieloze golfoploop voor een Basaltglooiing

5.4 Karakteristieke registraties trekproeven Basalt

7.1 Gerealiseerde destructieproeven Vilvoordse steen en kale-klei erosieproef

8.1 Watersnelheden en kleierosie bij de kale-klei erosieproef

# STERKTE OOSTERSCHELDEDIJKEN ONDER GECONCENTREERDE GOLFAANVAL

## 1. Inleiding

### 1.1 Opdracht en organisatie

In zijn brief van 14 mei 1983, kenmerk no. 4553, verleent de voorzitter van de projectgroep BARCON (Barrier Control) opdracht aan het Waterloopkundig Laboratorium voor de uitvoering van een modelonderzoek op grote schaal ten behoeve van de sterkte van de bestaande gezette steen glooiingen van de Oosterscheldedijken onder geconcentreerde golfaanval. De opdracht wordt verleend conform de aanbieding van het Waterloopkundig Laboratorium van 19 april 1984, kenmerk V4695/LV1674/Bur/lh.
De motivering van het onderzoek en de onderzoeksopzet zijn beschreven in de notitie [1]:

> WWKZ-84 V281 (ook PROVO-98). Herzien voorstel onderzoek weerstand van glooiings constructies langs de Oosterschelde tegen geconcentreerde golfaanval.
> Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen.
> ir. H.J. Verhagen en ir. C. Visser.

Het onderzoek wordt gecoördineerd door de deel-projectgroep PROVO (Projectgroep Veiligheid Oosterscheldedijken). Voor de begeleiding van het modelonderzoek is een begeleidingsgroep geformeerd onder voorzitterschap van ir. H.J. Verhagen. Voor de duur van het onderzoek zijn in deze begeleidingsgroep ook vertegenwoordigers opgenomen van het Waterloopkundig Laboratorium en het Laboratorium voor Grondmechanica (zie tabel 1.1).

In aanvulling op de opdracht van de projectgroep BARCON zijn in opdracht van de Rijkswaterstaat (het Centrum Onderzoek Waterkeringen en de Deltadienst) extra instrumenten in het model aangebracht, en is een aantal aanvullende proeven uitgevoerd. Deze aanvullende opdracht is verleend in het kader van het lopende "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" en werd namens de opdrachtgever begeleid door ir. K.W. Pilarczyk. De uitwerking en analyse van de hierdoor verkregen extra modelresultaten zullen ook in het kader van dat onderzoek worden uitgevoerd.

Het modelonderzoek is uitgevoerd in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium "de Voorst" in de maanden mei t/m augustus 1984, onder leiding van ir. A.M. Burger, die ook dit verslag heeft samengesteld. De grondmechanische aspecten van het onderzoek zijn behandeld door het Laboratorium voor Grondmechanica, onder leiding van ir. A. Bezuyen, die tesamen met ir. R.J. Ernst bijlage A heeft samengesteld.

## 1.2 Achtergronden van het onderzoek

In de huidige situatie staat het Oosterschelde bekken in open verbinding met de Noordzee (zie figuur 1.1). Als gevolg hiervan is er, ook tijdens extreme stormcondities een vertikaal getij aanwezig. Dat wil zeggen dat de golfaanval steeds op een ander niveau van het dijktalud zal optreden. In de toekomstige situatie staat in de Oosterscheldemond een stormvloedkering, die tijdens min of meer extreme stormomstandigheden gesloten kan worden. Tijdens deze omstandigheden is er dan geen getij meer op de Oosterschelde en zal de golfaanval gedurende langere perioden op een vast niveau van de dijk geconcentreerd zijn. Door de keuze van de sluitingsstrategie voor de stormvloedkering kunnen binnen zekere grenzen het stagnantie-niveau en de stagnantie-duur worden gekozen. Deze keuze is echter niet vrij; milieu-belangen verzetten zich tegen zowel frequente als langdurige sluitingen; de stabiliteit van de platen in de Oosterschelde is in het geding bij een laag stagnantie niveau; en de veiligheid van Zeeland lijkt het best gewaarborgd bij een frequente sluiting van de kering.
De taakstelling van de deelprojectgroep PROVO omvat de beoordeling van de beperkingen die door de sterkte onder geconcentreerde golfaanval van de huidige glooiingen om de Oosterschelde wordt opgelegd aan de keuze van een sluitingsstrategie.
Het in dit verslag beschreven onderzoek beoogt inzicht te verschaffen in de sterkte van een aantal veel voorkomende taludverdedigingsconstructies onder geconcentreerde golfaanval, geschematiseerd tot een taludhelling met cotg $\alpha$ = 3,5.

## 1.3 Doelstelling

De doelstelling van het voor PROVO uitgevoerde modelonderzoek kan als volgt worden geformuleerd:

- Het bepalen van de tijdsduur waarover een Vilvoordse steen glooiing, een Haringmanblokken glooiing en een Basalt glooiing een bepaalde golfbelasting bij een vaste waterstand kunnen weerstaan. Door deze bepaling uit te voeren voor verschillende golfbelastingen wordt inzicht verkregen in de relatie tussen tijdsduur (lees: stagnantie-duur) en golfbelasting (lees: stagnantie -niveau) voor de verschillende constructie typen op een talud met cotg $\alpha$ = 3,5.

De doelstelling van de aanvullingen op het onderzoek in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M1881" kan in zijn algemeenheid worden omschreven als:

- Het verkrijgen van meetresultaten, randvoorwaarden en inzichten, die een toetsing mogelijk maken van de geldigheid en de toepasbaarheid van de rekenmethodieken (en de daarbij toegepaste schematisaties) voor het ontwerp van steenzettingen.

De verwerking en analyse van de resultaten uit dit deel van het onderzoek worden te zijner tijd verricht binnen het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881".

## 1.4 Samenvatting

In dit verslag worden de opzet, de uitvoering en de resultaten beschreven van een grootschalig modelonderzoek naar de sterkte van een aantal geschematiseerde talud verdedigingsconstructies onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand.

Achtereenvolgens zijn glooiingen beproefd van Vilvoordse steen op een onderlaag van klei, Haringmanblokken op een onderlaag van mijnsteen en Basalt op een onderlaag van klei.

De resultaten van de beproeving van de Vilvoordse steen glooiing waren zodanig teleurstellend dat is besloten deze glooiing te herzetten met een geselecteerde Vilvoordse steen, die enigszins platter was dan de eerst beproefde Vilvoordse steen (zie foto's C39 en C40). Overeenkomstig de verwachtingen bleek het daarna wel mogelijk de relatie te leggen tussen de grootte van de belasting en de duur daarvan (zie figuur 1.2).

Voor de Haringmanblokken glooiing en de Basalt glooiing zijn overeenkomstige relaties gevonden (zie figuur 1.2).

Daarnaast is de mogelijkheid benut om tijdens dit onderzoek metingen en waarnemingen te verrichten met een meer algemene toepasbaarheid. Deze metingen en waarnemingen hebben betrekking op:

- golfbelasting
- drukken onder de steenzetting } zie bijlage D
- drukken in de onderlagen
- golfoploop (zie figuur 1.3)
- schade ontwikkeling
- klei-erosie
- klemkrachten tussen de blokken (via de trekkracht).

Deze metingen en waarnemingen worden bij de bespreking van de beproeving van de verschillende glooiingsconstructies gepresenteerd.
Een samenvatting van het uitgevoerde proevenprogramma en de gehanteerde randvoorwaarden is gepresenteerd in tabel 2.1 en figuur 1.4. Een algemeen overzicht van het uitgevoerde modelonderzoek wordt gegeven in bijlage B. Meer in detail, en uitgesplitst naar de verschillende proevenseries en glooiingsconstructies is het uitgevoerde modelonderzoek gepresenteerd in de figuren 3.2, 4.8, 5.2 en 7.1.

## 1.5 Conclusies en aanbevelingen

In het navolgende zijn de belangrijkste conclusies uit het modelonderzoek gepresenteerd. Gezien de aard van het onderzoek valt er niet aan te ontkomen dat een deel van de conclusies enigszins subjectief is.
De conclusies zijn waar mogelijk gerubriceerd naar de beproefde glooiingsconstructies: Vilvoordse steen, Haringmanblokken en Basalt. Daarnaast zijn een aantal moeilijk te rubriceren en algemene conclusies geformuleerd onder de noemer: Overige conclusies. Als eerste conclusie is een algemene conclusie geformuleerd over de kwaliteit van de reproductie van in de natuur voorkomende glooiingsconstructies.

1. De in het modelonderzoek beproefde glooiingen zijn realistische reproducties van in de natuur voorkomende glooiingen. Dat betekent echter wel dat van elk type glooiing in de natuur zowel sterkere als zwakkere constructies kunnen worden aangetroffen. Deze beoordeling is gebaseerd op de resultaten van de uitgevoerde trekproeven, de toegepaste bouwmaterialen en

bouwtechnieken, de wijze waarop de glooiingen zijn ingegolfd en ingewassen en de visuele vergelijking van de glooiingen in model met die in de natuur.

Conclusies voor de Vilvoordse steen glooiing (Vilvoordse steen, D ≈ 0,25 m, op puinlaag, op dubbele vlijlaag, op klei).

2. Ook de resultaten voor de eerste Vilvoordse steen glooiing (rondere steen), waar reeds bij golfhoogten van 0,30 à 0,50 m schade is opgetreden zijn realistisch. Deze schade, die steeds is opgetreden bij het ingolven van de glooiingsconstructie, kan representatief worden geacht voor het gedrag van een zwakke Vilvoordse steen glooiing, waarvan de sterkte wordt bepaald door inklemming en niet zozeer door haakweerstanden en begroeiing.

3. De tweede Vilvoordse steen glooiing (plattere stenen) is stabiel gebleven gedurende 30 uur ononderbroken golfaanval bij een vaste waterstand en een golfhoogte $H_s$ = 0,64 m. Bij een golfhoogte $H_s$ = 0,77 m is een proef uitgevoerd die na 20 uur is afgebroken zonder dat schade is opgetreden. Bij een golfbelasting van $H_s$ = 1,00 m is schade opgetreden na 5 uur (zie figuur 1.2) Met behulp van een uit deze 3 punten samengestelde relatie tussen belastingduur en golfhoogte kan beoordeeld worden in hoeverre de sterkte van overeenkomstige Vilvoordse steen glooiingen beperkingen oplegt aan de sluitingsstrategie voor de stormvloedkering.

4. Schade aan een glooiingsconstructie treedt op wanneer ergens op het talud de golfbelasting groter wordt dan de sterkte van de glooiing. De golfbelasting is afhankelijk van de plaats op het talud ten opzichte van het stilwaterniveau, maar is in het modelonderzoek, door de vaste waterstand en de constante golfaanval, onafhankelijk van de belastingsduur.
   De sterkte van een Vilvoordse steen glooiing is in eerste instantie (dat wil zeggen: vóór de proef) onafhankelijk van de plaats op het talud. Echter onder voortdurende golfbelasting, bij een vaste waterstand, neemt de sterkte plaatselijk af of toe en zal deze sterke dus geleidelijk meer aan de plaats op het talud worden gecorreleerd.
   De mate waarin en de snelheid waarmee dit gebeurt is afhankelijk van een groot aantal constructie kenmerken zoals, de steenvorm, de wijze van zetten, de mate van inwassen, de wijze van ingolven e.d. In dit licht bezien

vormt één uitgevoerde proef één realisatie van een uiterst gecompliceerd tijdsafhankelijk stochastisch proces. Het trekken van algemene conclusies uit de gevonden schadepunten (zie figuur 1.2) dient dan ook steeds met uiterste zorgvuldigheid te gebeuren.

5. Tijdens het modelonderzoek is niet gebleken dat de aansluiting van een Vilvoordse steen glooiing aan een overgangsconstructie naar een Basalt glooiing zwakker is dan een doorgaande Vilvoordse steen glooiing. De beperkingen die zijn aangegeven bij conclusie 4 maken het echter onverantwoord om te concluderen dat de boven omschreven overgangsconstructie in zijn algemeenheid even sterk is als een doorgaande glooiing.

6. Schade aan een Vilvoordse steen glooiing ontstaat niet uitsluitend doordat in de onderlagen overdrukken aanwezig zijn maar wordt veroorzaakt doordat bepaalde stenen, die daar wat betreft hun vorm gevoelig voor zijn, onder invloed van de golfwerking geleidelijk uit de glooiing worden gewrikt. Bezien tegen deze achtergrond wordt het aannemelijk om te veronderstellen dat een sterk begroeide glooiing, waarbij door de begroeiing de belasting wordt gedempt, aanmerkelijk sterker is dan een onbegroeide glooiing (mits de begroeiing niet leidt tot een ondoorlatende toplaag op een doorlatende onderlaag).

7. Het "stoppen" van een Vilvoordse steen glooiing zal in het algemeen de samenhang tussen de stenen en daarmee de sterkte van de glooiing, vergroten. Het onvolledig of onoordeelkundig "stoppen" kan echter lokaal tot verzwakking van de glooiing leiden.

8. Afgezien van randeffecten in het model is de kleilaag onder de Vilvoordse steen glooiing, die is opgebouwd uit twee naast elkaar gelegen verschillende kleisoorten, afgedekt met een dubbele vlijlaag, een puinlaag en een zetting van Vilvoordse steen, volledig intact gebleven.

9. Een eenmaal aanwezige schade aan een Vilvoordse steen glooiing zal zich onder golfbelasting zeer snel uitbreiden naar de randen van de betreffende glooiing-tafel. De schade breidt zich voornamelijk uit naar boven en opzij, en in veel mindere mate naar onder toe. Ook de vlijlagen onder de Vilvoordse steen worden snel (na ca. 1 uur) aangetast. De rest-veiligheid

van een dijk met een Vilvoordse steen glooiing is dan ook voornamelijk afhankelijk van de erosie bestendigheid van de onderliggende kleilaag.

Conclusies voor de Haringmanblokken glooiing (Betonblokken, D = 0,20 m, op een laag mijnsteen van 1 m dikte, ingewassen met zand, kif en fijne steenslag).

10. De Haringmanblokken glooiing is gedurende 29 uur stabiel gebleven onder golfaanval met $H_s \approx 1{,}35$ m. Bij een golfaanval van $H_s \approx 1{,}50$ m is na 17 uur schade opgetreden. Bij deze golfbelastingen treden er onder de glooiing drukken op die in staat zijn een losliggend blok in beweging te brengen. Dat pas na 17 uur (bij $H_s \approx 1{,}35$ m) of helemaal geen schade optreedt is te danken aan de samenhang die de afzonderlijke blokken hebben als gevolg van de klem- en wrijvingskrachten tussen de blokken. De klem- en wrijvingskrachten varieren als functie van de tijd, onder voortdurende golfbelasting. Het is niet duidelijk of deze krachten, en daarmee de sterkte van de glooiing toe- of afnemen in de tijd. Het optreden van schade aan een Haringmanblokken glooiing kan gezien worden als een realisatie van een stochastisch proces. Met het trekken van conclusies over de sterkte van een Haringmanblokken glooiing waarin de klem- en wrijvingskrachten worden betrokken moet dan ook de nodige terughoudendheid worden betracht. Onbekende, maar in ieder geval sterkteverhogende en tijdsonafhankelijke invloeden op de sterkte van een Haringmanblokken glooiing worden gevormd door de massatraagheid van de blokken en de gehinderde toestroming van water, die optreden nadat de opwaartse belasting op een blok de kritische waarde voor potentiële instabiliteit heeft overschreden.

11. Het in een talud meten van de dichtheid van mijnsteen in combinatie met een aparte bepaling van de relatie tussen dichtheid en doorlatendheid is een bruikbare methode voor de bepaling van de doorlatendheid van mijnsteen. De doorlatendheid van de voor het model gebruikte mijnsteen kan varieëren van $k = 18.10^{-3}$ m/s (zeer los gepakt) tot $k = 4.10^{-3}$ m/s (volledig verdicht). De doorlatendheid van de mijnsteenlaag in het model bedraagt $7.10^{-3}$ m/s.

12. De overgang van de mijnsteen naar het onderliggende zandpakket is zodanig stabiel dat in het model geen enkele verzanding geconstateerd kon worden. De gemeten verhangen in de mijnsteen geven de indruk dat ook voor de in-

terne stabiliteit van de mijnsteen niet gevreesd hoeft te worden. Daarmee samenhangend is geconstateerd dat de glooiingsconstructie van Haringmanblokken op mijnsteen tijdens het onderzoek niet onderhevig is geweest aan zakkingen of vormveranderingen.

13. De beproefde Haringmanblokken glooiing is in staat gebleken vrij grote ondermijningen, die waren ontstaan door uitspoeling van de onderlagen, te overspannen (tot ca. 2,5 m), zonder dat dit uitwendig waarneembaar is. Na bezwijken van de toplaag, echter spoelt de onderliggende mijnsteen snel weg. Dit type glooiingsconstructie is dus, vooral bij een dijklichaam van zand, vrij kwetsbaar door de geringe rest-veiligheid.

14. De samenhang tussen de verschillende blokken in een Haringmanblokken glooiing, voor zover bepaald door de trekkrachten die nodig zijn om blokken uit de glooiing te trekken, is in het model gelijk aan die samenhang binnen een glooiing in de natuur. Het model kan dan ook als een goede reproductie gekarakteriseerd worden. In het model zijn geen losliggende blokken waargenomen. Door de beperkte breedte (5 m) van de modelfaciliteit (Deltagoot) en de starre wanden treedt gemakkelijk verklemming van de blokkenglooiing op. Echter, de kans dat wèl losliggende blokken voorkomen in een vele kilometers lange glooiing in de natuur is wel degelijk aanwezig.

Conclusies voor de Basalt glooiing (Basalt, D = 0,30 m, op puinlaag, op dubbele vlijlaag, op klei).

15. De basalt glooiing is gedurende 29 uur stabiel gebleven onder een golfbelasting met $H_s$ = 1,60 m en gedurende 8,5 à 10,5 uur onder een golfbelasting met $H_s$ = 1,85 m. De waargenomen stabiliteit wordt waarschijnlijk maar voor een deel vergroot door de klemkrachten tussen de blokken, maar kan goeddeels verklaard worden uit het hoge eigen gewicht en de grote doorlatendheid (kleine leklengte) van de basalt glooiing.

16. Bij basalt glooiingen is zowel in de natuur als in grootschalige modellen wel het verschijnsel waargenomen dat het uitbreiden van een gat in de glooiing stopt doordat gewelfvorming in het vlak van het talud optreedt. De randen van het gat worden stabiel doordat de polygoon vormige Basalt-

zuilen tegen elkaar zakken en een gewelf vormen boven het gat. (Hier wordt dus niet bedoeld het verschijnsel dat in een glooiing die wordt ondermijnd grote vrije overspanningen kunnen voorkomen).
In het modelonderzoek is een aantal malen enige schade opgetreden aan de basalt glooiing. Bij de proef waarbij is doorgegolfd op de beschadigde glooiing is in 15 minuten tijd de beschadiging uitgebreid tot 27 stenen. Blijkbaar kan dus op het verschijnsel van gewelfwerking niet ten alle tijde worden gerekend.
De rest-veiligheid van een dijk met een eenmaal beschadigde basaltglooiing wordt ontleend aan de vlijlagen en de onderliggende kleilagen. Het aandeel van de vlijlagen in deze rest-veiligheid is groter dan bij een Vilvoordse steenglooiing op dezelfde onderlagen omdat bij een basaltglooiing:

- de schade aan de toplaag zich aanmerkelijk minder snel uitbreidt dan bij Vilvoordse steen.
- een deel van de basaltblokken door hun grote soortelijke massa (ca. 3000 kg/m$^3$) in het gat in de glooiing blijft liggen en zo de belasting op de vlijlagen reduceert.

17. Onder een ongeschonden doorgaande basaltglooiing zoals beproefd, behoeft onder de gegeven belasting ($H_s$ = 1,85 m) niet voor de stabiliteit van de onderliggende kleilagen te worden gevreesd. Zowel de schrale als de daarnaast gelegen vette kleilaag is volledig intact gebleven.
Echter bij randen of overgangen in de constructie is de kleilaag lokaal geërodeerd. Voor wat betreft de klei erosie dient hierop dus vooral de aandacht gericht te worden.

Overige conclusies

18. De klei erosie van een glad, onbeschermd kleitalud, zonder verstorende elementen, is onder een brekende golf (zelfs onder een "surging"-breker) een orde groter dan de klei erosie in de golfoploopzone, onder belasting van langs het talud op- en afstromend water.
Behalve onder de brekende golf is in het modelonderzoek, zowel bij de vette klei als bij de schrale klei, een erosie snelheid waargenomen van ca. 2 à 3 cm/uur, onder maximale watersnelheden van 2,5 à 3,0 m/s. De uitbreiding van aangebrachte beschadigingen van de kleilaag treedt sneller op in

de schrale klei dan in de vette klei, hoewel ook in de schrale klei de uitbreiding relatief beperkt is gebleven.

19. De gemeten golfoploop voldoet in grote lijnen aan de verwachtingen. De golfoploop op Haringmanblokken is wat lager dan op Vilvoordse steen of Basalt. De golfoploop neemt toe voor afnemende golfsteilheden (= toenemende brekerparameter $\xi$).

20. De ten behoeve van het modelonderzoek ontwikkelde instrumenten, waarmee zonder de glooiing op te breken de drukken aan boven en onderzijde van de toplaag worden gemeten hebben goed gefunctioneerd. Deze methode lijkt daarom zeer goed toepasbaar voor metingen aan glooiingen in de natuur.

21. Voor de meting van de leklengte verdient het aanbeveling vooraf een goede schatting te maken van de leklengte en op basis daarvan het optimale instrumentatie patroon te bepalen. Bij het modelonderzoek is de plaats van de waterspanningsopnemers voor de leklengte-meting ondergeschikt gemaakt aan de gewenste plaats van deze opnemers voor de metingen van de belastingen onder golfaanval. Daardoor is het niet goed mogelijk gebleken de leklengte van de Basalt glooiing te bepalen.

22. De uitgevoerde proeven en de daarbij uitgevoerde metingen en waarnemingen hebben een waardevolle hoeveelheid meetgegevens opgeleverd. Deze gegevens zullen in het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen" benut kunnen worden als ondersteuning bij de theorievorming en de modelvorming.

## 2. Opzet van het onderzoek

### 2.1 Schaalkeuze en modelfaciliteit

Het onderzoek wordt uitgevoerd op glooiingen die geacht worden een zo goed mogelijke reproduktie te zijn van de voornaamste glooiingen die in de natuur langs de Oosterschelde vóórkomen. Voor een deel betreft het hier natuursteenglooiingen (Basalt en Vilvoordse steen). Voor deze natuursteen zettingen is het op dit moment niet mogelijk om de sterkte- en stabiliteits-eigenschappen op kleine schaal weer te geven. Daarom wordt het modelonderzoek uitgevoerd op ware grootte (= schaal 1:1). Voor een betonblokken glooiing is modelonderzoek op kleine schaal wel mogelijk, hoewel ook dan een aantal van de sterkte eigenschappen (klemkrachten) en stabiliteits-eigenschappen (doorlatendheden, leklengte) moeilijk goed zijn te reproduceren. Om de vergelijkbaarheid van de resultaten uit het modelonderzoek met die van onderzoek op glooiingen in de natuur te vergroten is daarom ook voor de Haringmanblokken gekozen voor de beproeving op ware grootte.
Het onderzoek is uitgevoerd in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium in "de Voorst" (zie figuur 2.1). In deze golfgoot met een lengte van 233 m, een breedte van 5 m en een diepte van 7 m kunnen onregelmatige golven worden opgewekt met een maximale significante golfhoogte van $H_s$ = 1,75 m à 2,00 m. Deze golfhoogte stemt overeen met de maximale golfbelasting op de te beproeven glooiingstypen.

Door de omstandigheid dat het onderzoek op schaal 1:1 wordt uitgevoerd kunnen tevens een aantal, voor het PROVO onderzoek secundaire metingen en beproevingen worden uitgevoerd. Vooral aan de stabiliteit van de onderlagen van de glooiingen, klei en mijnsteen is betrekkelijk veel aandacht besteed (zie de hoofdstukken 4 en 8).

### 2.2 Fasering van de onderdelen van het onderzoek

Zoals reeds vermeld bestaat de hoofdzaak van het onderzoek uit de beproeving van glooiingsconstructies met Vilvoordse steen, Basalt en Haringmanblokken. Afhankelijk van de beproevingsresultaten voor de Vilvoordse steen moest ook de stabiliteit van een glooiing met Lessinese steen worden beproefd. Om de kosten van inbouw en verbouw van de glooiingsconstructies te beperken zijn steeds

twee glooiingstypen gelijktijdig ingebouwd. Van de twee glooiingen is die met de zwaarste golfaanval hoog op het talud aangebracht en die met de minder zware golfaanval is laag op het talud aangebracht.
Dit is noodzakelijk omdat de maximale golfhoogte die in de Deltagoot kan worden opgewekt direct gerelateerd is aan de aanwezige waterdiepte. De eerste samengestelde glooiingsconstructie die in de Deltagoot is ingebouwd bestond uit een glooiing van Vilvoordse steen op het onderste deel en een glooiing van Haringmanblokken op het bovenste deel van het talud (zie figuur 2.2). Tijdens de beproeving van de Vilvoordse steen werd duidelijk dat:

- de Lessinese steen niet beproefd hoefde te worden, aangezien de glooiing van Vilvoordse steen veelvuldig schade leed (zie paragraaf 2.3 en hoofdstuk 6)
- de beproefde glooiing van Vilvoordse steen gekarakteriseerd kon worden als een zwakke Vilvoordse glooiing, en dat het mogelijk moest zijn om met geselekteerde Vilvoordse steen (meer platte stenen en minder ronde keien) een aanzienlijk sterkere glooiing op te bouwen.

De tweede glooiingsconstructie die in de Deltagoot is ingebouwd bestond dan ook uit een glooiing van geselekteerde platte Vilvoordse steen op het onderste deel van het talud en een glooiing van Basalt op het bovenste deel (zie figuur 2.3).
De glooiingsconstructie met Vilvoordse steen en Basalt werd als tweede ingebouwd omdat beide glooiingen worden toegepast op een onderlaag van klei. Op deze wijze kon, als afsluiting van het onderzoek de erosie bestendigheid van het kleitalud worden bepaald, zonder dat daarna de opgetreden schade hoefde te worden hersteld.
De fasering van de belangrijkste onderdelen van het onderzoek kan als volgt worden samengevat (zie ook bijlage B):

1 Inbouw van de glooiingsconstructie met Vilvoordse steen en Haringmanblokken.
2 Beproeving 1e Vilvoordse steen (rondere vorm).
3 Beproeving Haringmanblokken.
4 Verbouw van de glooiingsconstructie (inclusief de onderlagen) tot de situatie met geselekteerde Vilvoordse steen met Basalt.
5 Beproeving Basalt.
6 Beproeving 2e Vilvoordse steen (plattere vorm).
7 Verwijderen van de bekleding zodat een vlakke kale kleilaag overblijft.

8 Beproeving kale klei.
9 Afbreken van de modelopstelling.

In feite is van de bovengenoemde fasering herhaaldelijk afgeweken en zijn een aantal aanvullende proeven uitgevoerd. Voor de eenvoud kan er echter van worden uitgegaan dat het onderzoek in bovengenoemde volgorde is uitgevoerd.

## 2.3 Opzet van het proevenprogramma

Het proevenprogramma, zoals dat voorafgaand aan de uitvoering ervan werd voorzien, is weergegeven in figuur 2.4 (ontleend aan [1]). Ook toen was reeds duidelijk dat in dit schema slechts het theoretisch verloop van het proevenprogramma werd aangegeven en dat er een schier oneindig aantal omstandigheden kon worden bedacht waardoor het noodzakelijk zou zijn van dit schema af te wijken. Het schema vormt dan ook zeker geen draaiboek voor de uit te voeren proeven maar verschaft wel inzicht in de consequenties van wijzigingen voor de voornaamste uitgangspunten bij de opzet van het proevenprogramma. Deze zijn:

- Van een bepaald type glooiing wordt eerst de korte-duur sterkte bepaald. Dit gebeurt door een aantal proeven uit te voeren, met een proefduur van 0,5 uur, en een stap voor stap toenemende golfhoogte. In principe is daarbij gekozen voor een golfhoogte die achtereenvolgens 60%, 80% en 100% was van de maximaal te beschouwen golfrandvoorwaarden.
- Vervolgens wordt een lange-duurproef uitgevoerd met de maximale golfhoogte waarbij tijdens de korte duurproeven geen schade op is getreden. Indien tijdens zo'n lange duurproef wel schade optreedt wordt een volgende lange duurproef uitgevoerd met een lagere golfhoogte; enzovoorts.
- Om inzicht te krijgen in de spreiding in de resultaten van de proeven op natuursteen glooiingen wordt elke schadeproef voor de Vilvoordse steen drie maal uitgevoerd.
- Lessinese steen wordt alleen beproefd indien bij geen enkele proef (lange-duur of korte-duur) op de Vilvoordse steen schade is opgetreden.

Tijdens de uitvoering van het proevenprogramma is gebleken dat het vooral voor de glooiing van Vilvoordse steen noodzakelijk was om in sterke mate van het schema in figuur 2.4 af te wijken. Tevens zijn een aantal aanvullende proeven uitgevoerd. Op de afwijkingen van de opzet van het onderzoek wordt in paragraaf 2.4 verder ingegaan.

## 2.4 Afwijkingen van de opzet van het proevenprogramma

Het proevenprogramma dat is uitgevoerd op de verschillende glooiingstypen wordt in detail gerapporteerd in de hoofdstukken 3, 4 en 5.
In het onderstaande zullen echter de belangrijkste afwijkingen van de algemene lijn worden aangegeven:

- De herhalingsproeven op de glooiing van Vilvoordse steen zijn niet op de voorgestelde wijze uitgevoerd. Er is namelijk gebleken dat een glooiing van Vilvoordse steen onder golfbelasting in sterke mate aan veroudering onderhevig is. De herhaling van een lange duurproef blijkt daardoor equivalent te zijn met een voortzetting daarvan. Hierdoor verliest een dergelijke herhalingsproef zijn waarde voor het onderhavige onderzoek.
- Om toch inzicht te krijgen in de spreiding van de sterkte van een Vilvoordse glooiing als funktie van de kwaliteit van de Vilvoordse steen is de eerste Vilvoordse glooiing na beproeving uitgebroken en vervangen door een tweede Vilvoordse glooiing met geselecteerde platte steen.
- Omdat de verwachtingen ten aanzien van de sterkte van de tweede Vilvoordse glooiing, voornamelijk onder invloed van de resultaten van de beproeving van de eerste Vilvoordse glooiing niet hoog waren gespannen, zijn bij deze proevenserie ook proeven uitgevoerd met golfhoogten van respektievelijk 40% en 50% van de maximale golfhoogte. Tevens is waar nodig bij deze proevenserie de logische volgorde die in paragraaf 2.3 is aangegeven verlaten.

## 2.5 Toegepaste constructies

Bij de opbouw van de verschillende taludverdedigingen is voor zover noodzakelijk zoveel mogelijk gebruik gemaakt van de originele constructiematerialen. Bij de opbouw van het talud met Vilvoordse steen en Haringmanblokken zijn de volgende materialen toegepast (zie figuur 2.2 en foto C1).

De kern van het dijklichaam is opgebouwd uit duinzand met D50 = 225 μm (zie figuur 2.5). Dit zand is voor zover noodzakelijk met een trilplaat verdicht en onder een talud 1:3½ glad afgewerkt. In deze zandkern waren tevens de restanten aanwezig van een voorgaand modelonderzoek die na afloop van het PROVO-onderzoek wederom dienst zouden doen. Voor de opbouw van het talud is dit echter niet van belang.
Onder op het talud, tot op een hoogte van 1,0 m boven de gootbodem is een

teenconstructie aangebracht van bij het Waterloopkundig Laboratorium beschikbare materialen. Deze teenconstructie is opgebouwd uit klei (hierop wordt later teruggekomen) waarop een bekleding is aangebracht met betonblokken van 0,25 x 0,25 x 0,15 $m^3$. Nabij de aansluiting van het talud aan de horizontale gootbodem is een open teenconstructie toegepast. Hierdoor wordt voorkomen dat de totale taludverdediging zou kunnen bezwijken doordat, wanneer na afloop van een proevenserie het talud snel wordt drooggepompt, de waterspanningen in het dijklichaam veel hoger blijven dan de waterdruk daarbuiten. De open teenconstructie is gebouwd met polypropyleen-doek, afgedekt met stortsteen.

De overgangsconstructie die op 1 m boven de gootbodem is uitgevoerd met een perkoenpalenrij (l = 1,20 m, $\phi$ = 0,10 m) waarvan de palen tegen elkaar zijn geplaatst. De koppen van de palen liggen in het vlak van het talud.
Boven de overgangsconstructie is een traditionele Vilvoordse steenglooiing aangebracht. Als onderlaag is een 0,80 m dikke kleilaag aangebracht, die in afzonderlijke lagen van ca. 0,25 m met een trilwals is verdicht. Om te bepalen of de lange duur sterkte van een Vilvoordse glooiing afhankelijk is van de toegepaste klei zijn naast elkaar twee typen klei toegepast. Van elk van deze kleisoorten zijn monsters gestoken, waarvan door het Laboratorium voor Grondmechanica een beperkt aantal karakteristieken is bepaald. De resultaten van deze analyse zijn weergegeven in Bijlage A. Op deze kleilaag zijn twee vlijlagen aangebracht van klinker op hun platte kant. Daarop is een laag kloppuin gestort waarin, door vakbekwame steenzetters een glooiing van Vilvoordse steen is gezet (foto C3).

Op een niveau van 3,50 m boven de gootbodem is opnieuw een overgangsconstructie aangebracht, bestaande uit een perkoenpalenrij (l = 1,20 m, $\phi$ = 0,10 m) waarboven een betonband in het talud is aangebracht. Deze constructie vormt de overgang van de glooiing van Vilvoordse steen naar een glooiing van Haringmanblokken (0,50 x 0,50 x 0,20 $m^3$). Als onderlaag voor deze blokkenglooiing wordt een één meter dikke laag mijnsteen toegepast die in lagen van 0,33 m wordt aangebracht en met een trilwals verdicht (foto C10). Daarop wordt een uitvullaagje aangebracht van gebroken grind, waarop de blokken in halfsteens verband worden geplaatst (foto's C12 en C13). Op een niveau van 8,50 m boven de gootbodem wordt het talud horizontaal beeindigd.

Na de beproeving van het hierboven beschreven talud is het omgebouwd tot een talud bestaande uit Vilvoordse steen en Basalt. Het talud onder het niveau 1 m boven de gootbodem is niet veranderd. Daarboven is een Vilvoordse steen glooiing aangebracht tot op een niveau van 3,25 m boven de gootbodem (= 0,25 m lager dan bij de eerste Vilvoordse glooiing). Deze glooiing is opgebouwd met geselekteerde platte stenen, die op hun kant werden geplaatst.
Boven de overgangsconstructie op 3,25 m is een traditionele Basalt glooiing aangebracht. Hiertoe werd de mijnsteen verwijderd en vervangen door een 0,80 m dikke kleilaag (twee typen, als onder de Vilvoordse steen), waarop weer vlijlagen en kloppuin werden aangebracht. Ook hier werd de basalt glooiing gezet door ervaren steenzetters (foto's C22 en C23).
Op een niveau van 6.50 m boven de gootbodem is in de basalt glooiing nog een perkoenrij toegepast om evenals in de natuur het talud te verdelen in verschillende "tafels".
Op een niveau van 8,50 m is het talud horizontaal afgewerkt.

## 2.6 Golfrandvoorwaarden en Waterstanden

Door de Adviesdienst Vlissingen van de Rijkswaterstaat is een berekening gemaakt van de golfbelasting tijdens de "ontwerpstorm" op de verschillende dijkvakken rondom de Oosterschelde. Hierbij is rekening gehouden met de maximale windsnelheden voor de verschillende windrichtingen en met de beïnvloeding van de golfgroei en de golfvoortplanting door de bodemligging. De berekeningen zijn uitgevoerd voor verschillende waterstanden in de Oosterschelde. Dat wil zeggen voor verschillende sluitingsstrategieën voor de stormvloedkering. Door deze exercitie wordt voor elk type glooiingsconstructie de maximale golfbelasting verkregen. Tevens kan worden bepaald in hoeverre de belasting op bepaalde glooiingen kan worden beïnvloed door de keuze voor de sluitingsstategie voor de stormvloedkering. Op deze wijze kan, mede aan de hand van de resultaten van het onderhavige onderzoek, tevens worden beoordeeld in hoeverre de sterkte van de verschillende glooiingen, of wijzigingen daarin, de keuzevrijheid van de sluitingsstrategie beïnvloeden.

De berekeningen van de Adviesdienst leiden voor de verschillende beschouwde karakteristieke glooiingsconstructies tot de volgende maximaal optredende golfhoogten:

- Vilvoordse steen $H_s$ = 1,27 m
- Haringmanblokken $H_s$ = 1,50 m
- Basalt $H_s$ = 2,00 m
- Lessinese steen $H_s$ = 1,00 m

Op basis van golfhoogte metingen tijdens storm in de Oosterschelde (Marollegat) kan globaal worden bepaald wat de vorm van het variantie-dichtheidsspectrum en de golfsteilheid zullen zijn tijdens de "ontwerpstorm".

De vorm van het spectrum, het "Kruseman spectrum", is als volgt:

$S(f) = 0$ voor $0 < f < f_m$

$S(f) = \frac{a}{1-b} (f-f_m) \cdot f_p^{-6}$ voor $f_m < f < f_p$

$S(f) = a\, f^{-5}$ voor $f > f_p$

waarin:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $S(f)$ | = | variantiedichtheid van de golfhoogte | ($m^2$ s) |
| $f$ | = | frequentie | (Hz) |
| $f_m$ | = | minimale golffrequentie = $b.f_p$ | (Hz) |
| $b$ | = | 0,8 | |
| $f_p$ | = | piekfrequentie | (Hz) |
| $a$ | = | vormparameter | |
| | = | 0,00120 voor golfsteilheid 5% op diep water | |
| | = | 0,00045 voor golfsteilheid 3,1 % op diep water. | |

Deze spectrumvorm is aangehouden als randvoorwaarde bij het PROVO modelonderzoek. Door refractie, diffractie, breken en bodemwrijving zal het golfklimaat veranderen wanneer de golven van diep water naar de oever van het Oosterscheldebekken lopen. Deze veranderingen zijn voor elk traject van golfvoortplanting verschillend. Deze veranderingen zijn eveneens afhankelijk van de momentane waterstand. Om het aantal proeven te beperken is het voor het modelonderzoek een verdere schematisatie van de golfrandvoorwaarden noodzakelijk.
Er wordt gekozen voor zodanige golfrandvoorwaarden dat de golfsteilheid, H/L direct voor de teen van de dijk ≈ 5% is. Deze 5% is gekozen omdat bij deze steile golven de golfklapbelastingen op het talud maximaal zijn. Voor de vol-

ledigheid zijn echter ook een aantal proeven toegevoegd met afwijkende golfsteilheden, respectievelijk ≈ 3% en ≈2%.
Zoals reeds bij de opzet van het proevenprogramma is vermeld (paragraaf 2.3) is bij de beproeving van de glooiing in principe steeds de volgende volgorde van proeven nagestreefd:

- korte duurproeven van ½ uur met een golfhoogte van achtereenvolgens 60%, 80% en 100% van de maximale golf; todat schade optreedt
- vervolgens een lange duurproef met de hoogste golf uit de serie korte proeven, waarbij geen schade is opgetreden
- indien bij deze lange duurproef schade optreedt wordt een volgende lange duurproef uitgevoerd met een 10% . $H_{max}$ lagere golfhoogte, enzovoort.

Voorafgaand aan dit proevenprogramma wordt het talud ingegolfd, met een lage golfhoogte, en ingewassen met granulair materiaal om zo een kunstmatige "veroudering" van de glooiing te bewerkstelligen.
De waterstanden die bij de proeven in de Deltagoot zijn aangehouden hebben geen relatie met de mogelijke sluitingsstrategieën voor de stormvloedkering.
De waterstanden zijn zodanig gekozen dat:

- de maximale golfbelasting voor een bepaalde glooiing ook kan worden gerealiseerd. Hierbij dient men zich te realiseren dat de maximaal op te wekken golf in de Deltagoot onder meer afhankelijk is van de waterstand,
- er twee glooiingstypen gelijktijdig in de goot worden ingebouwd, die na elkaar beproefd dienen te worden, zonder dat de aanwezigheid van de ene glooiing de resultaten van de beproeving van de andere glooiing op enige wijze mag beïnvloeden.

Deze overwegingen, aangevuld met de beperkingen in de mogelijkheden van de Deltagoot hebben geleid tot de volgende keuze voor de waterstanden

- Vilvoordse steen d = 2,87 m
- Haringmanblokken d = 5,00 m
- Basalt d = 5,00 m
- Lessinese steen d = 2,50 m.

## 2.7 Gemeten grootheden en uitgevoerde waarnemingen

Tijdens het modelonderzoek zijn een groot aantal waarnemingen en metingen verricht. Slechts voor een deel zijn deze modelresultaten relevant voor het PROVO-onderzoek. Gezien echter de unieke situatie dat een aantal natuursteenglooiingen (Vilvoordse steen en Basalt), en een veel toegepaste betonblokken

glooiing (Haringmanblokken op mijnsteen) op ware grootte in de Deltagoot aanwezig waren is van de gelegenheid gebruik gemaakt om meetgegevens te verzamelen die van belang zijn voor de verdieping van de kennis op het gebied van steenzettingen. Hoewel een absolute scheidslijn niet is te trekken zijn de waarnemingen en metingen in de volgende hoofdgroepen onderverdeeld:

- Waarnemingen en metingen ten behoeve van PROVO

- Meting van de golfrandvoorwaarden d.w.z. golfhoogte, golfperiode, golfspectrum, golfreflectie e.d.
- Meting van de waterstand.
- Waarneming van de schade aan de glooiing.
- Meting van de trekkracht die nodig is om een steen uit de glooiing te trekken.
- Meting van de deformaties van het talud.
- Waarneming van eventuele migratie van materiaal in de onderlagen van het talud.
- Bepaling van de kleikarakteristieken en de kenmerken van de overige gebruikte bouwmaterialen.
- Meting van de leklengte van de verschillende glooiingen en van de veranderingen daarin onder invloed van de golfbelasting.

- Metingen ten behoeve van algemeen onderzoek steenzettingen

- Meting van de golfdrukken op het talud.
- Meting van de waterspanningen aan de onderzijde van de toplaag van de glooiingsconstructie.
- Meting van de waterspanningen en de verhangen in de mijnsteen onder de Haringmanblokken glooiing.
- Meting van de golfoploop tegen de glooiingen.

De resultaten van de uitgevoerde waarnemingen en metingen worden gepresenteerd in de hoofdstukken die aan de betreffende glooiingen zijn gewijd.

## 2.8 Uitwerking en presentatie van de meetresultaten

De metingen en waarnemingen die zijn uitgevoerd voor het PROVO-onderzoek zijn volledig uitgewerkt en worden in de betreffende hoofdstukken gepresenteerd. Veel van de waarnemingen zijn echter moeilijk goed te beschrijven of the quan-

tificeren. Daarom is ter illustratie aan dit verslag een fotobijlage toegevoegd (Bijlage C).
In het kader van het PROVO-onderzoek zijn de meest relevante onderdelen van het onderzoek op film vastgelegd. Na een aanvullende opdracht van de Adviesdienst Vlissingen van de Rijkswaterstaat is uit deze filmbeelden een geluidsfilm van het onderzoek samengesteld. Deze film vormt geen onderdeel van de verslaglegging aan PROVO, maar geeft wel een goede eerste indruk van het uitgevoerde modelonderzoek.

De metingen die zijn uitgevoerd ten behoeve van algemeen onderzoek van steenzettingen zijn zover uitgewerkt dat de waarde ervan kan worden beoordeeld. Als zodanig zijn deze uitwerkingen opgenomen in dit verslag. Een eventuele gedetailleerde uitwerking en interpretatie moet worden geregeld in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen M 1881".

## 3. Modelonderzoek op Vilvoordse steen

### 3.1 Modelbouw en gebruikte materialen

In figuur 2.2 is een langsdoorsnede voor het model gepresenteerd. In figuur 3.1 is de glooiing van Vilvoordse steen meer in detail weergegeven. De glooiing is aan de boven en onderrand opgesloten tussen een perkoenpalenrij. Op een ondergrond van verdicht zand is een 0,80 m dikke kleilaag in 3 lagen aangebracht en verdicht. Hierbij is de volle breedte van de Deltagoot (5 m) verdeeld in twee vakken van elk 2,5 m breed. In het oostelijke vak (zie figuur 2.1) is een vette, weinig zandige kleilaag aangebracht, afkomstig uit het Sloe-gebied; in het westelijk vak een zandige schrale kleisoort, afkomstig uit een kleidepot nabij de Kreekraksluizen. De belangrijkste karakteristieken van deze klei zijn weergegeven in bijlage A. Op deze kleilaag is direct een dubbele vlijlaag aangebracht van klinkers (losgeklopt uit sloop-puin). De in de traditionele dijksbouw veel toegepaste krammat is achterwege gebleven aangezien een dergelijke krammat, die een functie heeft tijdens de bouw van de dijk, na een aantal jaren verteerd is. Tegen de wanden van de goot is de vlijlaag opgebouwd met hele stenen, aangezien hier de kans op erosie van de onderliggende kleilaag tamelijk groot is als gevolg van randeffecten van het model. Op de dubbele vlijlaag is een laag kloppuin aangebracht waarop en waarin de Vilvoordse steen door ervaren steenzetters is gezet. De toegepaste Vilvoordse steen is toegeleverd door het Waterschap Noord- en Zuid-Beveland.
Om de sterkte van de glooiingen te vergroten, en net als in de natuur een zekere klemwerking in de glooiing te verkrijgen is wat kloppuin op de glooiing gestort. In feite als onderdeel van de modelbouw is de glooiing vervolgens met een varierende waterstand en een matige golfhoogte ($H_s \approx 0{,}30$ m) "ingegolfd". Het kloppuin bleek bij dit ingolven te grof om de holten tussen de afzonderlijke Vilvoordse stenen goed te vullen. Daarom is een deel van dit puin verwijderd en vervangen door gebroken grind. Na in totaal ca. 15 uur ingolven met een golfhoogte (van $H_s = 0{,}30$ à $0{,}50$ m) en een zodanig varierende waterstand dat de hele glooiing effectief door de golfklappen kon worden ingegolfd leek de glooiing goed te zijn vóórgespannen door de tussen de stenen ontwikkelde klemkrachten.
Bij de uitvoering van de eerste korte duur proeven met volgens de onderzoeksopzet golfhoogten van respectievelijk 0,77 m en 1,02 m (zijnde 60% en 80% van $H_{max} = 1{,}27$ m) treedt echter steeds binnen korte tijd schade op. Dit on-

derzoeksresultaat is niet reëel en daarom onacceptabel geacht. Daarom is getracht de ingebouwde glooiing verder kunstmatig te verouderen door het inwassen van de glooiing met "kleischelpen", een mengsel van klei en schelpen. Steeds wanneer daarvoor de gelegenheid was, werd de glooiing geïnspecteerd en waar nodig "gestopt", dat wil zeggen dat door het inslaan van kleine stukken Vilvoordse steen tussen de grote stenen kunstmatig enige samenhang in de glooiing wordt aangebracht. Ook is rondom de plaatsen waar drukopnemers tussen de blokken aanwezig waren, de glooiing door middel van een patroon penetratie met asfalt-mastiek gepenetreerd.

Vervolgens is veelvuldig getracht korte, of zelfs lange duurproeven uit te voeren. Daarbij trad echter steeds zodanig snel schade op dat zelfs de metingen voor het vastleggen van de randvoorwaarden vaak niet konden worden uitgevoerd. In deze fase van de proeven wisselden proeven, schadeherstel en bouw (d.w.z. ingolven) elkaar voortdurend af. In totaal is ca. 25 uur gegolfd om in totaal 3 korte duurproeven uit te voeren. Deze proeven zullen in paragraaf 3.3. worden gepresenteerd. Een grafische weergave van het uitgevoerde proevenprogramma is gepresenteerd in figuur 3.2.

Deze zeer teleurstellende resultaten voor de glooiing van Vilvoordse steen hebben ertoe geleid dat is besloten nog een tweede glooiing van Vilvoordse steen te bouwen en te beproeven. Deze tweede Vilvoordse steenglooiing is gepresenteerd in figuur 2.2. De opbouw van deze glooiing is gelijk aan die van de eerste, echter met inachtneming van de volgende wijzigingen:

- Er is een veel plattere soort Vilvoordse steen toegepast, waardoor een sterkere glooiing kan worden opgebouwd.
- Het invegen en inwassen met kloppuin is achterwege gelaten aangezien dit bij de eerste glooiing vermoedelijk de vorming van holten in de glooiing heeft veroorzaakt.
- Langs de gootwanden is de glooiing over een breedte van ca. 0,30 m gepenetreerd met asfaltmastiek.
- De glooiing is, vóór het uitvoeren van de proeven slechts ca. 10 uur ingegolfd, met een golfhoogte $H_s$ = 0,25 à 0,40 m.

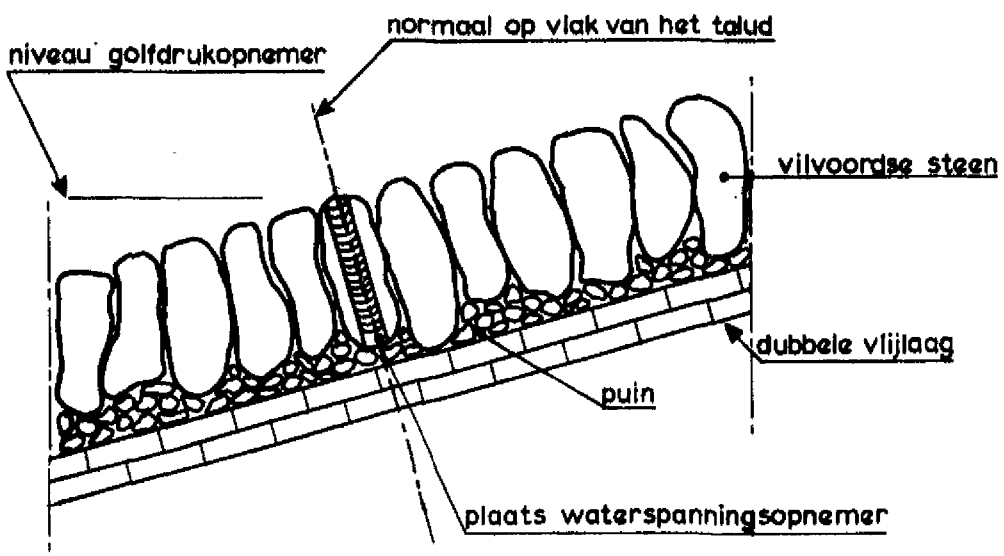
Zoals in de paragragen 3.3 en 3.4 zal blijken zijn de resultaten van deze tweede Vilvoordse steen glooiing aanmerkelijk positiever dan van de eerste.

## 3.2 Instrumentatie

In de modelopstelling is de volgende instrumentatie toegepast:

- 2 golfhoogtemeters, op een variabele afstand uit elkaar, ter bepaling van de golfrandvoorwaarden (d.w.z. de golfhoogte, de golfperiode, het golfspectrum en de golfreflectie)
- 6 golfdrukopnemers aan de bovenzijde van het talud (foto C6). De positie van deze opnemers is zo gekozen dat de kans groot is dat schade optreedt in deze zone en zodanig dat tevens de golfdruk wordt gemeten in de zone met de grootste golfbelasting. Omdat de optimale plaats van de opnemers gerelateerd is aan de toegepaste golfhoogte is de plaats van de opnemers voor de Vilvoordse steen glooiing bepaald aan de hand van de maximaal te verwachten golfhoogte op dit type glooiing $H_{s_{i\ max}} = 1{,}27$ m. In principe is er daarbij naar gestreefd om de 6 drukopnemers als volgt te plaatsen:
  - Drukopnemer 1 : 0,75 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau
  - Drukopnemer 2 : 0,60 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau
  - Drukopnemer 3 : 0,50 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau
  - Drukopnemer 4 : 0,40 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau
  - Drukopnemer 5 : 0,25 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau
  - Drukopnemer 6 : 0,10 . $H_{s_{i\ max}}$ onder het stil water niveau

  Doordat de drukopnemers in stalen buisjes tussen de Vilvoordse stenen werden geplaatst wijkt de werkelijke positie iets af van de gewenste positie.
- 6 waterspannings opnemers aan de onderzijde van de toplaag van de Vilvoordse steen glooiing (foto C7). Deze opnemers zijn in een as loodrecht op het vlak van het talud geplaatst onder de positie van de golfdrukopnemers (zie schets)



- 2 golfoploopmeters. In verband met de beperkte lengte van de golfoploopmeters en de grote lengte van het talud (Vilvoordse steen en Haringmanblokken) zijn twee golfoploopmeters toegepast die elkaar voor een deel overlappen. Bij de uitwerking van de resultaten wordt hiermee een controle verkregen op de betrouwbaarheid van de metingen.

De exacte posities van de bovengenoemde meetinstrumenten zijn weergegeven in tabel 3.1 en in figuur 3.1. De hulpmiddelen die in het model zijn aangebracht voor het verrichten van visuele waarnemingen worden bij de bespreking van deze waarnemingen beschreven.

## 3.3 Gerealiseerd proevenprogramma voor Vilvoordse steen

Zoals reeds in paragraaf 3.1 is aangegeven bij het ingolven (als onderdeel van de modelbouw) is het niet goed mogelijk gebleken een proevenprogramma af te werken op de eerst Vilvoordse steen glooiing. Telkens weer ontstond tijdens het ingolven schade aan de glooiing of moesten proeven voortijdig worden afgebroken in verband met schade.
Uiteindelijk is het gelukt om 2 korte duur proeven uit te voeren uit het oorspronkelijke proevenprogramma te weten proef P 01 (60% van $H_{max}$) en proef P 02 (80% van $H_{max}$). Proef P 03 (60% van $H_{max}$) is als extra proef met een afwijkende golfsteilheid toegevoegd (zie tabel 2.1). Het uitvoeren van een lange duur proef (in principe ≈ 30 uur) is niet gelukt. Het beste resultaat dat is bereikt is 2 uur 25 min. bij een een golfhoogte van 60% van $H_{max}$ (Proef P 16, $H_{s_i}$ = 0,75 m).

Voor de tweede Vilvoordse steen glooiing (plattere stenen) zijn de resultaten veel positiever.
De algemene opzet van het onderzoek is hier echter, naar aanleiding van de resultaten van de eerste Vilvoordse steen glooiing verlaten.
Eerst zijn twee korte duur proeven uitgevoerd met lage golfhoogten te weten P 25 (40% van $H_{max}$) en P 26 (50% van $H_{max}$). Hierbij is geen schade opgetreden. Vervolgens is daarom een lange duur proef uitgevoerd met een golfhoogte van 50% van $H_{max}$. Na 30 uur golfaanval was geen schade opgetreden. Vervolgens is een proef uitgevoerd met $H_s$ is 60% van $H_{max}$ . Om tijd te sparen is deze proef na 20 uur afgebroken hoewel geen schade was opgetreden. Daarna is een proef uitgevoerd met $H_s$ is 80% van $H_{max}$ . Deze proef is na 5 uur afgebroken omdat er schade was opgetreden aan het talud.

Hiermee is het proevenprogramma voor de Vilvoordse steen afgebroken. De uitgevoerde series proeven zijn grafisch weergegeven in figuur 3.2.

In aansluiting op bovengenoemde proeven is nog een proef uitgevoerd op de overgangsconstructie van Vilvoordse steen naar Basalt. Er zijn argumenten aan te dragen om ook deze proef als een proef op de Vilvoordse steen te beschouwen (zie hoofdstuk 7). De waterstand gedurende deze proef was 3,40 m en de golfhoogte bedroeg 80% van $H_{max}$. Deze proef op de overgangsconstructie is na 10 uur afgebroken zonder dat schade is opgetreden.

Het onderzoek op de Vilvoordse steen glooiing is afgesloten met een destructieproef. Hierbij zijn vooraf twee gaten gemaakt in de glooiing (foto C29) waarna de uitbreiding van deze gaten en de aantasting van de vlijlagen en de klei is gevolgd. Deze proef is beschreven in Hoofdstuk 8.

## 3.4 Resultaten van het modelonderzoek

### 3.4.1 Meetresultaten en observaties

#### 3.4.1.1 Drukregistraties

In de figuren D1, D2 en D3 (van Bijlage D) zijn de registraties van de drukopnemers (DRO's) aan de boven- en de onderzijde van de Vilvoordse steen glooiing gepresenteerd, voor een periode van 30 seconden. In deze periode treft de maximale golf, die tijdens de proef direct voor het talud optreedt, de glooiing. Het tijdstip van de maximale golf is bepaald door van de registratie van drukopnemer 1 het tijdstip van de maximale drukamplitude te bepalen.
Op basis van de drukkenregistraties kan globaal de belastingtoestand van de glooiing worden beoordeeld. Een nadere analyse van deze drukregistraties is niet voorzien in het PROVO-onderzoek, maar kan te zijner tijd in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen (M 1881)" worden uitgevoerd. In het onderstaande wordt wel een van de meest essentiele kenmerken van de Vilvoordse steen glooiing (en in feite van elke steenzetting) bepaald, te weten de dikte. De stabiliteit van een steenzetting is namelijk bij benadering evenredig met zijn dikte. Dat betekent dat een twee maal dikkere steenzetting, onder overigens gelijk blijvende omstandigheden, een ongeveer tweemaal grotere schade golfhoogte zal hebben. Om onderlinge vergelijking mogelijk te maken wordt

daarom de golfhoogte waarmee een steenzetting wordt belast gepresenteerd in de dimensieloze vorm:

$$\frac{H_{s_i}}{\Delta D}$$

waarin

$H_{s_i}$ = inkomende significante golfhoogte (m)

$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$ (-)

$\rho_s$ = specifieke massa steen ($kg/m^3$)

$\rho_w$ = specifieke massa water ($kg/m^3$)

D = karakteristieke dikte van de steenzetting (m)

Bij een betonblokken glooiing geeft de keuze van de karakteristieke dikte in het algemeen weinig problemen. Bij natuursteen glooiing is die dikte echter niet eenduidig bepaald. De dikte verschilt van blok tot blok en is tevens door de onregelmatige vorm van de blokken ook per blok niet éénduidig bepaald.
Om voor een glooiing van Vilvoordse steen toch de golfhoogte uit te kunnen drukken in de parameter $H/\Delta D$ wordt de volgende procedure gevolgd.

De fysische betekenis van $\Delta \cdot D$ is in feite de maximale druk (uitgedrukt in meter waterkolom) die vanuit de onderlagen op een glooiing kan worden uitgeoefend waarbij uitsluitend het eigen gewicht van de steen in staat is de stabiliteit van de glooiing te waarborgen.
De fysische betekenis van $\Delta \cdot D$ kan ook op een andere wijze worden geformuleerd. Namelijk als het "onderwater gewicht" van de glooiing gedeeld door het oppervlak van de glooiing dat door de stenen wordt ingenomen. Dus exclusief het oppervlak van al dan niet opgevulde holten tussen de stenen. Om deze "steundruk" uit te drukken in meter waterkolom moet nog gedeeld worden door $\rho_w$.
Beide fysische interpretaties van $\Delta \cdot D$ maken het mogelijk om voor natuursteen een fictieve dikte D' te bepalen, waardoor het mogelijk wordt de resultaten van proeven op natuursteen glooiingen te vergelijken met die op betonblokken glooiingen.
Om deze fictieve dikte D' voor de Vilvoordse steen glooiing te bepalen is een

deel van de glooiing uitgebroken. Van dit deel is zorgvuldig het oppervlak A opgemeten (0,7835 $m^2$) en zijn van de 22 afzonderlijke stenen achtereenvolgens bepaald
- het gewicht
- het onderwatergewicht
- de lengte l, breedte b en hoogt h.

Hieruit zijn de volgende gegevens afgeleid:
- De totale massa van de stenen (m)
- Het totaal volume van de stenen (V)
- De specifieke massa van Vilvoordse steen (m/V)
- Het totaal van het volume dat wordt verkregen door de som te nemen van l x b x h van de afzonderlijke stenen ($V_{max}$)

Deze basisgegevens zijn weergegeven in tabel 3.2.
De vormfactor f, die aangeeft in hoeverre het volume van de individuele stenen afwijkt van het volume van een blok met afmetingen l x b x h $m^3$ wordt berekend volgens

$$f = \sqrt[3]{V/V_{max}} = 0,829,$$

waarbij stilzwijgend wordt aangenomen dat afwijkingen van de blokvorm in gelijke mate door afwijkingen in l, b en h worden veroorzaakt. Nu geldt:

$$(f.D) \cdot (f^2.A) \cdot \rho_s \cdot g = m.g$$

aangezien $D' = f.D$ geldt nu

$$D' = \frac{m}{f^2.A.\rho_s} = \frac{300,15}{(0,829)^2.0,7845.2527} = 0,2203 \text{ m}$$

De parameter $\Delta D'$ voor een Vilvoordse steen glooiing is dus ongeveer

$$\Delta D' = 0,34 \text{ m}$$

De waarde van het quotient $H_{s_1}/\Delta D'$ geeft inzicht in de sterkte van een glooiing. Een hoge waarde van dit quotient, ten opzichte van een glooiing van los gezette betonblokken op dezelfde ondergrond, geeft aan dat er blijkbaar extra sterkte ontleend wordt aan de samenstelling van de toplaag. De voornaamste factoren die deze extra sterkte veroorzaken zijn:

- Een grote doorlatendheid van de toplaag door de aanwezigheid van open ruimten tussen of in de blokken. Hierdoor wordt de opwaartse belasting door waterdrukken gereduceerd.
- Klemkrachten tussen de blokken, al dan niet veroorzaakt door vul- of inwasmateriaal, waardoor grotere delen van het oppervlak zich als één geheel gaan gedragen. Hierdoor wordt de momentane belasting gespreid (= gemiddeld) over een groter oppervlak, waardoor de schadegolfhoogte toeneemt (zie paragraaf 3.4.1.7 voor de trekproefresultaten).

Slechts uitgebreide analyse van de drukregistratie kan uitsluitsel geven over de onderlinge verhouding van deze factoren bij een Vilvoordse steen glooiing.

Een eerste indicatie voor de stabiliteit van de Vilvoordse steen glooiing wordt verkregen door de steundruk van de glooiing = $\Delta \cdot D' \cdot \rho_w \cdot g \cdot \cos \alpha$ te vergelijken met het verschil tussen de gemeten drukken aan de boven- en de onderzijde van de glooiing. Deze steundruk (3,3 $kN/m^2$) is aangegeven op de bijlagen D1 t/m D3.

3.4.1.2 Leklengte-metingen

Er is tweemaal een leklengte meting uitgevoerd van de eerste Vilvoordse steen glooiing. Eénmaal na een korte periode van ingolven met kloppuin en gebroken grind en voor de tweede maal na langdurig ingolven waarbij ook kleischelpen werden ingewassen. De glooiing waarop de tweede leklengte-meting werd uitgevoerd was aanmerkelijk ondoorlatender dan de glooiing van de eerste leklengtemeting. De metingen zijn uitgevoerd onder verantwoordelijkheid van het Laboratorium voor Grondmechanica, dat ook de uitwerking en interpretatie van de metingen heeft verzorgd.

Bij een leklengte-meting wordt gemeten in hoeverre water dat door een intappunt in het talud in de onderlaag wordt geperst nog tot drukverhogingen leidt op enige afstand van dat intappunt (zie foto C8). De leklengte geeft inzicht in mate waarin door de golven opgewekte drukken in de onderlaag van een taludverdediging een bedreiging vormen voor de stabiliteit van die glooiing. Als zodanig is de leklengte een heel belangrijke invoerparameter voor het rekenmodel STEENZET dat door het Laboratorium voor Grondmechanica wordt gebruikt voor de berekening van de stabiliteit van steenzettingen.

Een beschrijving van de meetopstelling, de uitvoering van de metingen en de resultaten worden gepresenteerd in bijlage A.

3.4.1.3 Kleikarakteristieken en pocket-penetrometer proeven

Vóór en na het modelonderzoek zijn uit de kleilaag onder de Vilvoordse steen glooiing monsters genomen. In het kader van het PROVO-onderzoek zijn door het Laboratorium voor Grondmechanica van de kleimonsters de meest elementaire kleikarakteristieken bepaald. De monsters zijn genomen uit zowel de vette klei (oostzijde van de Deltagoot) als de schrale klei (westzijde). De belangrijkste kleikarakteristieken zijn gepresenteerd in bijlage A.
Om inzicht te verkrijgen in de mate van verweking van de kleilaag die optreedt tijdens het modelonderzoek zijn indien mogelijk pocket-penetrometer proeven uitgevoerd. De mogelijkheden hiervoor zijn echter beperkt aangezien voor de meting een deel van de glooiing en de vlijlagen moeten worden verwijderd. Daarom zijn slechts vóór het aanbrengen van de vlijlagen (dus vóór alle proeven), bij het verbouwen van het talud (dus ná de proeven op de eerste Vilvoordse steen glooiing en de Haringmanblokken glooiing) en na afloop van de proeven pocket-penetrometer proeven uitgevoerd.
Een dergelijk penetrometer bepaling omvat het wegdrukken van een cirkelvormig stalen staafje in de klei, tot het merkstreepje op het staafje (penetratiediepte is 5 mm). Gelijktijdig wordt de daarvoor benodigde kracht op een meetklokje afgelezen. De penetratieweerstanden zijn steeds op een groot aantal (enkele tientallen) plaatsen bepaald. Deze meetresultaten worden uitgewerkt door het Laboratorium voor Grondmechanica in het kader van het, in opdracht van de Rijkswaterstaat uit te voeren, lopende kleionderzoek. Evenals een uitgebreide kleinanalyse van de in model toegepaste kleisoorten worden de resultaten van de penetratieproeven te zijner tijd in dat kader gerapporteerd.

3.4.1.4 Golfoploop registraties

De metingen van de golfoploop tijdens de proeven P 01, P 02 en P 03 zijn op de daarvoor gebruikelijke wijze uitgewerkt.
Het resultaat is de overschreidingscurve voor de dimensieloze golfoploop $R_u/H_{s_i}$, die is gepresenteerd in figuur 3.3. Voor de proeven P 01 en P 02, met dezelfde golfsteilheid van ca. 5%, wordt dezelfde oploop overschrijdings curve gevonden.

In figuur 3.3 is eveneens de golfoploop voor proef P 03 gepresenteerd, met een kleinere golfsteilheid. Zoals verwacht is de dimensieloze golfoploop voor deze proef wat hoger dan voor P 01 en P 02.

3.4.1.5 Vertikale zakkingen van het talud

Om de eventuele veranderingen in de ligging van het talud gedurende de proeven te kunnen vastleggen is periodiek de hoogte van een flink aantal Vilvoordse stenen opgemeten. De meetpunten lagen ca. 0,5 meter uit elkaar op drie evenwijdige meetraaien op een onderlinge afstand van 1 meter.
De uitwerking van deze metingen levert echter geen bruikbare resultaten voor de beoordeling van de zakkingen en deformaties van het talud als geheel. De oorzaak hiervan is dat na herhaalde schade van het talud steeds delen van het talud zijn herzet. Hierna is het niet meer mogelijk om te beoordelen of een gemeten verschil in de taludligging wordt veroorzaakt door vervormingen van het talud en de onderlagen of doordat een deel van de zetting met andere stenen is herzet. De metingen en observaties geven echter de stellige indruk dat geen vervormingen van de onderlagen zijn opgetreden. Bij de relatief geringe golfbelasting die is gerealiseerd was dat ook nauwelijks te verwachten.

3.4.1.6 Kleurbanden op de kleilaag

De stabiliteit van een glooiingskonstructie wordt bedreigd door instabiliteiten van de ondergrond. Het is daarom van belang om te weten hoe de onderlagen van de glooiing, in dit geval klei, zich gedragen onder langdurige golfaanval. Om te kunnen vaststellen of er migratie of uitspoeling van klei optreedt onder de Vilvoordse steen en onder de vlijlagen is er op de kale klei een aantal zogenaamde kleurbanden aangebracht (foto C2).
Deze kleurbanden bestaan uit geverfd fijn zand dat op vooraf bepaalde plaatsen wordt uitgestrooid over de kleilaag voordat daarop de vlijlagen worden aangebracht. De kleurbanden zijn aangebracht op de plaatsen waar de grootste drukgradiënten onder de glooiing worden verwacht, dat wil zeggen: daar waar de golfklap het talud treft. De plaats van de kleurbanden is aangegeven in tabel 3.1.

De kleurbanden onder de Vilvoordse steen zijn slechts voor een deel na de proeven geobserveerd. Na de beproeving van de eerste Vilvoordse steen glooiing (rondere type) is een gat gemaakt in de vlijlagen. Daarbij is geconstateerd dat de kleurband onder dat gat nog volledig intact was. Bij de verbouwing van de eerste naar de tweede Vilvoordse steen glooiing is vanzelfsprekend de vlijlaag niet weggenomen. De eerste gelegenheid om de kleurbanden waar te nemen zou dus zijn na afloop de beproeving van ook de tweede Vilvoordse steen glooiing. Deze proevenserie werd echter afgesloten met een destructie proef waarbij ook de vlijlagen door de golven werden weggeslagen. Hierna was natuurlijk van de kleurbanden onder de Vilvoordse steen niets meer terug te vinden. De waarnemingen van de kleurbanden onder de vlijlagen van de basalt glooiing (zie paragraaf 5.4.1.5) die door aanmerkelijk hogere golven is belast maken het aannemelijk dat er, afgezien van randeffecten geen migratie van klei is opgetreden onder de Vilvoordse steen.

3.4.1.7 Trekproeven en klemkrachten

Om te kunnen beoordelen of de in de Deltagoot ingebouwde Vilvoordse steen glooiing een goede reproductie is van zo'n glooiing in de natuur zijn een aantal trekproeven uitgevoerd. Daarbij wordt de kracht gemeten die nodig is om één steen uit een glooiingsconstructie los te trekken. Deze trekproeven zijn zowel uitgevoerd op Vilvoordse steenglooiingen in de natuur als in de Deltagoot. Daarbij is gebruik gemaakt van dezelfde trekapparatuur en meetopstelling (foto's C4 en C5).
Door het meten van de trekkracht wordt een eerste globale indruk verkregen van de samenhang van de glooiingsconstructie ten gevolge van "interlock" en klemkrachten tussen de afzonderlijke stenen. Het voert echter veel te ver om de trekkrachten als maat voor de sterkte te gebruiken.
Door op verschillende tijdstippen (dat wil zeggen in verschillende fasen van het proevenprogramma) de trekproeven te herhalen kan een indruk worden verkregen van de veranderingen van de trekkrachten onder invloed van de golfbelasting.

Voor de eerste Vilvoordse steen glooiing zijn twee series trekproeven uitgevoerd. De eerste serie na ca. 10 uur ingolven en de tweede serie na afloop van alle proeven op de eerste Vilvoordse steen glooiing. Tussentijds zijn geen trekproeven meer uitgevoerd door de slechte resultaten van de uitgevoerde

golfproeven en de vrees dat de sterkte van de glooiing nog verder zou afnemen als gevolg van het uitvoeren van trekproeven.
Om dezelfde reden zijn bij de tweede Vilvoordse steen glooiing slechts trekproeven uitgevoerd na afloop van het proevenprogramma. De resultaten van de trekproeven op de Vilvoordse steen zijn gepresenteerd in de tabellen 3.3, 3.4 en 3.5. De gemiddelde trekkrachten $\overline{T}$ en de standaardafwijkingen $\sigma_T$ blijken zeer goed overeen te stemmen met de resultaten van de trekproeven die op de Oosterscheldedijken zijn uitgevoerd, en die zijn gerapporteerd in [2].
In de figuren 3.4 en 3.5 is voor beide typen Vilvoordse steen glooiingen een aantal karakteristieke trekdiagrammen gepresenteerd.
De resultaten van de 1e Vilvoordse steen glooiing; 1e serie (tabel 3.3) geven aan dat deze glooiing overeenstemt met een herzette en ingeveegde normale Vilvoordse glooiing. De sterkte van een dergelijke glooiing is aanmerkelijk kleiner dan die van een begroeide en dichtgeslibde verouderde glooiing.
De trekkrachten die zijn gemeten bij de 1e Vilvoordse steen glooiing; 2e serie (tabel 3.4) stemmen overeen met de in [2] gerapporteerde trekkrachten voor een ongestoorde (d.w.z. niet recent gewijzigd of herzet) representatieve Vilvoordse steen glooiing langs de Oosterschelde. De spreiding in de gemeten treksterkten is echter groot doordat een aantal van de getrokken stenen vrijwel los bleek te liggen hetgeen bij beproeving natuurlijk direct aanleiding geeft tot schade.
De conclusie kan dan ook getrokken worden dat bij de rondere Vilvoordse steen door het uitgebreide ingolven en inwassen de treksterkte weliswaar aanmerkelijk kan worden verhoogd maar dat er tevens een grote kans is dat er door het ingolven stenen los komen te liggen of uit het talud worden gewerkt.

De tweede glooiing kan voor wat betreft de trekkrachten worden ingedeeld bij de "goede Vilvoordse Steen glooiing." Bij deze plattere Vilvoordse stenen waarmee deze glooiing is opgebouwd wordt door inwassen een grote samenhang tussen de afzonderlijke stenen verkregen en is tevens de kans kleiner dat door het ingolven een steen uit de glooiing wordt gewerkt.

Op de wijze waarop de trekkrachten en de samenhang in de glooiing verantwoordelijk zijn voor de wijze waarop schade ontstaat aan een Vilvoordse steenglooiing wordt nog wat verder ingegaan in paragraaf 3.4.2.1.

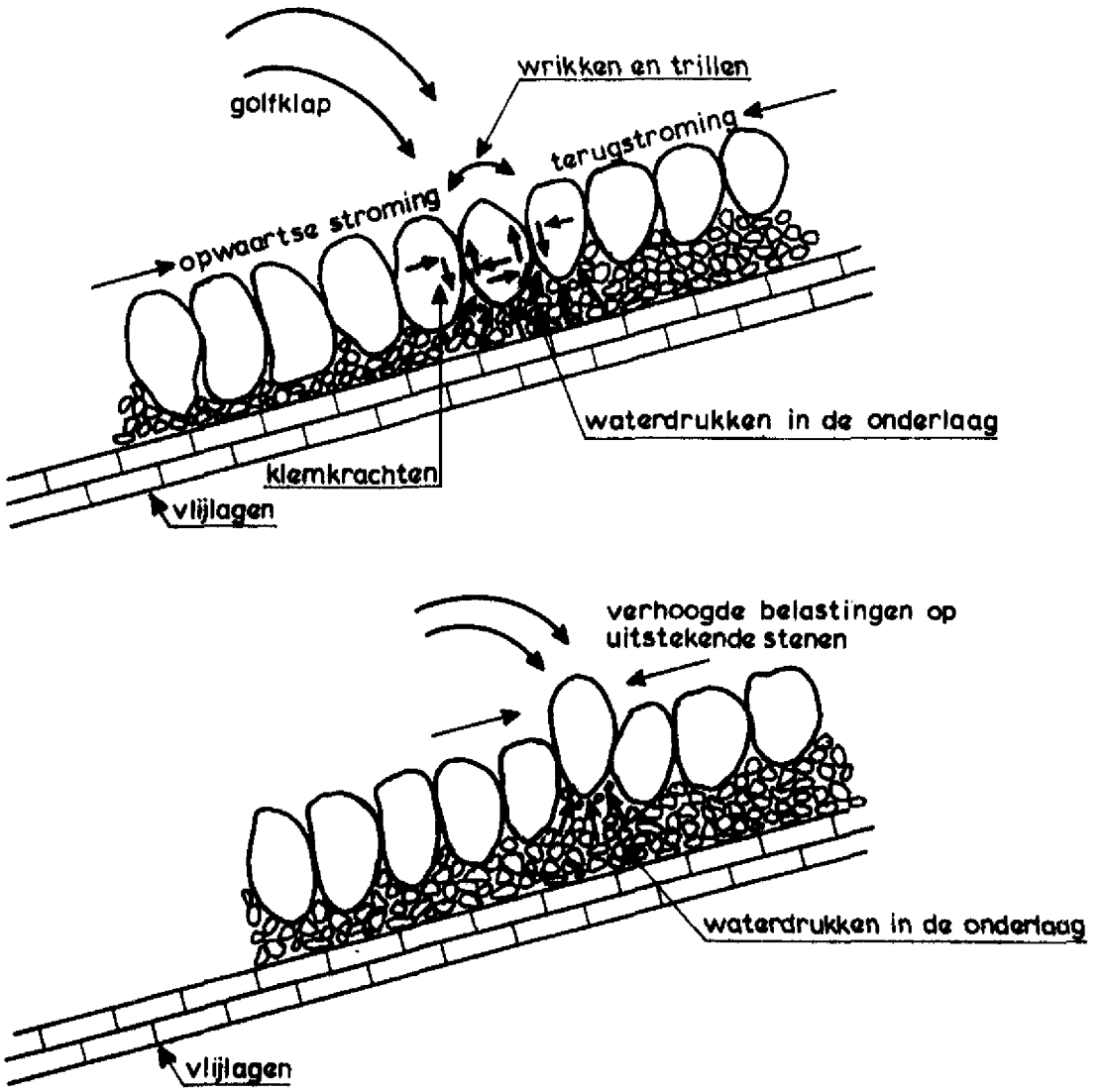
### 3.4.2 Conclusies op basis van de resultaten voor Vilvoordse steen

#### 3.4.2.1 Stabiliteit van de toplaag

De stabiliteit van de Vilvoordse steen met de rondere vorm is gering. Zelfs bij golfhoogten van 0,30 - 0,50 m treedt nog schade op. Toch geven de resultaten van de trekproeven aan dat de onderzochte Vilvoordse steen glooiing vermoedelijk niet uitzonderlijk zwak is geweest. Ook de tijdens de proeven geregistreerde drukken op en onder de steen glooiing geven geen volledige verklaring voor de geringe sterkte.
Een kwalitatieve verklaring voor de geringe sterkte wordt gevonden in de volgende redenering.
Observaties hebben geleerd dat tijdens de proeven bepaalde Vilvoordse stenen geleidelijk steeds meer boven het vlak van het talud gaan uitsteken (foto C9). Hierdoor neemt de belasting op deze steen door golfklappen en overstortend en en teruglopend water toe, waardoor deze steen uit het talud los kan komen. Een verklaring voor het boven het talud komen te liggen van de steen wordt gevonden in de steenvorm. Door zijn ronde vorm heeft de beschouwde steen maar weinig contactpunten met de omringende stenen (in theorie maar één per aanliggende steen). Door de golfwerking (golfklappen in combinatie met overdrukken in de onderlaag) kan een steen in trilling worden gebracht en een klein beetje worden opgelicht.
Wanneer de golfklap voorbij is blijkt de steen iets omhoog te zijn gekomen (orde van grootte: 1 mm) en toch nog klem te zitten tussen de naburige stenen. De open ruimte onder de steen die is ontstaan wordt onmiddellijk opgevuld door een herschikking of aanvulling van het inwas materiaal. Het bovenbeschreven proces zal zich net zo lang herhalen tot de beschouwde steen het contact met de naburige stenen verliest (door de ronde vorm kan dit al vrij snel zijn) en door de opwaartse resulterende waterdrukken vanuit de onderlaag of door het over het talud op- en afstromend water uit het talud wordt gewerkt.

Dit proces vindt voortdurend plaats wanneer de golfbelasting een bepaald kritisch niveau overschrijdt. Tevens is het proces voor een deel cumulatief. Dat wil zeggen dat een bepaalde steen tijdens een storm voor een deel omhoog kan worden gewerkt en pas bij een volgende (mogelijk veel minder zware) storm tot schade kan leiden.

Lang niet alle stenen van een Vilvoordse steenzetting zijn gevoelig voor het beschreven proces van schade. De wèl gevoelige stenen zullen afhankelijk van onder meer de waterstand wel of niet in trilling of in beweging worden gebracht. Het is aannemelijk dat bij een vaste waterstand de schade aan een Vilvoordse steen glooiing minder spreiding vertoond in de hoogteligging, maar wel sneller zal optreden.




PRINCIPE SCHETS ONTSTAAN SCHADE VILVOORDSE STEEN

Als onderhoudsmaatregel voor natuursteen glooiingen wordt vaak het zogenoemde "stoppen" toegepast. Door voornamelijk de golfwerking kan namelijk enige ruimte ontstaan tussen de afzonderlijke blokken waardoor die los komen te staan. Bij het stoppen worden stukken steen in deze ruimte geslagen. Hierdoor neemt de klemwerking ter plaatse toe en wordt in het algemeen de sterkte van de glooiingsconstructie vergroot.

Echter, de invloed van een "stopstuk" strekt zich uit over meerdere stenen in de omgeving. Daarbij wordt op de meeste plaatsen de klemkracht vergroot, maar op sommige plaatsen kan de klemkracht ook worden verkleind.
Vooral bij Vilvoordse steen glooiingen, die hun sterkte voor een groot deel ontlenen aan de klemkrachten kan het resultaat van een stopstuk gemakkelijk negatief worden. Vooral de meest bolle Vilvoordse stenen zijn, door het beperkt aantal contactpunten met naburige stenen gevoelig voor kleine veranderingen in de ordening van de zetting. Hierdoor kan zo'n steen minder geklemd, of zelfs los komen te liggen door het elders inslaan van een stopstuk. De glooiing als geheel zal door het slaan van "stopstukken" dus soms zwakker kunnen worden.

Uit het vóórgaande zal het duidelijk zijn dat de grotere sterkte van de tweede Vilvoordse steen glooiing (plattere vorm) voor een groot deel verklaard wordt door de platte vorm van de stenen, waardoor het aantal contactpunten en daarmee de samenhang van de glooiing wordt vergroot.

Concluderend kan gesteld worden dat de steenzettingen van de rondere Vilvoordse stenen zeer onbetrouwbare glooiingen zijn die ook op de meest onverwachte momenten tot schade aanleiding kunnen geven. De kans op schade neemt toe bij langdurige golfaanval bij een vaste waterstand, ten opzichte van de situatie met een variabele waterstand.
De Vilvoordse stenen van het plattere type kunnen een goede talud verdediging opleveren voor matige golfcondities ($H_s \approx 0{,}75$ m).

3.4.2.2 Stabilteit van de onderlaag

Bij een onbeschadigde Vilvoordse steen glooiing zijn eveneens onderliggende lagen (vlijlagen, kleilagen) tijdens het onderzoek stabiel gebleven. De verwachting is dat ook bij veel zwaardere golfaanval dan op de Vilvoordse steen is uitgeoefend deze onderlagen volkomen stabiel zijn (zie de resultaten voor Basalt paragraaf 5.4.1.5).

Bij het afbreken van de steen glooiing is gebleken dat langs de randen met de wanden van de Deltagoot klei-erosie en geulvorming was opgetreden. Dit verschijnsel kan als volgt verklaard worden:

- De vlijlagen worden beëindigd tegen de gootwand, Op die plaats is dus een doorgaande spleet in de beide vlijlagen aanwezig. Hierdoor wordt de belasting van de onderliggende kleilaag door stromend water vergroot.
- Ook de aanhechting van de kleilaag aan de gootwand is niet optimaal. Deze overgang is in feite een zwakke plek in de water ondoorlatende kleilaag. Wanneer er, bijvoorbeeld door het droogpompen van het talud, een verval ontstaat over de kleilaag (hoog freatisch vlak in het onderliggende zandpakket en lage buiten waterstand) zal er bij voorkeur water uittreden langs die naad. Het gevolg kan dan zijn: klei-erosie.
- De golfbelasting zal langs de gootwand anders werken dan elders op de glooiing. Door de opsluiting van de brekende golf tussen twee vertikalen wanden kunnen zich langs de wanden nog onbegrepen verschijnselen voordoen. Ook deze verschijnselen zullen mede oorzaak zijn van de waargenomen klei-erosie.

Alle drie genoemde oorzaken voor de klei-erosie komen ook bij dijken in de natuur voor. De eerste twee kunnen voorkomen bij de overgang van het ene type taludverdediging naar een ander, waarbij een afsluitend betonschot wordt geplaatst om uitspoeling van het materiaal uit de onderlagen te voorkomen. De derde genoemde oorzaak is ook niet specifiek voor de Deltagoot; ook in de natuur, bij de aansluitingen van glooiingen op constructies als duikers, gemalen, loswallen e.d. komen overgangen op vertikale starre wanden voor.
Eens te meer is in het modelonderzoek bevestigd dat de randen , naden en overgangen in glooiingsconstructies zeer kwetsbaar zijn. Uit het onderzoek is echter niet duidelijk geworden dat deze kwetsbaarheid bij geconcentreerde golfaanval bij een vaste waterstand groter is dan bij een variabele waterstand.

# 4. Modelonderzoek op Haringmanblokken

## 4.1 Modelbouw en gebruikte materialen

Het tweede glooiingstype dat in de Deltagoot is beproefd bestaat uit Haringmanblokken (0,50 x 0,50 x 0,20 $m^3$) op een één meter dikke laag mijnsteen onder een taludhelling van 1:3½. Deze glooiing is tezamen met de eerste Vilvoordse steen glooiing in de Deltagoot ingebouwd.
Een langsdoorsnede over het hele talud is gepresenteerd in figuur 2.2. Meer in detail is de Haringmanblokken glooiing in langsdoorsnede en in bovenaanzicht weergegeven in de figuren 4.1 en 4.2.

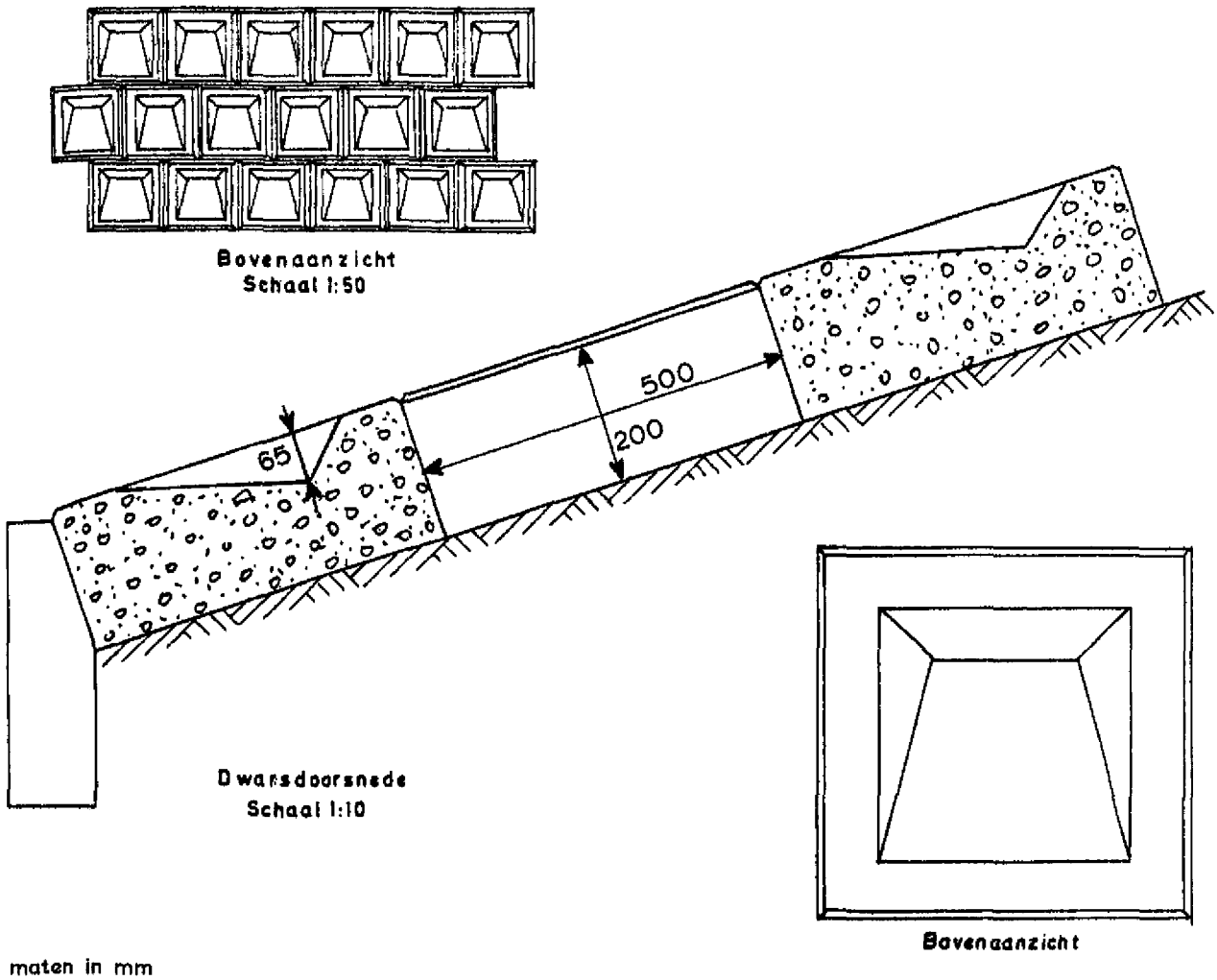
De glooiings constructie is opgebouwd met de volgende materialen:
- zand
- uitvullaagje, ≈ 0,04 m dikke laag
- mijnsteen, 1 meter dikke laag
- Haringmanblokken, 0,20 m dik.

In het onderstaande worden de gebruikte materialen nader toegelicht:

Zand: Het in de onderlaag toegepaste zand is het bij de Deltagoot beschikbare duinzand (D50 ≈ 225 μm, zie figuur 2.5), dat in lagen is aangebracht en met een trilwals is verdicht.

Uitvullaagje. Op de verdichte mijnsteenlaag is het in de praktijk niet eenvoudig om de Haringmanblokken zodanig te plaatsen dat een goede gelijkmatige ondersteuning wordt verkregen met weinig holten. Daarom wordt op de mijnsteen eerst een laagje goed gesorteerd gebroken grind aangebracht (foto C12). In het model is een laagje gebroken grind 6-22 mm van ≈ 0,04 m dikte toegepast.

Haringmanblokken. De gebruikte blokken van het systeem Haringman (octrooinr. 72658) hadden een massa van ca. 111 kg en afmetingen van 0,50x0,50x0,20 $m^3$. De soortelijke massa van de blokken bedraagt ca. 2385 kg/$m^3$. (Nota bene: Het volume van een Haringmanblok is niet lxbxh = 0,05 $m^3$ maar wordt ondermeer door de uitsparing in het bovenvlak gereduceerd tot ca. 0,0465 $m^3$ ).




Illustratie Haringmanblokken

Het merendeel van de gebruikte blokken was nieuw, en werd beschikbaar gesteld door de fabrikant (N.V. Betonfabriek en Betonmortelcentrale Haringman, Goes). Echter, een dertigtal blokken is afkomstig uit een bestaande dijk, Deze blokken zijn uitgerust met ingebetonneerde trekstangen (3 stuks per blok) waaraan het blok uit het talud kan worden getrokken (zie paragraaf 4.4.1.8). De in het model toegepaste trekblokken zijn dus dezelfde als die waarop in de natuur trekproeven op zijn uitgevoerd.

Mijnsteen: Het materiaal mijnsteen is niet erg kwaliteitsvast; dat wil zeggen dat er grote verschillen kunnen voorkomen tussen verschillende partijen mijnsteen. Daarom is veel aandacht gegeven aan het bepalen en vastleggen van de eigenschappen van de in het model toegepaste mijnsteen.
De mijnsteen die als onderlaag onder de Haringmanblokken glooiing is toegepast

in de Deltagoot is in lagen aangebracht en met een trilwals verdicht (foto C10). In verband met de bepaling van de leklengte van de taludverdedigingsconstructie en een controle op de daarvoor gebruikte meetopstelling is het noodzakelijk de doorlatendheid van de mijnsteen in het talud te kennen. Helaas is het niet mogelijk de doorlatendheid van de verdichte mijnsteen in situ (d.w.z. in het talud in de Deltagoot) te meten.
Het is wel mogelijk om via een omweg tot een goede schatting van de doorlatendheid te komen.

De gevolgde methode is als volgt:

a bepaal de volumieke massa (= dichtheid van de verdichte mijnsteen in de Deltagoot)
b bepaal onder gecontroleerde omstandigheden de relatie tussen de doorlatendheid van mijnsteen en de volumieke massa
c bepaal uit de resultaten van a en b de doorlatendheid van de verdichte mijnsteen in de Deltagoot.

In het onderstaande worden de verschillende onderdelen nader toegelicht.

Ad a <u>Bepaling van de volumieke massa van de mijnsteen in de Deltagoot</u>

De volumieke massa van de mijnsteen is twee maal bepaald, éénmaal voorafgaand aan de proeven en éénmaal na afloop daarvan. Hierdoor kan de invloed van de golfbelasting op de verdichting van de mijnsteen worden bepaald. De wijze waarop de volumieke massa is bepaald is geïllustreerd in figuur 4.3 en wordt in het onderstaande toegelicht:

- het talud van mijnsteen wordt voor een deel ontgraven zodat daarin een horizontaal plateau ontstaat,
- in dit horizontale plateau wordt een houten raamwerk gesteld,
- binnen dit raamwerk wordt mijnsteen ontgraven en het gewicht daarvan wordt door weging bepaald,
- in de kuil in het raamwerk wordt een dunne flexibele polyethyleen-folie gelegd,
- het volume van de kuil in de mijnsteen kan nu worden bepaald door de hoeveelheid water te meten die nodig is om de kuil tot de rand toe te vullen.

De op bovenstaande wijze bepaalde volumieke massa van de mijnsteen bedroeg 1805 kg/m$^3$ vóór de proeven en 1803 kg/m$^3$ nà de proeven. Deze resultaten geven een indicatie dat:

- De mijnsteen niet verder is verdicht onder invloed van de golfbelasting.
- De gebruikte methode voor de bepaling van de dichtheid redelijk betrouwbaar is.

Ad. b Bepaling van de relatie tussen de doorlatendheid van de mijnsteen en de volumieke massa

Voor de bepaling van de doorlatendheid van de mijnsteen is gebruik gemaakt van de Filterbak van het Waterloopkundig Laboratorium "de Voorst" (zie figuur 4.4). In de testsectie van de filterbak is een ca. 0,46 m dikke laag mijnsteen aangebracht (foto C20).
Na afdichting aan de bovenzijde kan dit monster, door het opleggen van een verhang horizontaal worden doorstroomd. Doordat in de wanden van de Filterbak aansluitpunten voor stijgbuisjes zijn aangebracht kunnen de interne verhangen in de mijnsteen worden bepaald (foto C21). Gelijktijdig wordt het doorstroomdebiet gemeten. Een proef bestaat uit het stap voor stap opvoeren van het verhang over het monster. In totaal zijn 4 proeven uitgevoerd elk met een verschillende graad van verdichting. Voor proef 1 is de mijnsteen los gestort aangebracht, waarna zo min mogelijk is verdicht. Voor de proeven 2 en 3 is door stampen de mijnsteen verder verdicht en het volume aangevuld. Voor proef 4 is de mijnsteen maximaal verdicht. De indruk bestaat dat een verdere verdichting nauwelijks kan worden bereikt.

Om de verdichtingsgraad, d.w.z. de volumieke massa te bepalen is al het materiaal waarmee de filterbak gevuld werd gewogen. Aangezien het volume van de filterbak bekend is kan de volumieke massa eenvoudig worden bepaald, In onderstaande tabel zijn de berekende volumieke massa's aangegeven. Het blijkt dat onder invloed van het ballasten van de filterbak, en onder invloed van de proef zelf variaties optreden. Daarom is tevens de voor elke proef aangehouden representatieve volumieke massa aangegeven.

| Proef (-) | Fase (-) | Droog Gewicht mijnsteen (kg) | Volume mijnsteen ($m^3$) | Volumieke massa ($kg/m^3$) |
|---|---|---|---|---|
| T1 | voor ballasten | 968,35 | 0,651 | 1487 |
| T1 | na ballasten | 968,35 | 0,637 | 1520 |
| T1 | na instromen | 968,35 | 0,623 | 1554 |
| T1 | na 65 minuten | 968,35 | 0,620 | 1561 |
| T1 | referentiewaarde | - | - | 1558 |
| T2 | voor ballasten | 1111,20 | 0,651 | 1707 |
| T2 | na ballasten | 1111,20 | 0,644 | 1725 |
| T2 | referentiewaarde | - | - | 1727 |
| T3 | voor ballasten | 1208,00 | 0,651 | 1856 |
| T3 | na ballasten | 1208,00 | 0,644 | 1876 |
| T3 | referentiewaarde | - | - | 1878 |
| T4 | voor ballasten | 1249,45 | 0,651 | 1919 |
| T4 | na ballasten | 1249,45 | 0,651 | 1919 |
| T4 | referentiewaarde | - | - | 1920 |

Tijdens elke stap van een bepaalde proef werden in de mijnsteen 18 stijghoogten gemeten. Daaruit zijn 15 horizontale verhangen i bepaald. In tabel 4.1 zijn de berekende gemiddelde verhangen $\bar{i}$ , alsmede de standaardafwijkingen $\sigma_i$, de relatieve standaarsafwijkingen $\sigma_i/\bar{i}$ en de doorstroomdebieten Q, gepresenteerd. De relatieve standaard afwijking $\sigma_i/\bar{i}$ is in de orde van grootte van 0,10 tot 0,30. Er lijkt een algemene tendens aanwezig van afnemende afwijkingen bij hogere dichtheden. Binnen een proef zijn de afwijkingen redelijk constant. De variaties in de verhangen worden geacht veroorzaakt te zijn door verschillen in verdichting als functie van de plaats in het monster. Het zal duidelijk zijn dat deze verschillen vooral bij lage dichtheden relatief groot kunnen zijn.

In figuur 4.5 zijn de doorstroomdebieten Q en de gemiddelde verhangen $\bar{i}$ grafisch gepresenteerd. Voor de bepaling van de doorlatendheid k van de mijnsteen zijn voor elke proef de meetpunten verbonden door een machtsfunctie van de gedaante:

$$Q = p \cdot \bar{i}^{q}$$

De doorlatendheid k wordt nu gegeven door

$$k = \frac{P}{A}$$

waarin A het doorstroom dwarsoppervlak van de mijnsteen is.

In figuur 4.5 is de doorlatendheid k uitgezet als functie van de volumieke massa van de mijnsteen. Afhankelijk van de verdichting blijkt te gelden: $k = 4.10^{-3}$ à $18.10^{-3}$ m/s.

Ad. c Bepaling van de doorlatendheid van de mijnsteen in de Deltagoot

Onder Ad. a is gevonden dat de volumieke massa van de mijnsteen onveranderlijk ca. 1800 kg/m$^3$ bedroeg. Op basis van de onder Ad. b gevonden relatie tussen de volumieke massa en de doorlatendheid wordt voor de mijnsteen in de Deltagoot in figuur 4.5 een waarde gevonden van $k = 7 . 10^{-3}$ m/s.

Van de mijnsteen die in de Deltagoot is toegepast zijn na afloop van het onderzoek de soortelijke massa en de zeefkromme bepaald.
Door onderdompeling en weging is het soortelijke massa van de mijnsteen bepaald, zowel van een representatief monster (een emmer vol) als van een flinke brok van de mijnsteen (≈ 1 kg). Het resultaat was als volgt:

- soortelijke massa monster mijnsteen = 2360 kg/m$^3$
- soortelijke massa brok mijnsteen = 2620 kg/m$^3$

Het verschil is opmerkelijke, temeer aangezien door de porositeit van het materiaal mijnsteen bij kortdurende onderdompeling juist een wat lager soortelijke massa werd verwacht voor het losse brok. Immers, de in het brok aanwezige lucht wordt niet zo gemakkelijk door water vervangen als bij fijner materiaal. De verschillen kunnen daardoor slechts op twee manieren worden verklaard:

1) Er is werkelijk verschil tussen het materiaal van het monster en dat van het brok. Dit is tamelijk onwaarschijnlijk.
2) Aan het oppervlak van de mijnsteen korrels en brokjes hecht zich lucht die bij onderdompeling niet direct wordt verdrongen door water. Door het veel grotere oppervlak van het monster wordt dan een te grote opwaartse kracht gemeten bij onderdompeling.

Uit het bovenstaande is het aannemelijk dat het werkelijke soortelijke massa in de orde van 2600 kg/m$^3$ ligt.

In figuur 4.6 zijn de zeefkrommen gepresenteerd van drie monsters mijnsteen:
- Een monster uit het talud in de Deltagoot.
- Twee monsters uit de meetopstelling in de Filterbak. Beide monsters zijn na afloop van het doorlatendheids onderzoek genomen; één op ca. 0,30 m boven de bodem en één op ca. 0,15 m boven de bodem.

Voor het zeven zijn de monsters gedroogd. De luchtdroge monsters bleken een vochtgehalte van ca. 3% te hebben.
De verschillen tussen de drie monsters zijn gering. Het monster uit de Deltagoot is iets grover. Dit kan erop duiden dat in de Filterbak onder invloed van de mechanische verdichting de mijnsteen enigszins is verpulverd. Dit kan tevens verklaren dat het dieper genomen monster (no. 3) enigszins fijner is dan het hoger gelegen monster (no. 2). Monster no. 3 is immers vaker, en met een beter "klankbord" verdicht.

Op de mijnsteen en het uitvullaagje zijn de Haringmanblokken met een vierbloks blokkentang in halfsteens verband aangebracht (foto C13). De blokkenglooiing is koud tegen de westwand van de Deltagoot (zie figuur 2.1) aangebouwd, waarbij ook halve blokken werden toegepast. De aansluiting tussen de blokkenglooiing en de oostwand van de goot is afgewerkt met cementmortel, die zodanig in profiel is gebracht dat dezelfde ruwheid als van de Haringmanblokken werd verkregen.
Vervolgens is de glooiing, als onderdeel van de inbouw, ingegolfd en ingewassen met scherp zand en kif (= kiezel met afmetingen van ca. 0,5 à 3 mm). In totaal is ca. 4 uur ingegolfd met $H_s$ = 0,60 à 0,80 m en een variërende waterstand (zie figuur 4.8).

Het herstel van de glooiing na opgetreden schade is steeds op dezelfde wijze uitgevoerd als de inbouw. De herbouw is steeds gevolgd door een korte periode van inwassen en ingolven. Bij het tweede schadeherstel (zie figuur 4.8) is echter zorgvuldig getracht slechts in te wassen met duinzand, in een poging om een enigszins zwakkere glooiing te verkrijgen dan eerder was beproefd. Op de redenen hiervoor wordt nader ingegaan bij de bespreking van het gerealiseerde proevenprogramma (paragraaf 4.3).

## 4.2 Instrumentatie

In de modelopstelling van de Haringmanblokken glooiing is de volgende instrumentatie toegepast:

- 2 golfhoogtemeters, op een variabele afstand uit elkaar, ter bepaling van de golfrandvoorwaarden (d.w.z. de golfhoogte, de golfperiode, het golfspectrum en de golfreflectie)
- 6 drukopnemers voor de meting van de golfdrukken aan de bovenzijde van het talud en 6 waterspanningsmeters voor het meten van de waterdrukken onder de Haringmanblokken. Deze opnemers zijn "twee aan twee" gemonteerd in een kunststof huls die in een vóórgeboord gat in een Haringmanblok kan worden bevestigd (zie figuur 4.7). Op deze wijze ontstaat een flexibel instrumentatie systeem dat zonder de glooiing op te breken naar believen kan worden aangebracht of verwijderd. In figuur 4.1 zijn deze opnemers genummerd van 1 t/m 12. De keuze van de positie van de drukopnemers aan de bovenzijde van het talud is gerelateerd aan de maximaal optredende golfhoogte op dit type glooiing. In principe is er daarbij naar gestreefd om de drukopnemers 1 t/m 6 evenals bij de Vilvoordse steen glooiing te plaatsen op respectievelijk 0,75, 0,60, 0,50, 0,40, 0,25 en 0,10 maal $H_{si_{max}}$ onder het stil water niveau. Door de beperkingen in de plaatsing van de blokken wijkt de werkelijke positie wat af van de gewenste positie (zie tabel 4.3).
- 12 waterspanningsmeters in de mijnsteenlaag onder de Haringmanblokken op respectievelijk 1/3 en 2/3 van de dikte van deze laag (foto C11). In figuur 4.1 zijn deze opnemers genummerd van 13 t/m 24. De exacte positie van de opnemers is weergegeven in tabel 4.3. Door het plaatsen van deze waterspanningsmeters, die in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" in het PROVO-onderzoek zijn opgenomen ontstaat een unieke mogelijkheid om de bruikbaarheid van de beschikbare rekenmodellen voor de drukverdeling op en onder een steenzetting en in de onderlaag te toetsen.
- 1 golfoploopmeter voor de bepaling van de golfoploop.

Een deel van de instrumentatie is slechts gedurende een deel van het proevenprogramma in het model aanwezig geweest. De gebruikte instrumenten zijn namelijk voor een deel vrij kwetsbaar, zodat onder lange duurbelasting veel schade kon ontstaan.

## 4.3 Gerealiseerd proevenprogramma voor Haringmanblokken

Bij de glooiing van Haringmanblokken is in tegenstelling tot de glooiing van Vilvoordse steen, wel het volledige voorgenomen proevenprogramma voor PROVO uitgevoerd. Daarnaast is zowel voor PROVO, als in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" een groot aantal extra proeven uitgevoerd.
In figuur 4.8 is het gerealiseerde proevenprogramma in hoofdlijnen gepresenteerd. In het onderstaande wordt hierop een nadere toelichting gegeven.

Na het ingolven van de glooiing zijn volgens programma drie korte duur proeven (30 minuten) uitgevoerd. Na afloop van deze proeven is gebleken dat een deel van de gemeten waterspanningen niet goed was geregistreerd. Door de grote hoeveelheden spat-water naast de goot was in een aantal kabelverbindingen kortsluiting ontstaan. Daarom zijn deze proeven nogmaals herhaald (proef 04, 05 en 06) waarbij tevens een aantal proeven zijn toegevoegd met een afwijkende golfsteilheid (proef 07 en 08). Bij al deze korte duur proeven, waarbij de glooiing ook tot het maximum werd belast (proef 06, 100% golfhoogte; $H_s$ = 1,50 m) is geen schade opgetreden. Daarom werd proef P06, nadat de drukopnemers uit de blokken waren verwijderd voortgezet als lange duur proef (foto's C14 en C15). Na ca. 17 uur geconcentreerde golfaanval met $H_s$ = 1,50 m is schade opgetreden aan de glooiing. Op rij 5 (≈ 0,55 . $H_s$ onder de stil water lijn) is langs de oostwand van de Deltagoot een half betonblok uit de zetting gekomen. Op hetzelfde niveau en een rij lager (rij 4) zijn ook op andere plaatsen op het talud een aantal blokken omhoog gekomen, echter zonder volledig uit het talud te komen (zie figuur 4.2 en foto C16). Hoger op het talud (rij 7, 8 en 9) zijn een aantal blokken ondermijnd en enigszins in het talud gedrukt. Vermoedelijk is door het gat op rij 5 mijnsteen en gebroken grind uit de onderlagen gespoeld. Hierdoor is ruimte ontstaan onder de hoger gelegen blokken die onder hun eigen gewicht, in combinatie met de golfbelasting geleidelijk zijn nagezakt.
Nadat het talud was hersteld en ingegolfd zijn twee korte duur proeven uitgevoerd (P09 en P10). Proef 09 valt buiten het PROVO-onderzoek, proef 10 is uitgevoerd met dezelfde golfrandvoorwaarden als waarvoor een lange duurproef moet worden uitgevoerd (90% golfhoogte, $H_s$ = 1,35 m).
Vervolgens is weer de instrumentatie uit de Haringmanblokken verwijderd en is

proef 10 voortgezet als lange duur proef. Deze proef is na 29 uur afgebroken zonder dat enige schade is opgetreden.
Hiermee is volgens het programma het PROVO-deel van de beproeving van de Haringmanblokkenglooiing afgesloten.

Het proeven programma is vervolgens voortgezet met een tweetal proeven die zijn bedoeld om meer inzicht te verschaffen in de samenhang die de afzonderlijke blokken van een taludverdediging krijgen door klemkrachten.

Bij de eerste van deze proeven is op rij 7 een blok uit de glooiing verwijderd. Vervolgens is een proef uitgevoerd met een golfhoogte $H_s$ = 1,50 m waarbij periodiek is gekeken in hoeverre uitspoeling van mijnsteen uit de onderlaag is opgetreden en of de glooiing als zodanig nog in stand blijft. Daarbij is geconstateerd dat, voordat de glooiing bezweek, er een vrije overspanning aanwezig was met een afmeting van ca. 2,5 m x 2,0 m (foto C18). Op deze ondermijning wordt nog nader ingegaan in paragraaf 4.4.1.7. Na 130 minuten is de vrije overspanning bezweken, waarna de proef nog 25 minuten is voortgezet. Gedurende deze periode zijn 17 blokken van hun plaats gekomen en zijn nog ca. 7 blokken verzakt. Een deel van de vrije overspanning (op rij 9 en hoger) is echter intact gebleven). Van de 17 losse blokken zijn er 11 volledig uit het gat weggeslagen. De overige 6 blokken belemmeren enigszins de uitbreiding van de schade en de uitspoeling van de mijnsteen (zie figuur 4.2 en foto C19).

Het talud is vervolgens voor zover nodig herzet. Op rij 6 is bij dit herzetten enige voorspanning tussen de blokken aangebracht. Voor het overige is getracht de glooiing zodanig te zetten dat zo min mogelijk klemkrachten aanwezig zijn. Daarom zijn vóór het zetten de zijvlakken van de blokken afgeborsteld. Tevens is de Vilvoordse steen glooiing die lager op het talud aanwezig was zo goed mogelijk schoon gespoeld. Vervolgens is de glooiing ingeveegd en ingegolfd met duinzand (zie zeefkromme figuur 2.5). Deze voorbereidingen hadden tot doel een Haringmanblokken glooiing te verkrijgen die voor wat betreft de sterkte geplaatst kan worden tussen een losse blokken glooiing en een glooiing die door uitgebreid ingolven met sterk gegradeerd granulair materiaal volledig is vóórgespannen. Dat deze opzet is geslaagd wordt duidelijk uit de resultaten van de uitgevoerde trekproeven (tabellen 4.4 en 4.5). De trekkrachten direct na ingolven (serie F) zijn aanmerkelijk lager dan die van de trekproeven die zijn uitgevoerd na inwassen en ingolven van de eerste Haringmanblokken (serie A).

N.B. De trekkracht van 6800 kgf die gevonden wordt voor steen 10 in serie E wordt buiten beschouwing gelaten, aangezien deze steen zich in de vooraf voorgespannen rij 6 bevond.

Op de resultaten van de trekproeven wordt nader ingegaan in paragraaf 4.4.1.8.

Vervolgens is op deze "zwakke" Haringmanblokken glooiing een serie proeven uitgevoerd waarbij de golfhoogte in stappen van 10% (= 0,15 m) werd opgevoerd van 60% (P11; $H_s$ = 0,90 m) tot 100%(P15; $H_s$ = 1,50 m). Elk van de 5 uitgevoerde proeven duurde 1 uur. Na afloop was geen schade opgetreden. Wel waren op rij 7 een blok ca. 3 cm, en op rij 8 een blok ca. 5 cm omhoog gekomen.

Hiermee is de proevenserie op de Haringmanblokken beëindigd.

## 4.4 Resultaten van het modelonderzoek

### 4.4.1 Meetresultaten en observaties

#### 4.4.1.1 Drukregistraties

In bijlage D zijn voor de proeven op de Haringmanblokken glooiing de registraties van de drukopnemers (DRO's) voor een geslecteerd tijdsinterval weergegeven. Daarnaast is als voorbeeld voor een tweetal proeven een wat verdere uitwerking gegeven van de drukregistraties.
De indeling van bijlage D is nu als volgt.

- Bijlage D4 t/m D6 en D9 t/m D12. Registraties van de 24 drukopnemers in de Haringmanblokken en in de mijnsteen voor een geselecteerde periode van 30 sec. Deze periode is geselecteerd door te bepalen wanneer in de registratie van drukopnemer 1 de grootste amplitude optreedt. Aangezien drukopnemer 1 in het algemeen onder de impact-zone van de golfklap ligt wordt op bovenstaande wijze ongeveer het tijdsinterval bepaald waarbinnen de maximale golf het talud treft.
- Bijlage D7 en D8. Uit het bovengenoemde interval van 30 seconden is voor proef P06 een periode van 10 seconde gekozen waarvoor de verhangen tussen, naast of boven elkaar liggende drukopnemers zijn berekend. De (dimensieloze) verhangen zijn met de volgende formule uit de geregistreerde drukken (in $kN/m^2$) berekend:

$$\text{Verhang } i = \frac{(\text{DRO A} - \text{DRO B}).1000}{\rho_w . g . \sqrt{(x_A - x_B)^2 + (z_A - z_B)^2}}$$

In bijlage D7 zijn de verhangen in de mijnsteen en over de Haringmanblokken in een richting loodrecht op het vlak van het talud gepresenteerd. De verhangen over de toplaag blijken een orde van grootte hoger te zijn dan de interne verhangen in de mijnsteen.
In bijlagen D7 is door middel van een stippellijn het kritische verhang over de Haringmanblokken aangegeven. Dit is het verhang waarbij het drukverschil tussen boven- en onderzijde van het blok juist de steundruk van het onbelaste blok evenaart. Het is dus het begin van potentiële instabiliteit. Het kritieke verhang wordt berekend met

$$i_{kr} = \cos \alpha . \Delta = 0{,}9615 \cdot 1{,}385 \approx 1{,}33$$

Het blijkt dat een deel van de blokken herhaaldelijk voor enkele tienden van seconden potentiëel instabiel is. Hierop wordt nader ingegaan in paragraaf 4.4.2.1.

In bijlage D8 zijn voor dezelfde periode de verhangen parallel aan het talud gepresenteerd. De verhangen over de drukopnemers DRO 1 t/m DRO 6 zijn niet berekend omdat de onderlinge afstand (0,50 m of 1,00 m) te groot is om een middeling van het verhang over deze afstand te rechtvaardigen. De drukfluctuaties onder de golfklap doen zich namelijk over een veel kleinere afstand voor.

- Bijlage D13 t/m D16. De drukregistratie voor proef P10 zijn op ongeveer dezelfde wijze uitgewerkt als in de bijlagen D7 en D8 voor proef P06 is gepresenteerd. In D15 is nog een tweede periode van 30 seconden gepresenteerd uit de drukregistratie. In deze periode treedt het maximale opwaartse drukverschil over de glooiing op (t ≈ 870 sec, DRO 3 - DRO 9), op een tijdstip direct na de golfklap. Het is niet waarschijnlijk dat een dergelijke kortdurende opwaartse belasting de stabiliteit van de glooiing wezenlijk bedreigt.

De drukmetingen die in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzetting, M 1881" aan het PROVO-onderzoek zijn toegevoegd zullen ook in dat kader nader worden uitgewerkt. Hierbij moet worden opgemerkt dat een deel van de meetresultaten verloren is gegaan. Van de proeven P06 t/m P09 zijn, nadat de gepresenteerde drukregistraties waren geplot, de drukmetingen door een falen van het schrijfgeheugen van de computer (een zogenoemd "bad track") onbruikbaar geworden.

De registraties van de proeven P04, P05 en P10 zijn volledig intact gebleven.

#### 4.4.1.2 Verhangen in de mijnsteen

In de voorgaande paragraaf (4.4.1.1) is al aangegeven hoe de verhangen in de mijnsteen uit de geregistreerde drukken kunnen worden berekend. De interne verhangen in de mijnsteen zijn klein, ca. 0,1 à 0,2 onder maximale golfbelasting. De verhangen die worden berekend tussen de onderzijde van de Haringmanblokken en de waterspanningsmeters op 0,33 m diepte in de mijnsteen zijn maximaal ca. 0,2 à 0,4. In het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" zal te zijner tijd de interne stabiliteit van de mijnsteen en de stabiliteit van de overgang van de mijnsteen naar het onderliggende zandpakket worden bestudeerd. De uitgevoerde metingen bieden een uitstekende toet-

singsmogelijkheid voor het rekenmodel STEENZET-2 dat momenteel door het Laboratorium voor Grondmechanica in opdracht van de Deltadienst wordt ontwikkeld. Met dit model worden de drukken aan de onderzijde van een steenzetting en in de onderlagen berekend als functie van de golfdrukken aan de buitenzijde van het talud.

#### 4.4.1.3 Leklengtemetingen

Op de Haringmanblokken glooiing is twee maal een leklengtemeting uitgevoerd; eenmaal direct na het zetten van de glooiing, dus voor het ingolven; en een tweede maal na de eerste lange duurproef en na herstel van de schade die daarbij na 17 uur was ontstaan. De metingen, die zijn uitgevoerd onder verantwoordelijkheid van het het Laboratorium voor Grondmechanica, worden beschreven in bijlage A. De afname van de leklengte tussen de twee metingen wordt verklaard doordat tijdens het ingolven en inwassen, en tijdens de proeven, er fijn materiaal (zand en kif) door de spleten tussen de blokken in de onderlaag is gespoeld. De afnemende doorlatendheid van de toplaag leidt tot een kleinere leklengte.
De metingen zullen nader worden uitgewerkt in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881".

#### 4.4.1.4 Golfoploop registraties

De golfoploopmeter is tijdens proef P06 onder de golfbelasting bezweken. Aangezien de meting van de golfoploop voor het PROVO-onderzoek slechts van secundair belang was is de golfoploopmeter niet opnieuw gemonteerd.
In figuur 4.9 zijn de golfoploopmetingen voor de proeven P04 en P05 gepresenteerd in de vorm van een overschrijdingscurve voor de dimensieloze golfoploop $R_u/H_{s_1}$.

#### 4.4.1.5 Vertikale zakkingen van het talud

Van de Haringmanblokken glooiing is driemaal een talud-peiling uitgevoerd om vast te stellen of er onder invloed van de golfbelasting waarneembare deformaties optreden in de mijnsteenlaag.
Deze peilingen zijn uitgevoerd in drie raaien over het talud op onderlinge afstanden van 1,5 meter, waarbij in elke raai om de 0,5 meter een peiling is

uitgevoerd. De peilingen zijn uitgevoerd in de volgende fasen van het proevenprogramma:

- peiling 1: Direct voorafgaand aan de 2e lange duurproef (P10, golfhoogte 90%, $H_s$ = 1,35, zie figuur 4.8).
- peiling 2: Direct na de 2e lange duurproef. Dat wil zeggen dat tussen peiling 1 en 2 er gedurende 29 uur een golfbelasting van $H_s$ = 1,35 m is uitgeoefend.
- peiling 3: Direct na de destructieproef waarbij een deel van het talud is ingezakt. Tussen peiling 2 en 3 is het talud dus gedurende 155 minuten met $H_s$ = 1,50 m belast.

De peilingen zijn uitgewerkt in tabel 4.6. De gemeten verschillen bedragen ca. 1 tot 5 mm. Dit is in dezelfde orde van grootte als de meetnauwkeurigheid. De conclusie kan dan ook zijn dat er geen reden is om aan te nemen dat het talud onder invloed van de golfbelasting is gedeformeerd.

#### 4.4.1.6 Verzanding van de mijnsteen

Bij het afbreken van de Haringmanblokken glooiing is bij het uithalen van de mijnsteen speciaal gelet op de mate waarin zand in de mijnsteenlaag was gedrongen. Hierbij is gebleken dat nergens zand vanuit de ondergrond in de mijnsteen was doorgedrongen. Deze constatering volstaat voor het PROVO-onderzoek; echter in het "Fundamenteel Onderzoek Steenzetting, M 1881" zal met behulp van de drukmetingen in de mijnsteen moeten worden bevestigd dat de overgang zand-mijnsteen stabiel is onder de uitgeoefende golfbelasting.
Wel is geconstateerd dat plaatselijk de mijnsteen enigszins was verzand doordat zand, dat bij het inwassen van de Haringmanblokken op het talud is gebracht, door de spleten tussen die blokken in de mijnsteen is gespoeld. Dit verschijnsel manifesteerde zich met name op de rijen 5 t/m 8 (d.w.z. tussen ca. 4,20 m en 4,60 m boven de gootbodem) en in mindere mate op de rijen 1 t/m 4 (d.w.z. tussen ca. 3,60 m en 4,20 m boven de gootbodem). Het oppervlakkig (ca. 0,10 à 0,15 m) inzanden van de mijnsteen is ook de oorzaak van de geconstateerde afname van de leklengte tussen twee metingen (zie paragraaf 4.4.1.3). Gezien de oorzaak van deze afname valt het te betwijfelen of deze zich in de natuur op dezelfde wijze zal voordoen.

4.4.1.7 Uitspoeling van mijnsteen tijdens de schadeproef

Voor de uitgevoerde destructieproef is er een blok uit de zetting genomen op ca. 0,5 m onder het stil water niveau. De plaats van dit blok is aangegeven in figuur 4.2. Zoals in paragraaf 4.3 is beschreven is vervolgens 155 minuten gegolfd met een golfhoogte van $H_s$ = 1,50 m. Door uitspoeling van mijnsteen door het gat ontstond een vrije overspanning in het talud (foto C18). Het oppervlak van het vrij hangende deel van het talud is in figuur 4.10 gepresenteerd als functie van de tijd. De vrije overspanning is na 130 minuten bezweken.
Opvallend was de geringe hoogte van de overspanning die vrijwel nergens groter was dan ca. 0,10 m. Ten aanzien van de schadeontwikkeling bij een Haringmanblokken glooiing kan geconcludeerd worden dat:

- er steeds gerekend moet worden met voortschrijdende schade, waardoor in een tijdsbestek van één of enkele uren ernstige schade kan ontstaan. Bij een dijklichaam dat is opgebouwd uit zand is dan ook direct de stabiliteit van het dijklichaam in het geding.
- door de klemkrachten tussen de blokken is het mogelijk dat vrij ernstige ondermijning van de glooiing uitwendig niet waarneembaar is.

Op de sterkte van de toplaag van een Haringmanblokken glooiing wordt nader ingegaan in paragraaf 4.4.2.1.

4.4.1.8 Trekproeven en klemkrachten

Evenals voor de Vilvoordse steen glooiing is ook voor de Haringmanblokken glooiing met behulp van de resultaten van trekproeven beoordeeld of de sterkte van de toplaag in het model overeenkomt met die in de natuur (foto C17). Op de Haringmanblokken glooiing zijn 7 meer of minder uitgebreide trekproevenseries uitgevoerd (zie tabel 4.4). De fasering van de trekproevenseries binnen het modelonderzoek is aangegeven in tabel 4.5.
Ook in de natuur zijn trekproeven uitgevoerd op een Haringmanblokken glooiing (zie [2]). Hierbij was de gemiddelde trekkracht $\bar{T}$ = 3764 kgf met een standaardafwijking $\sigma_T$ = 2194 kgf.
Deze waarde sluit zeer goed aan bij de trekkrachten die uiteindelijk worden bereikt in het modelonderzoek (serie D; $\bar{T}$ = 3533 kgf, $\sigma_T$ = 1982 kgf). Hieruit kan voorzichtig geconcludeerd worden dat de glooiing in het model voor wat betreft de sterke overeenkomt met een glooiing in de natuur.
Ook op de herzette Haringmanblokken glooiing zijn een aantal trekproevenseries

uitgevoerd (series E, F en G). Omdat deze glooiing slechts met zand is ingewassen zijn de trekkrachten aanmerkelijk lager.
In figuur 4.11 zijn een viertal karakteristieke trekkracht registraties gepresenteerd.

### 4.4.2 Conclusies op basis van de resultaten voor Haringmanblokken

#### 4.4.2.1 Stabiliteit en sterkte van de toplaag

Als resultaat voor PROVO kan uit het uitgevoerde proevenprogramma worden geconcludeerd dat de glooiing stabiel is gebleven, gedurende 29 uur golfaanval, met $H_s$ = 1,35 m en een vaste waterstand. Tevens is bij $H_s$ = 1,50 m schade opgetreden na 17 uur golfaanval.
De uitgevoerde drukmetingen geven echter aan dat er ook bij geringere golfhoogten belastingen optreden die in staat zijn een losliggend blok in beweging te brengen. Het gedrag van de Haringmanblokken glooiing in model moet dan ook voor een deel verklaard worden uit andere factoren dan het eigen gewicht van de Haringmanblokken. De meest voor de hand liggende stabiliteitsverhogende factor is natuurlijk de invloed van de klemkrachten op de samenhang van de glooiing. Bij de glooiing in de Deltagoot heeft deze factor zeker een grote rol gespeeld. Echter in een vele kilometers lange dijk in de natuur zijn er zeker ook Haringmanblokken die niet zijn ingeklemd. In feite vormen deze blokken de zwakke schakels in de taludverdediging. De kans van voorkomen hiervan is nog onderwerp van onderzoek, evenals de implicaties hiervan voor de veiligheid van de dijk. Een kwantitatieve beoordeling van de stabiliteits verhoging door statistisch gespreide klemkrachten behoort voorlopig niet tot de mogelijkheden.
Er zijn ook nog andere factoren die maken dat wanneer een blok dat op basis van de drukmetingen als instabiel wordt beoordeeld dit niet tot schade hoeft te leiden. Hierbij valt te denken aan:

- niet uniforme belasting aan boven- en vooral onderzijde van een blok, waardoor een blok dat potentieël instabiel lijkt het in feite niet hoeft te zijn,
- massa traagheid van het blok, waardoor er een vrij lange tijd nodig is om een blok uit een zetting te laten komen,
- verhinderde toestroming van water achter een omhoog bewegend blok, waardoor de waterdruk onder een blok afneemt zodra het blok beweegt.

Bovengenoemde stabiliteitsverhogende factoren zijn op korte termijn (in geschematiseerde vorm) wel te quantificeren. Mede op basis van de drukmetingen uit het PROVO-onderzoek kan dan de sterkte van een Haringmanblokken glooiing nog beter worden beoordeeld dan alleen op basis van de uitgevoerde lange duur proeven.

#### 4.4.2.2 Stabiliteit van de onderlagen (mijnsteen en zand)

De observaties tijdens het modelonderzoek geven aan dat de mijnsteen onder de Haringmanblokken stabiel is zolang de blokken glooiing intact blijft. Zodra er echter een Haringmanblok omhoog komt of volledig uit de zetting komt kan de mijnsteen migreren en de holte onder het blok opvullen of door het gat in de glooiing worden uitgespoeld. Dit proces is waargenomen tijdens de eerste lange duur proef ($H_s$ = 1,50 m, schade na 17 uur).
Tijdens het onderzoek is er geen inzanding opgetreden van de mijnsteen vanuit het onderliggende zandlichaam. Evaluatie berekeningen die zullen worden uitgevoerd in het kader van het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" zullen moeten bevestigen dat de overgang mijnsteen-zand stabiel is onder de uitgeoefende golfbelasting.

# 5. Modelonderzoek op Basalt

## 5.1 Modelbouw en gebruikte materialen

Het derde glooiingstype dat in het kader van het PROVO-onderzoek in de Deltagoot is beproefd is een Basalt-zetting. Een langsdoorsnede van het model is gepresenteerd in figuur 2.3. Meer in detail is het meest belaste deel van de glooiing weergegeven in figuur 5.1. De opbouw van de onderlagen is identiek aan die voor de Vilvoordse steenglooiing; dat wil zeggen dat de onderlagen bestaan uit een zandlichaam, een 0,80 m dik kleipakket (twee typen), een dubbele vlijlaag en een puinlaag. De opbouw van deze onderlagen is uitvoerig beschreven in paragraaf 3.1. Daarop, of daarin is de basalt met veel zorg door vakbekwame steenzetters gezet (foto's C22 en C23).
De toegepast Basalt (25/35) is samengesteld uit twee partijen met afmetingen van 20/30 en 30/40 door daaruit respectievelijk de kleinste en de grootste blokken te verwijderen. Deze partijen waren afkomstig uit depots in Lelystad en van de Afsluitdijk. Het basalt talud strekte zich uit vanaf 3,25 m tot 8,5 m boven de gootbodem. De totale basaltzetting (met een lengte van ruim 19 m) is door middel van een perkoenpalenrij op 6,5 m boven de gootbodem in twee "glooiingtafels" opgedeeld.
De basaltglooiing is voorafgaand aan het proevenprogramma gedurende ca. 21 uur ingegolfd en ingewassen met kleischelpen en gebroken grind (6-22 mm en 16-32 mm) met een variërende waterstand. De golfhoogte varieërde hierbij tussen $H_s$ = 0,70 m en $H_s$ = 1,20 m.

## 5.2 Instrumentatie

In de modelopstelling van de Basalt glooiing is de volgende instrumentatie toegepast:
- 2 golfhoogtemeters,
- 6 golfdrukopnemers aan de bovenzijde van de Basalt,
- 6 waterspanningsopnemers aan de onderzijde van de Basalt,
- 1 golfoploopmeter.

Deze instrumentatie is gelijk aan die voor de Vilvoordse steen glooiing (zie paragraaf 3.2) met de uitzondering dat in de Basalt glooiing de drukopnemers en waterspanningsmeters op dezelfde wijze demontabel zijn aangebracht als in

de Haringmanblokken. Dat wil zeggen één drukopnemer, met één waterspanningopnemer samen ingebouwd in een koker (zie figuur 4.7).
De exacte posities van de bovengenoemde meetinstrumenten zijn weergegeven in tabel 5.1 en in figuur 5.1. De hulpmiddelen die in het model zijn aangebracht voor het verrichten van visuele waarnemingen worden bij de bespreking van deze waarnemingen beschreven.
Om beschadiging te voorkomen is voor zover mogelijk de instrumentatie na de korte duur proeven van het talud verwijderd.

## 5.3 Gerealiseerd proevenprogramma voor Basalt

Het gerealiseerde proevenprogramma voor Basalt is weergegeven in figuur 5.2. Evenals bij de Haringmanblokken (paragraaf 4.3) is in aanvulling op de proeven voor PROVO een aantal proeven uitgevoerd voor het "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881".
Voor PROVO is een serie korte duur proeven (30 minuten) uitgevoerd met een golfsteilheid H/L ≈ 5% en een golfhoogte van respectievelijk 60% (proef 17, $H_s \approx 1{,}20$ m), 70% (proef 20, $H_s \approx 1{,}40$ m), 80% (proef 21, $H_s \approx 1{,}60$ m), 90% (proef 22, $H_s \approx 1{,}80$ m) en ≈ 100% (proef 23, $H_s \approx 1{,}90$) van de maximale in beschouwing te nemen golfhoogte voor Basalt glooiingen langs de Oosterschelde: $H_s = 2{,}0$ m.
Daarnaast is een tweetal korte duurproeven uitgevoerd met een kleinere golfsteilheid (proef 18 en 19). Bij al deze proeven is geen schade opgetreden aan de glooiing, zodat het proevenprogramma is vervolgd met het uitvoeren van een lange duurproef met de maximale golf (≈ 100%). De maximaal mogelijke onregelmatige golfbelasting bleek, bij de gegeven golfsteilheid $H_s \approx 1{,}85$ m te bedragen (foto's C24 en C25). Dit is wat lager dan de gewenste $H_s = 2{,}0$ m als maximale belasting voor Basalt. Tijdens deze lange duurproef is tweemaal schade opgetreden aan de Basalt glooiing. Na ca. 8,5 uur golfaanval is één steen uit het talud gekomen. Deze schade is hersteld en de proef is voortgezet. Na 19 uur golfaanval zijn wederom twee stenen uit het talud gekomen (foto C26). De lange duurproef kon toen als beëindigd worden beschouwd. Om enig inzicht te verkrijgen in de uitbreiding van de schade is de proef voortgezet. Na 15 minuten golfaanval waren al 27 stenen uit het talud gekomen zodat de proef werd beëindigd (foto C27).

N.B. Het is opmerkelijk dat bij een stil water niveau van 5,0 m, en een golfhoogte van $H_s$ = 1,85 m er schade is opgetreden aan de glooiing van Vilvoordse steen juist onder de overgangsconstructie op een niveau van ca. 3,2 m. Deze schade is opgetreden na ca. 15 uur golfaanval. De schade is hersteld en blijft buiten beschouwing voor de beoordeling van de resultaten voor Basalt.

Nadat de schade aan de Basalt glooiing was hersteld en de glooiing opnieuw was ingegolfd is het proevenprogramma voortgezet met een lange duurproef met een 80% golfhoogte $H_s \approx 1{,}60$ m. Bij deze proef trad schade op na 29,25 uur toen twee basaltblokken uit het talud kwamen.
Hiermee is het proevenprogramma op de Basalt beëindigd.

## 5.4 Resultaten van het modelonderzoek

### 5.4.1 Meetresultaten en observaties

#### 5.4.1.1 Drukregistraties

In de bijlage D17 t/m D23 zijn de drukregistraties van een periode van 30 seconden uit de proeven P17 t/m P23 weergegeven. De perioden van 30 seconden zijn op dezelfde wijze als voor Vilvoordse steen (zie paragraaf 3.4.1.1) geselecteerd uit de registraties van drukopnemer DRO 1. Op basis van deze drukregistraties kan globaal de belastingtoestand van de glooiing worden beoordeeld. Een nadere analyse van deze drukregistraties is niet voorzien in het PROVO-onderzoek, maar kan te zijner tijd in het kader van "Fundamenteel Onderzoek Steenzettingen, M 1881" worden uitgevoerd.
Een globale beoordeling van de stabiliteit van de basalt glooiing wordt verkregen door de waarden van $\Delta.D$ voor de glooiing (of de daaruit berekende steendruk) te vergelijken met de uitgeoefende resulterende opwaartse belasting.
Voor een basalt glooiing is de waarden van $\Delta.D$ veel eenvoudiger te bepalen dan voor een glooiing van Vilvoordse steen (zie paragraaf 3.4.1.1). Zoals de naam al aangeeft is een basaltzuil zuilvormig. De zijvlakken staan alle min of meer loodrecht op het boven- en het ondervlak. Hierdoor is de vormfactor f die voor Vilvoordse steen is bepaald voor basalt ongeveer gelijk aan 1. Dat wil zeggen dat voor D voor een basalt glooiing de gemiddelde dikte van die glooiing kan

worden aangehouden. Voor de basaltglooiing in de Deltagoot zijn basaltzuilen geselecteerd met dikten tussen 0,25 en 0,35 m, zodat voor de gemiddelde dikte van de glooiing D = 0,30 m kan worden aangehouden.
De specifieke massa van de basalt is door weging en onderdompeling van een aantal blokken bepaald en bedraagt $\rho_s$ = 2996 kg/m$^3$. Hieruit volgt dat voor $\Delta$.D kan worden aangehouden:

$$\Delta.D = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} . D = 2,00 . 0,30 = 0,60 \text{ m}$$

De steendruk van de Basalt glooiing wordt berekend
met $\rho_w . g . \Delta . D . \cos\alpha \approx 5,66$ kN/m$^2$ . Bij een resulterende opwaartse belasting groter dan $\approx$ 5,66 kN/m$^2$ is de glooiing plaatselijk potentieël instabiel.
Deze waarde is aangegeven in de bijlagen D17 t/m D23.
Een eerste beoordeling van de gemeten drukken leidt tot de voorlopige conclusie dat de basalt glooiing slechts heel lokaal en dan nog kortdurend potentieël instabiel geweest is. Het zijn dus waarschijnlijk niet zozeer de klemkrachten tussen de blokken die de grote stabiliteit van de basalt glooiing veroorzaken, maar veel meer de grote doorlatendheid (ofwel de kleine leklengte) van de glooiings-constructie.

5.4.1.2 Leklengtemetingen

Ook op de basalt glooiing is door het Laboratorium voor Grondmechanica een leklengtemeting verricht (zie bijlage A). De verhouding tussen de (geschatte) leklengte en de onderlinge afstand van de drukopnemers aan de onderzijde van de glooiing is echter zodanig klein dat geen drukverhogingen worden gemeten tijdens het inpompen van water bij de leklengtemeting. De leklengte is daardoor niet goed te bepalen. De enige conclusie kan zijn dat de leklengte kleiner is dan 0,30 m. Hierdoor wordt de waargenomen grote stabiliteit van de glooiing goeddeels verklaard.

5.4.1.3 Kleikarakteristieken en pocket penetrometer tests

De twee kleisoorten die zijn toegepast onder de basalt glooiing zijn exact gelijk aan die onder de Vilvoordse steenglooiing. Ook van de klei onder de basalt is door monstername, het steken van bussen, kleianalyse en het uitvoeren

van pocket penetrometer proeven een beperkt aantal klei karakteristieken bepaald. Voor een beschrijving van de metingen en de resultaten wordt verwezen naar paragraaf 3.4.1.3 en bijlage A.
De metingen en analyses zijn of worden, door of onder verantwoordelijkheid van het Laboratorium voor Grondmechanica uitgevoerd. De meetresultaten worden in het kader van het lopende kleionderzoek in opdracht van de Rijkswaterstaat door het L.G.M. verder uitgewerkt.

5.4.1.4 Golfoploopregistraties

De registraties van de golfoploop zijn op dezelfde wijze als voor de andere glooiings typen is gedaan verwerkt tot overschrijdingskrommen voor de dimensieloze golfoploop $R_u/H_{s;i}$ (zie figuur 5.3).
Evenals bij de Vilvoordse steen en de Haringmanblokken is er ook bij Basalt een duidelijk verband tussen de golfoploop en de golfsteilheid.

5.4.1.5 Kleurbanden op de kleilaag

Evenals onder de Vilvoordse steenglooiing zijn op de kleilaag onder de Basalt kleurbanden aangebracht. Bij het afbreken van de Basalt glooiing zijn deze kleurbanden volledig ongeschonden teruggevonden (foto C28). Afgezien van de in paragraaf 3.4.2.2 beschreven, door randeffecten veroorzaakte kleierosie, kan dan ook worden geconcludeerd dat de klei onder de vlijlagen onder de Basalt volledig stabiel is geweest.

5.4.1.6 Trekproeven en klemkrachten

Ook op de Basalt glooiing zijn trekproeven uitgevoerd. Daarvoor zijn dezelfde stenen en dezelfde apparatuur gebruikt als bij de trekproeven in de natuur. In de natuur zijn drie series trekproeven uitgevoerd op ongestoorde glooiingen, met gemiddelde trekkrachten van $\bar{T}$ = 1763, 2178 en 1528 kgf. Deze waarden sluiten zeer goed aan bij de waarden die in het model in de Deltagoot zijn gemeten. In tabel 5.2 zijn de modelresultaten samengevat. In figuur 5.4 is een viertal karakteristieke trekdiagrammen gepresenteerd. De conclusie uit de trekproeven kan zijn dat de glooiing in het model voor wat betreft de samenhang tussen de verschillende blokken een goede reproductie is van een basalt glooiing in de natuur.

### 5.4.2 Conclusies op basis van de resultaten voor Basalt

#### 5.4.2.1 Stabiliteit en sterkte van de toplaag

De basalt glooiing is gedurende ca. 29 uur stabiel gebleven onder een golfbelasting van $H_s$ = 1,60 m en 8,5 à 10,5 uur onder een golfbelasting met $H_s$ = 1,85 m. De waargenomen stabiliteit is waarschijnlijk maar voor een klein deel veroorzaakt door de samenhang die de glooiing heeft door de klemkrachten tussen de basaltblokken. De stabiliteit kan goeddeels verklaard worden door de korte leklengte en de daardoor geringe overdrukken over de glooiing.

De eerder wel waargenomen gewelfvorming in het vlak van het talud van een basalt glooiing waardoor wordt voorkomen dat een lokale schade zich geleidelijk uitbreidt is bij een deel van de uitgevoerde proeven niet waargenomen. Bij de eerste lange duurproef is een schade in een tijdsbestek van slechts 15 minuten uitgebreid van 2 stenen tot 27 stenen. De eerder genoemde gewelfwerking is dus blijkbaar niet iets waarop ten alle tijde kan worden vertrouwd.
De vlijlagen onder de basalt zijn bij deze schade echter volledig intact gebleven, zodat daaraan, in samenhang met de onderliggende kleilaag, wellicht een extra veiligheid kan worden ontleend.

#### 5.4.2.2 Stabiliteit van de onderlaag

De kleilaag onder de Basalt en de vlijlagen is ongeschonden gebleven onder de ononderbroken constructie. Echter bij de randen van de constructie met de wanden van de Deltagoot is kleierosie en ondermijning opgetreden. In paragraaf 3.4.2.2 is op de oorzaken hiervan wat dieper ingegaan.
Hoewel de constructie details en de belasting in de Deltagoot niet volledig overeen komen met die in de natuur, is in het modelonderzoek eens te meer bevestigd dat de naden, randen en overgangen in glooiingsconstructies zeer kwetsbaar zijn.

## 6. Modelonderzoek op Lessinese steen

In het beslisschema voor de opzet van het onderzoek, dat is gepresenteerd in figuur 2.4, is ook de beproeving van Lessinese steen opgenomen.
Dit deel van het onderzoek is niet uitgevoerd. De reden hiervoor zal aan de hand van het beslisschema worden verduidelijkt.
Lessinese steen wordt geacht een vrij zwakke glooiingsconstructie op te leveren. Daarom is verondersteld dat de nog langs de Oosterschelde aanwezige Lessinese steenglooiingen die een redelijke mate van golfaanval te verduren kunnen krijgen, hoe dan ook vervangen of verbeterd moeten worden.
Ook voor de Vilvoordse steen glooiingen werd er rekening mee gehouden dat de sterkte onvoldoende zou zijn voor de maximale golfomstandigheden ($H_s$ = 1,27 m). Wanneer echter zou blijken dat de Vilvoordse steen glooiing deze belasting wel zou kunnen weerstaan is het logisch om ook de sterkte van de als zwakker beoordeelde Lessinese steenglooiing te beproeven. In het schema van figuur 2.4 is deze optie in het proevenprogramma aangegeven op de bovenste rij. De proeven op Lessinese steen (constructie: 4) worden slechts uitgevoerd wanneer alle proeven op Vilvoordse steen (constructie: 1) niet to schade leiden (code: GS).
Gezien de teleurstellende resultaten van de beproeving van de Vilvoordse steen glooiing (zie hoofdstuk 3) zal het duidelijk zijn dat beproeving van een glooiing van Lessinese steen achterwege is gebleven.

## 7. Beproeving overgangconstructie Vilvoordse steen-Basalt

De ervaring heeft geleerd dat schade aan een gezette steenglooiing vaak begint bij de overgangen naar een ander type taludverdediging. Voor een deel zijn deze schades te verklaren uit de geringere sterkte van de bekleding nabij de overgang; voor een ander deel moet de oorzaak echter worden gezocht in de grotere belastingen op de constructie ter plaatse van de overgang. De uitwendige en/of inwendige waterbeweging kan worden gehinderd door de overgang, waardoor verhoogde drukken kunnen ontstaan.
Met behulp van het numerieke model STEENZET is door het Laboratorium voor Grondmechanica berekend bij welke waterstand de belasting op de overgangsconstructie maximaal wordt.
Voor een golfhoogte $H_s \approx 1{,}00$ m wordt berekend dat de meest ongunstige waterstand ca. 0,15 m boven het niveau van de overgangsconstructie is (zie Bijlage A). Met deze randvoorwaarden ($H_s \approx 1{,}00$ m, W.S. = +3,40 m) is een proef uitgevoerd met een totale duur van 10 uur (zie figuur 3.2). Tijdens deze proef is geen schade opgetreden.

Tijdens de proef op de overgangsconstructie lag het centrum van de uitwendige golfbelasting ca. 0,50 m hoger (langs het talud gemeten ca. 1,90 m hoger) op het talud dan tijdens de overige proeven die zijn uitgevoerd op de Vilvoordse steenglooiing. Dit betekent dat de proef op de overgangsconstructie eventueel ook beschouwd kan worden als een lange duur proef op een niet eerder belaste Vilvoordse glooiing.

Ten aanzien van de sterkte van de overgangsconstructie kan worden geconcludeerd dat er in het model niet is gebleken dat de overgangsconstructie zwakker is dan een doorgaande Vilvoordse steenglooiing. De spreiding in de kans op schade als functie van de plaats, onder een bepaalde golfbelasting, is voor Vilvoordse steen blijkbaar dermate groot dat de toename van deze kans nabij de potentieël zwakkere overgangsconstructie niet waarneembaar is.

## 8. Beproeving schade ontwikkeling en sterkte van een kale kleilaag onder golfbelasting

Tijdens de uitvoering van een proevenprogramma is het in verband met de hoge kosten voor herstel meestal ongewenst om een ontstane schade zich te laten ontwikkelen. Tevens is de vorm of de aard van spontane schades vaak zodanig dat een goede interpretatie van schade ontwikkeling onmogelijk is.
Daarom is aan het einde van het PROVO-onderzoek een tweetal schade ontwikkelingsproeven toegevoegd (zie figuur 7.1).

De eerste proef was gericht op de schadeontwikkeling van een Vilvoordse steenglooiing, de vlijlagen daaronder en de aantasting van de kale klei.
Hiervoor zijn naast elkaar twee gaten gemaakt in de Vilvoordse steenglooiing op een niveau van 2,40 m boven de gootbodem, met een diameter van ca. 1 m; één gat in de glooiing op schrale klei en één gat op de vette klei. De vlijlagen onder deze gaten zijn niet verwijderd (foto C29).
Gedurende het eerste deel van de proef (duur 7.15 uur; 60% golfhoogte $H_s$ = 0,77 m, W.S. = 2,87 m) is eerst de schade snel naar boven uitgebreid tot aan de perkoenrij (foto's C30 en C31). Vervolgens is na ruim 1 uur golfaanval de aantasting van de bovenste vlijlaag begonnen; na ca. 1½ uur werden de eerste klinkers uit de tweede vlijlaag weggeslagen, beginnend vanaf de perkoenrij.
Ondanks de grote discontinuïteit in het talud die werd gevormd door de perkoenrij op de overgang van de onbeschermde kleilaag en de onbeschadigde basalt glooiing daarboven werd slechts een zeer langzame voortschrijding van de klei-erosie waargenomen.
Daarom is na 7.15 uur de golfhoogte verhoogd tot $H_s$ = 1,02 m (80% golfhoogte). De aantasting van de vlijlagen en de klei zette zich vooral voort tijdens dit tweede deel van de destructie proef. Na 8.20 uur golfaanval (dus totaal 7.15 u + 8.20 u = 15.35 uur) is de proef beëindigd. De erosie van de vette klei bedroeg toen nabij de palenrij ca. 0,08 m; in de schrale klei ca. 0,22 m (foto C32). Beneden een niveau van ca. 2.25 m boven de gootbodem (zie figuur 3.1) was de glooiing van Vilvoordse steen nog volledig intact.
Uit deze proef kan geconcludeerd worden dat een beschadiging aan een Vilvoordse steen glooiing zich zeer snel kan uitbreiden tot aan de randen van de betreffende glooiingtafel. De schade breidt zich vooral naar boven en opzij uit. Vervolgens worden de vlijlagen vrij snel (ca. 1 uur) weggeslagen. De

onderliggende klei blijkt echter een grote erosie bestendigheid te kunnen bezitten die vele uren lang weerstand kan bieden. Opvallend is dat tijdens de proef de erosie van de schrale (zogenaamd erosiegevoelige) klei, onder ongunstige belastingscondities beperkt is gebleven tot ca. 0,03 m/uur.
Voor de tweede destructie proef zijn alle verdedigingen van de kleilaag verwijderd, en is de kleilaag waar nodig hersteld. Hierdoor ontstond een vlak onbeschermd kaal kleitalud, waarvan de Oostelijke helft bestond uit vette klei en de Westelijke helft uit schrale klei.
Ten behoeve van het kleionderzoek dat momenteel door het Laboratorium voor Grondmechanica in opdracht van de Deltadienst WWO wordt uitgevoerd is op dit kleitalud een proef uitgevoerd met enigszins ongebruikelijke golfrandvoorwaarden: $H_i$ = 1,05 m (regelmatig); T = 12 seconden.
Deze zeer lange, sterk reflecterende golfrandvoorwaarde is gekozen omdat daarbij een goed meetbare belasting op de klei optreedt. De moeilijkheden die bijvoorbeeld optreden bij het bemeten van de belasting door een golfklap worden hierdoor vermeden.
De watersnelheden langs het talud zijn gemeten met behulp van een A.Z.T.M. (Accoustische Zand Transport Meter). De maximale opwaartse en neerwaartse snelheden zijn weergegeven in figuur 8.1. De snelheden zijn op verschillende plaatsen langs het talud gemeten op 0,02 m en 0,05 m boven de kleilaag (foto C33).
Zowel op de schrale als op de vette klei is het talud vóór, tijdens en na de proef in één raai gepeild. De daaruit bepaalde klei-erosie is, als functie van de plaats, gepresenteerd in figuur 8.1.
Het blijkt dat van beide kleisoorten de erosie zich beperkt tot de zone onder de stilwaterlijn. Hoewel er geen echte golfklap optreedt is de erosie het grootst in de zone waar de golf breekt (surging-brekertype).
Gedurende de eerste 2.40 uur is de erosie voor schrale en vette klei ongeveer gelijk. Op één plaats onder de waterlijn heeft zich dan een ondiep gat ontwikkeld in de schrale klei. Vervolgens zijn op verschillende plaatsen op het talud kunstmatige inkepingen gemaakt door het indrukken van latten in de kleilaag (foto's C35 en C36). Daarna breidt het gat zich vrij snel uit tot een gat van ca. 0,40 m diep in de schrale klei. Deze schade ontstaat echter niet ter plaatse van de inkepingen, maar lager op het talud (foto C38). De inkepingen onder het stil water niveau breiden zich, zowel in de schrale als in de vette klei enigszins uit onder golfbelasting, maar geven zeker geen aanleiding tot

explosieve erosie (foto C37). De inkepingen boven het stil water niveau zijn na 2 uur golfbelasting nog vrijwel niet aangetast.
De vertaling van deze modelresultaten naar een verwachting over de extra sterkte van een dijk door de aanwezigheid van een kleilaag is door de keuze van de randvoorwaarden niet zonder meer te maken. De resultaten zullen later, in het kader van een fundamenteel onderzoek naar de sterkte van kleilagen worden geanalyseerd door het Laboratorium voor Grondmechanica.

LITERATUUR

1 Verhagen, H.J. en Visser, C.
Herzien voorstel onderzoek weerstand glooiingsconstructies langs de Oosterschelde tegen geconcentreerde golfaanval
Rijkswaterstaat, Adviesdienst Vlissingen
Notitie WWKZ-84.V281 (provo 98), februari 1984

2 Verhagen, H.J.
Trekproeven op glooiingsconstructies in de Oosterschelde.
Rijkswaterstaat, Adviesdienst Vlissingen
Nota WWKZ-84.V002, februari 1984

Tabel 1.1

Samenstelling begeleidingsgroep modelonderzoek PROVO

Waterschap Tholen
Ing. M.J. Giljam
Onder de Linden 7
4695 BV SINT MAARTENSDIJK

Rijkswaterstaat Deltadienst
Hoofdafdeling Waterloopkunde
Ir. K.W. Pilarczyk
Van Alkemadelaan 400
2597 AT 'S-GRAVENHAGE

Provinciale Waterstaat in Zeeland
Ir. C. Visser
Postbus 165
4330 AD MIDDELBURG

Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen
Ir. H.J. Verhagen
Prins Hendrikweg 3
4382 NR VLISSINGEN

Rijkswaterstaat Adviesdienst Vlissingen
Dhr. D. van Dam (secretaris)
Prins Hendrikweg 3
4382 NR VLISSINGEN

Waterloopkundig Laboratorium De Voorst
Ir. A. Burger
Postbus 152
8300 AD EMMELOORD

Waterloopkundig Laboratorium De Voorst
Dhr. L. Tulp
Postbus 152
8300 AD EMMELOORD

Laboratorium voor Grondmechanica
Ir. A. Bezuijen
Postbus 69
2600 AB DELFT

| Proef no. | water diepte (m) | steen soort | golfhoogte klasse % | Tp (sec) | Tz (sec) | golf steil-heid % | reflectie % | opmerkingen | $H_{si_o}$ (m) | $Lp_o$ (m) | $H_{si_o}/Lp_o$ .100% | $\xi_o$ (-) | $\frac{H_{si_o}}{\Delta D'}$ (-) | $H_{si_g}$ (m) | $Lp_g$ (m) | $H_{si_g}/Lp_g$ (.100%) (-) | $\xi_g$ (-) | $\frac{H_{si_g}}{\Delta D'}$ (-) | symbool in figuur 1.4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 01 | 2.87 | Vilvoordse steen | 60 | 3.41 | 2,97 | 5 | 18 | | 0,814 | 18,16 | 4,48 | 1,35 | 2,39 | 0,743 | 15,10 | 4,92 | 1,29 | 2,18 | ● |
| 02 | 2.87 | Vilvoordse steen | 80 | 4.10 | 3,64 | 5 | 24 | | 1,060 | 26,25 | 1,04 | 1,42 | 3,12 | 0,982 | 19,25 | 5,10 | 1,26 | 2,89 | ● |
| 03 | 2.87 | Vilvoordse steen | 60 | 5.12 | 3,83 | 3 | 33 | | 0,768 | 40,93 | 1,88 | 2,08 | 2,26 | 0,746 | 25,16 | 2,97 | 1,66 | 2,19 | ● |
| 04 | 5.00 | Haringmanblokken | 60 | 3.41 | 3,15 | 5 | 17 | | 1,024 | 18,16 | 5,64 | 1,20 | 3,94 | 0,963 | 17,23 | 5,6 | 1,21 | 3,70 | □ |
| 05 | 5.00 | Haringmanblokken | 80 | 4.39 | 3,70 | 5 | 18 | | 1,372 | 30,09 | 4,56 | 1,34 | 5,28 | 1,253 | 25,41 | 4,93 | 1,29 | 4,82 | □ |
| 06 | 5.00 | Haringmanblokken | 100 | 5.12 | 4,15 | 5 | 21 | Bestanden zijn na | 1,555 | 40,93 | 3,80 | 1,47 | 5,98 | 1,430 | 31,26 | 4,57 | 1,34 | 5,50 | ■ |
| 07 | 5.00 | Haringmanblokken | 60 | 4.73 | 3,79 | 3 | 27 | uitwerken verloren | 0,975 | 34,93 | 2,79 | 1,71 | 3,75 | 0,891 | 28,15 | 3,17 | 1,61 | 3,43 | □ |
| 08 | 5.00 | Haringmanblokken | 80 | 6.14 | 4,85 | 3 | 35 | gegaan | 1,160 | 58,86 | 1,97 | 2,04 | 4,46 | 1,10 | 39,16 | 2,81 | 1,70 | 4,23 | □ |
| 09 | 5.00 | Haringmanblokken | 60 | 7.68 | 5,80 | ≈2 | 61 | | 0,845 | 92,09 | 0,92 | 2,98 | 3,25 | 0,853 | 50,71 | 1,7 | 2,20 | 3,28 | □ |
| 10 | 5.00 | Haringmanblokken | 90 | 4.39 | 3,87 | 5 | 19 | | 1,451 | 30,09 | 4,82 | 1,30 | 5,58 | 1,325 | 25,41 | 5,21 | 1,25 | 5,10 | □ |
| 11 | 5.00 | Haringmanblokken | 60 | 3.41 | 3,11 | 5 | 17 | | 1,001 | 18,16 | 5,51 | 1,22 | 3,85 | 0,942 | 17,23 | 5,47 | 1,22 | 3,62 | □ |
| 12 | 5.00 | Haringmanblokken | 70 | 3.84 | 3,46 | 5 | 17 | geen drukken en | 1,136 | 23,02 | 4,93 | 1,29 | 4,37 | 1,048 | 20,86 | 5,02 | 1,27 | 4,03 | □ |
| 13 | 5.00 | Haringmanblokken | 80 | 4.39 | 3,74 | 5 | 18 | golfoploop gemeten | 1,345 | 30,09 | 4,47 | 1,35 | 5,17 | 1,228 | 25,41 | 4,83 | 1,30 | 4,72 | □ |
| 14 | 5.00 | Haringmanblokken | 90 | 4.39 | 4,05 | 5 | 20 | | 1,498 | 30,09 | 4,98 | 1,28 | 5,76 | 1,368 | 25,42 | 5,38 | 1,23 | 5,26 | □ |
| 15 | 5.00 | Haringmanblokken | 100 | | | 5 | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 2.87 | Vilvoordse steen | 60 | 3.41 | 2,95 | 5 | 20 | | 0,820 | 18,16 | 4,52 | 1,34 | 2,41 | 0,749 | 15,10 | 4,96 | 1,28 | 2,20 | ● |
| 17 | 5.00 | Basalt | 60 | 4.10 | 3,64 | 5 | 24 | reflectie niet ge- | 1,315 | 26,25 | 5,01 | 1,28 | 2,19 | 1,205 | 23,03 | 5,23 | 1,25 | 2,01 | △ |
| 18 | 5.00 | Basalt | 60 | 6.14 | 4,77 | 3 | 35 | meten, maar bepaald | 1,184 | 58,86 | 2,01 | 2,01 | 1,97 | 1,123 | 39,16 | 2,87 | 1,69 | 1,87 | △ |
| 19 | 5.00 | Basalt | 60 | 8.78 | 6,07 | ≈2 | 61 | uit proeven met | 0,929 | 120,36 | 0,77 | 3,25 | 1,55 | 0,982 | 58,81 | 1,67 | 2,21 | 1,64 | △ |
| 20 | 5.00 | Basalt | 70 | 4.73 | 4,06 | 5 | 18 | overeenkomstige | 1,508 | 34,93 | 4,32 | 1,38 | 2,51 | 1,378 | 28,16 | 4,89 | 1,29 | 2,30 | △ |
| 21 | 5.00 | Basalt | 80 | 5.12 | 4,28 | 5 | 18 | golfsteilheid | 1,686 | 40,93 | 4,12 | 1,41 | 2,81 | 1,55 | 31,26 | 4,96 | 1,28 | 2,58 | △ |
| 22 | 5.00 | Basalt | 90 | 5.78 | 4,88 | 5 | 18 | | 1,871 | 52,16 | 3,59 | 1,51 | 3,12 | 1,752 | 36,40 | 4,81 | 1,30 | 2,92 | ▲ |
| 23 | 5.00 | Basalt | ≈100 | 6.14 | 5,02 | 4,8 | 18 | | 1,951 | 58,86 | 3,31 | 1,57 | 3,25 | 1,850 | 39,16 | 4,72 | 1,31 | 3,08 | ▲ |
| 25 | 2.87 | Vilvoordse steen | 40 | 2.56 | 2,36 | 5 | 18 | | 0,527 | 10,23 | 5,15 | 1,26 | 1,55 | 0,497 | 9,74 | 5,10 | 1,27 | 1,46 | ○ |
| 26 | 2.87 | Vilvoordse steen | 50 | 3.07 | 2,74 | 5 | 18 | | 0,725 | 14,72 | 4,93 | 1,29 | 2,13 | 0,665 | 12,99 | 5,12 | 1,26 | 1,96 | ○ |
| 29 | 3.40 | overgangscon-structie | 80 | 4.29 | 3,66 | 5 | 22 | geen drukken ge-meten | 1,147 | 28,74 | 3,99 | 1,43 | 3,37 | 1,057 | 21,70 | 4,87 | 1,29 | 3,11 | ○ |

Tabel 2.1 Overzicht van de proeven met instrumentatie

| symbolen | suffices |
|---|---|
| H = golfhoogte | s = significant |
| T = golfperiode | i = inkomend |
| L = golflengte | o = op onbeperkte waterdiepte |
| $\xi$ = brekerparameter = $\tan\alpha/\sqrt{H/L}$ | p = bij piek van spectrum |
| $\alpha$ = taludhelling | z = gemiddeld |
| $\Delta$ = relative dichtheid | g = bij waterdiepte in de goot |
| D' = (fictive) blokdikte | |

| PLAATS INSTRUMENTEN VILVOORDSE STEEN 1e serie | | | |
|---|---|---|---|
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| GHM 1 | 120.99 | 2.50 | 2.87 |
| GHM 2 | variabel | 2.50 | 2.87 |
| DRO 1 | 180.275 | 1.49 | 1.95 |
| 2 | 180.895 | 1.52 | 2.114 |
| 3 | 181.402 | 1.515 | 2.245 |
| 4 | 181.845 | 1.518 | 2.407 |
| 5 | 182.512 | 1.48 | 2.61 |
| 6 | 183.105 | 1.47 | 2.73 |
| 7 | 180.275 | 0.815 | 1.665 |
| 8 | 180.830 | 0.885 | 1.817 |
| 9 | 181.468 | 1.148 | 2.028 |
| 10 | 181.865 | 1.134 | 2.142 |
| 11 | 182.415 | 0.965 | 2.366 |
| 12 | 183.09 | 0.95 | 2.562 |
| OPL 1 | 177.04-186.75 | 0.50 | 1.00 -3.87 |
| OPL 2 | 186.75-202.84 | 0.50 | 3.874-8.50 |
| PLAATS INLAATPUNTEN LEKLENGTE METING | | | |
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| no. 1 | 182.00 | 0.5 | 2.425 |
| 2 | 182.00 | 0.9 | 2.425 |
| 3 | 182.00 | 1.3 | 2.425 |
| 4 | 182.00 | 1.7 | 2.425 |
| 5 | 182.00 | 2.0 | 2.425 |
| PLAATS GEKLEURDE STROKEN OP KLEI | | | |
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| rood | 178.64 | 1.00-400 | n.v.t |
| blauw | 179.64 | 1.00-400 | n.v.t |
| groen | 180.64 | 1.00-400 | n.v.t. |
| rood | 181.64 | 1.00-400 | n.v.t. |
| blauw | 181.64 | 1.00-400 | n.v.t. |
| PLAATS INSTRUMENTEN VILVOORDSE STEEN 2e serie | | | |
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| GHM 1 | 120 | 2.50 | 2.87 |
| GHM 2 | variabel | 2.50 | 2.87 |
| DRO 1 | 180.20 | 1.55 | 1.824 |
| 2 | 180.82 | 1.55 | 1.997 |
| 3 | 181.38 | 1.54 | 2.168 |
| 4 | 181.75 | 1.61 | 2.310 |
| 5 | 182.39 | 1.58 | 2.477 |
| 6 | 183.08 | 1.61 | 2.701 |
| 7 | 180.19 | 0.87 | 1.550 |
| 8 | 180.86 | 0.92 | 1.701 |
| 9 | 181.27 | 0.95 | 1.936 |
| 10 | 181.72 | 1.19 | 2.036 |
| 11 | 182.26 | 1.02 | 2.222 |
| 12 | 183.01 | 1.17 | 2.512 |

Tabel 3.1 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de glooiingen van Vilvoordse steen

| steen no. | droog gewicht (kg) | onderwater gewicht (kg) | volume ($.10^{-3}$ $m^3$) | lengte (m) | breedte (m) | hoogte (m) | lxbxh ($.10^{-3}$ $m^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 14.20 | 8.45 | 5.75 | 0.358 | 0.106 | 0.265 | 10.1 |
| 2 | 12.80 | 7.80 | 5.00 | 0.353 | 0.103 | 0.248 | 9.02 |
| 3 | 9.75 | 5.75 | 4.00 | 0.276 | 0.097 | 0.247 | 6.12 |
| 4 | 9.20 | 5.65 | 3.55 | 0.302 | 0.082 | 0.226 | 5.60 |
| 5 | 13.05 | 7.70 | 5.35 | 0.376 | 0.092 | 0.252 | 8.72 |
| 6 | 20.50 | 12.60 | 7.90 | 0.462 | 0.123 | 0.281 | 16.0 |
| 7 | 14.20 | 8.55 | 5.65 | 0.333 | 0.131 | 0.254 | 11.1 |
| 8 | 12.10 | 7.30 | 4.80 | 0.358 | 0.107 | 0.225 | 8.62 |
| 9 | 15.55 | 9.45 | 6.10 | 0.299 | 0.153 | 0.275 | 12.58 |
| 10 | 11.85 | 7.15 | 4.70 | 0.244 | 0.140 | 0.249 | 8.51 |
| 11 | 10.95 | 6.75 | 4.2 | 0.244 | 0.121 | 0.285 | 8.41 |
| 12 | 16.35 | 10.00 | 6.35 | 0.371 | 0.104 | 0.253 | 9.76 |
| 13 | 11.60 | 6.95 | 4.65 | 0.263 | 0.141 | 0.217 | 8.05 |
| 14 | 8.10 | 4.98 | 3.12 | 0.265 | 0.091 | 0.252 | 6.08 |
| 15 | 15.65 | 9.50 | 6.15 | 0.341 | 0.171 | 0.285 | 16.62 |
| 16 | 23.10 | 13.55 | 9.55 | 0.373 | 0.124 | 0.244 | 10.32 |
| 17 | 12.05 | 7.35 | 4.70 | 0.418 | 0.08 | 0.272 | 9.10 |
| 18 | 14.35 | 8.70 | 5.65 | 0.366 | 0.109 | 0.214 | 8.54 |
| 19 | 21.05 | 12.90 | 8.15 | 0.349 | 0.126 | 0.301 | 13.24 |
| 20 | 9.60 | 5.70 | 3.90 | 0.328 | 0.097 | 0.219 | 6.97 |
| 21 | 11.85 | 7.30 | 4.55 | 0.244 | 0.101 | 0.308 | 7.59 |
| 22 | 12.30 | 7.30 | 5.00 | 0.214 | 0.129 | 0.260 | 7.18 |
| TOTAAL | 300.15 | | 118.77 | | | | 208.23 |

Totaal oppervlak = 0,7845 $m^2$

Totale massa = 300.15 kg

massa/$m^2$ = 382,6 kg/$m^2$

Totaal volume V = 118,8 . $10^{-3}$ $m^3$

specifieke massa = 2527 kg/$m^3$

totaal lxbxh = $V_{max}$ = 208,2 . $10^{-3}$ $m^3$

vormfactor f = 0,829

Tabel 3.2 Bepaling $\Delta.D'$ voor een Vilvoordse steen glooiing (rondere steenvorm)

Type Vilvoordse steen, rondere vorm

Datum: 14-5-1984

Fasering: Na ca. 10 uur ingolven met Hs = 0.30 à 0.50 m en variabele waterstand

| Proef | Steennummer | plaats (m) | | | | Trekkracht |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | y | z | z-ws | T (kgf) |
| V1 | 1 | 182.31 | 3.83 | 2.51 | -0.36 | 400 |
| V2 | 6 | 184.10 | 3.84 | 3.02 | +0.15 | 400 |
| V3 | 8 | 178.12 | 1.95 | 1.31 | -1.56 | 213 |
| V4 | 17 | 180.56 | 4.42 | 2.01 | -0.86 | 223 |
| V5 | 21 | 184.50 | 1.27 | 3.13 | +0.26 | 200 |
| V6 | 28 | 180.77 | 3.05 | 2.07 | -0.80 | 330 |

$\overline{T}$ = 294.33 (kgf)

$\sigma_T$ = 94.02 (kgf)

$\sigma_{T/\overline{T}}$ = 0.319 (-)

Tabel 3.3 Trekproeven 1e Vilvoordse steen glooiing; 1e serie

Type: Vilvoordse steen, rondere vorm

Datum: 19-6-1984

Fasering: Na afloop van alle proeven op de eerste Vilvoordse steen glooiing en de Haringmanblokken glooiing

| Proef | Steennummer | Plaats (m) | | | | trekkracht |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | y | z | z-ws | T (kgf) |
| V7 | | 184.80 | 1.60 | 3.22 | +0.35 | 890 |
| V8 | niet meer | 184.70 | 4.10 | 3.19 | +0.32 | 830 |
| V9 | waarneem- | 181.50 | 4.20 | 2.27 | -0.60 | 630 |
| V10 | baar | 181.30 | 3.05 | 2.22 | -0.65 | 575 |
| V11 | | 182.30 | 2.40 | 2.50 | -0.37 | 54 |
| V12 | | 180.50 | 2.60 | 1.99 | -0.88 | 142 |

$\overline{T}$ = 520.16 (kgf)

$\sigma_T$ = 348.76 (kgf)

$\sigma_{T/\overline{T}}$ = 0.671

Tabel 3.4 Trekproeven 1e Vilvoordse steen glooiing; 2e serie

Type: Vilvoordse steen, plattere vorm

Datum: 15-8-84

Fasering: Na afloop van de proeven op de Vilvoordse steen glooiing; voor de destructie proeven

| Proef | Steennummer | Plaats (m) | | | | Trekkracht |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | y | z | z-ws | T (kgf) |
| V13 | | 184.10 | 3.75 | 3.02 | +0.15 | 1440 |
| V14 | | 184.20 | 2.50 | 3.05 | +0.18 | 920 |
| V15 | niet meer | 184.50 | 0.50 | 3.13 | +0.26 | 1670 |
| V16 | waarneem- | 182.90 | 2.10 | 2.67 | -0.20 | 520 |
| V17 | baar | 182.90 | 4.00 | 2.67 | -0.20 | 480 |
| V18 | | 182.10 | 2.90 | 2.45 | -0.42 | 720 |
| V19 | | 181.10 | 2.70 | 2.16 | -0.71 | 1050 |
| V20 | | 181.20 | 4.10 | 2.19 | -0.68 | 740 |

$\overline{T}$ = 942.50 (kgf)

$\sigma_T$ = 426.23 (kgf)

$\sigma_{T/\overline{T}}$ = 0.452 (-)

Tabel 3.5 Trekproeven 2e Vilvoordse steen glooiing

| stap no. | Proef F1 | | | | Proef F2 | | | | Proef F3 | | | | Proef F4 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Q ($.10^{-3}$ $m^3/s$) | $\bar{i}$ (-) | $\sigma_i$ (-) | $\sigma_{i/\bar{i}}$ (-) | Q ($.10^{-3}$ $m^3/s$) | $\bar{i}$ (-) | $\sigma_i$ (-) | $\sigma_{i/\bar{i}}$ (-) | Q ($.10^{-3}$ $m^3/s$) | $\bar{i}$ (-) | $\sigma_i$ (-) | $\sigma_{i/\bar{i}}$ (-) | Q ($.10^{-3}$ $m^3/s$) | $\bar{i}$ (-) | $\sigma_i$ (-) | $\sigma_i/\bar{i}$ (-) |
| 1 | 2.03 | 0.126 | 0.029 | 0.23 | 1.72 | 0.373 | 0.102 | 0.27 | 0.76 | 0.291 | 0.028 | 0.10 | 0.60 | 0.289 | 0.048 | 0.17 |
| 2 | 2.20 | 0.141 | 0.033 | 0.24 | 2.00 | 0.449 | 0.141 | 0.31 | 0.82 | 0.338 | 0.035 | 0.10 | 0.64 | 0.327 | 0.053 | 0.16 |
| 3 | 2.66 | 0.180 | 0.042 | 0.23 | 2.26 | 0.500 | 0.157 | 0.31 | 0.92 | 0.392 | 0.042 | 0.11 | 0.69 | 0.375 | 0.058 | 0.16 |
| 4 | 3.02 | 0.215 | 0.049 | 0.23 | 2.44 | 0.555 | 0.175 | 0.32 | 1.02 | 0.454 | 0.048 | 0.11 | 0.79 | 0.449 | 0.072 | 0.16 |
| 5 | 4.42 | 0,256 | 0.057 | 0.22 | 2.85 | 0.612 | 0.202 | 0.33 | 1.12 | 0.514 | 0.056 | 0.11 | 0.91 | 0.503 | 0.082 | 0.16 |
| 6 | 4.12 | 0.300 | 0.065 | 0.22 | 3.08 | 0.651 | 0.216 | 0.33 | 1.27 | 0.587 | 0.066 | 0.11 | 1.02 | 0.563 | 0.079 | 0.14 |
| 7 | 4.20 | 0.357 | 0.078 | 0.22 | - | - | - | - | 1.39 | 0.659 | 0.077 | 0.11 | 1.16 | 0.641 | 0.111 | 0.17 |
| 8 | 4.49 | 0.413 | 0.091 | 0.22 | - | - | - | - | 1.57 | 0.738 | 0.088 | 0.12 | 1.31 | 0.712 | 0.120 | 0.17 |
| 9 | 4.72 | 0.472 | 0.137 | 0.29 | - | - | - | - | 1.89 | 0.825 | 0.107 | 0.13 | 1.59 | 0.783 | 0.141 | 0.18 |
| 10 | 5.06 | 0.520 | 0.158 | 0.30 | - | - | - | - | - | - | - | - | 1.13 | 0.575 | 0.106 | 0.18 |

Tabel 4.1 Doorstroomdebiet Q en gemiddeld intern verhang $\bar{i}$ in de mijnsteen

| Proef | d (m) | b (m) | s = b.d ($m^2$) | p ($m^3/s$) | q (-) | $r^2$ (-) | $k = \frac{p}{A}$ (m/s) | $\rho_s$ ($kg/m^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T1 | 0,444 | 1,00 | 0,444 | $8,04.10^{-3}$ | 0,65 | 0,98 | $18 .10^{-3}$ | 1558 |
| T2 | 0,460 | 1,00 | 0,460 | $4,70.10^{-3}$ | 1,04 | 0,99 | $10 .10^{-3}$ | 1727 |
| T3 | 0,460 | 1,00 | 0,460 | $2,05.10^{-3}$ | 0,85 | 0,98 | $4,5.10^{-3}$ | 1878 |
| T4 | 0,465 | 1,00 | 0,465 | $1,84.10^{-3}$ | 0,97 | 0,97 | $4,0.10^{-3}$ | 1920 |

d = dikte van het mijnsteen pakket

b = breedte van het mijnsteen pakket

s = doorstroom dwarsoppervlak van de mijnsteen

p en q = constanten uit de relatie $Q = p.i^q$

$r^2$ = correlatie coëfficiënt

k = doorlatendheid van de mijnsteen

$\rho_s$ = volumieke massa mijnsteen

Tabel 4.2 Bepaling doorlatendheid mijnsteen als functie van de volumieke massa

| PLAATS INSTRUMENTEN HARINGMANBLOKKEN | | | |
|---|---|---|---|
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| GHM 1 | 120.00 | 2.50 | 5.00 |
| GHM 2 | variabel | 2.50 | 5.00 |
| DRO 1 | 187.23 | 0.99 | 3.847 |
| " 2 | 188.19 | .99 | 4.121 |
| " 3 | 188.67 | 1.225 | 4.258 |
| " 4 | 189.15 | 3.00 | 4.395 |
| " 5 | 189.63 | 122.5 | 4.532 |
| " 6 | 190.59 | 122.5 | 4.806 |
| " 7 | 187.28 | .99 | 3.683 |
| " 8 | 188.24 | .99 | 3.957 |
| " 9 | 188.72 | 1.225 | 4.094 |
| " 10 | 189.20 | 3.00 | 4.231 |
| " 11 | 189.68 | 1.225 | 4.365 |
| " 12 | 190.64 | 1.225 | 4.642 |
| WSM13 | 187.36 | 1.00 | 3.335 |
| " 14 | 188.32 | 1.00 | 3.615 |
| " 15 | 188.82 | 1.00 | 3.74 |
| " 16 | 189.285 | 1.00 | 3.865 |
| " 17 | 189.78 | 1.00 | 4.02 |
| " 18 | 190.75 | 1.00 | 4.295 |
| " 19 | 187.44 | 1.00 | 3.03 |
| " 20 | 188.40 | 1.00 | 3.285 |
| " 21 | 188.90 | 1.00 | 3.43 |
| " 22 | 189.36 | 1.00 | 3.56 |
| " 23 | 189.88 | 1.00 | 3.71 |
| WSM24 | 190.82 | 1.00 | 3.99 |
| OPL 2 | 186.75 202.84 | 0.50 | 387.4 8.50 |
| PLAATS INLAATPUNTEN LEKLENGTE METING | | | |
| | x (m) | y (m) | z (m) |
| no 1 | 189.15 | 0.5 | 4.231 |
| no 2 | 189.15 | 1.0 | 4.231 |
| no 3 | 189.15 | 1.5 | 4.231 |
| no 4 | 189.15 | 2.0 | 4.231 |
| no 5 | 189.15 | 2.5 | 4.231 |

Tabel 4.3 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de glooiing van Haringmanblokken

| steen nummer | Plaats *) (m) | | | | Proevenserie **) Trekkracht T (kgf) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | x | y | z | z-ws | A | B | C | D | E | F | G |
| 1 | 186.75 | 3.25 | 3.77 | -1.23 | 1800 | 1550 | 2550 | 2140 | - | - | - |
| 2 | 186.75 | 1.25 | 3.77 | -1.23 | - | - | 2360 | 2760 | - | - | - |
| 3 | 187.23 | 4.00 | 3.91 | -1.09 | - | - | - | 2790 | - | - | - |
| 4 | 187.23 | 2.00 | 3.91 | -1.09 | - | - | - | 2430 | - | - | - |
| 5 | 187.71 | 3.25 | 4.05 | -0.95 | 2400 | 2300 | 5525 | 2250 | - | - | - |
| 6 | 187.71 | 1.25 | 4.05 | -0.95 | - | 5000 | - | - | - | - | - |
| 7 | 188.19 | 3.50 | 4.19 | -0.81 | - | - | - | 2220 | 230 | 1560 | 860 |
| 8 | 188.19 | 2.00 | 4.19 | -0.81 | 2480 | 2640 | - | 6900 | - | 1010 | 3280 |
| 9 | 188.67 | 4.25 | 4.32 | -0.68 | 2830 | - | 2470 | 1560 | - | - | - |
| 10 | 188.67 | 2.25 | 4.32 | -0.68 | - | - | - | - | 6800 | 10000 | - |
| 11 | 189.15 | 4.00 | 4.46 | -0.54 | - | - | - | - | - | 950 | 2670 |
| 12 | 189.63 | 3.25 | 4.60 | -0.40 | 2040 | - | - | - | 310 | 420 | 1680 |
| 13 | 190.11 | 3.50 | 4.74 | -0.26 | - | - | - | 3360 | - | - | - |
| 14 | 190.11 | 1.50 | 4.74 | -0.26 | - | - | - | 4900 | - | - | - |
| 15 | 190.60 | 4.25 | 4.88 | -0.12 | 3280 | - | 4300 | 3760 | - | - | - |
| 16 | 190.60 | 2.25 | 4.88 | -0.12 | 2400 | 2350 | - | 4000 | 850 | 600 | 1560 |
| 17 | 191.08 | 3.00 | 5.02 | +0.02 | - | - | - | 9600 | - | 1800 | 2640 |
| 18 | 191.08 | 1.00 | 5.02 | +0.02 | - | - | - | 2960 | - | - | - |
| 19 | 191.56 | 3.75 | 5.16 | +0.16 | - | - | 3910 | 4600 | - | - | - |
| 20 | 191.56 | 1.75 | 5.16 | +0.16 | 1200 | 4010 | - | - | - | - | - |
| 21 | 192.04 | 3.00 | 5.30 | +0.30 | 2500 | 2070 | - | 2510 | 410 | 880/8500 | 6600 |
| 22 | 192.04 | 1.00 | 5.30 | +0.30 | - | - | - | 2370 | - | - | - |
| 23 | 192.52 | 4.25 | 5.44 | +0.44 | 1520 | 2400 | 1720 | 2500 | - | - | - |
| | | | $\overline{T}$ (kgf) | | 2245 | 2790 | 3262 | 3533 | 1720 | 2152 | 2756 |
| | | | $\sigma_T$ (kgf) | | 618 | 1136 | 1351 | 1982 | 2850 | 3204 | 1882 |
| | | | $\sigma_T/\overline{T}$ | | 0.28 | 0.41 | 0.41 | 0.56 | 1.65 | 1.49 | 0.68 |

*) De plaats van de blokken is eveneens aangegeven in Figuur 4.12

**) Voor een omschrijving van de fasering van de proevenseries binnen het modelonderzoek, zie tabel 4.5

Tabel 4.4 Resultaten trekproeven Haringmanblokken

| Proevenserie Trekproeven | Datum | Fasering binnen het modelonderzoek |
|---|---|---|
| A | 24-5-1984 | Direct na ingolven. Dat wil zeggen direct voorafgaand aan de eerste korte duur proef. |
| B | 29-5-1984 | Nadat schade was ontstaan aan de glooiing na 17 uur golfaanval met een golfhoogte van $H_s$ = 1,50 m (100%) |
| C | 4-6-1984 | Voorafgaand aan de tweede lange duur proef. Golfhoogte $H_s$ = 1,35 m (90%) |
| D | 6-6-1984 | Na afloop van de tweede lange duur proef. Golfhoogte $H_s$ = 1,35 m (90%). |
| E | 13-6-1984 | Na afloop van de destructieproeven, en nadat de daarbij opgetreden schade was hersteld. Rij 4 t/m 15 opnieuw gelegd, waarbij er zoveel mogelijk voor is zorggedragen dat er zich geen mijnsteen of gebroken grind tussen de blokken bevindt. |
| F | 13-6-1984 | Na invegen van de herzette glooiing met schoon zand en ingolven. |
| G | 15-6-1984 | Na afloop van de proeven op de met zand ingewassen glooiing. |

Tabel 4.5 Fasering en karakterizering trekproevenserie Haringmanblokken

| raai 1 | | | raai 2 | | | raai 3 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1e peiling (m) | zakking bij 2e peiling (mm) | zakking bij 3e peiling (mm) | 1e peiling (m) | zakking bij 2e peiling (mm) | zakking bij 3e peiling (mm) | 1e peiling (m) | zakking bij 2e peiling (mm) | zakking bij 3e peiling (mm) |
| 6.176 | -3 | -3 | 6.172 | -4 | -4 | 6.160 | -4 | -3 |
| 6.033 | -2 | -2 | 6.031 | -5 | -9 | 6.022 | -4 | -6 |
| 5.898 | -5 | -4 | 5.904 | -2 | -4 | 5.895 | -3 | -3 |
| 5.769 | -3 | -2 | 5.768 | -2 | -3 | 5.755 | -5 | -8 |
| 5.625 | -4 | -4 | 5.634 | -3 | -4 | 5.624 | -2 | -4 |
| 5.484 | -4 | -4 | 5.489 | -5 | 3 | 5.483 | -6 | -4 |
| 5.349 | -3 | 8 | 5.355 | -4 | 30 | 5.343 | -5 | -2 |
| 5.209 | -1 | 14 | 5.210 | -4 | 46 | | | |
| 5.071 | -2 | 7 | 5.068 | -2 | 36 | | | |
| 4.938 | 3 | 73 | 4.933 | -1 | 126 | | | |
| 4.791 | 2 | 40 | 4.793 | -3 | 51 | | | |
| 4.648 | 2 | 382* | 4.655 | 0 | 332* | | | |
| 4.504 | 1 | 353* | 4.514 | -1 | 343* | 4.505 | -2 | |
| 4.366 | -2 | 341* | 4.366 | -1 | 347* | 4.370 | 2 | -1 |
| 4.230 | 0 | 318* | 4.223 | -2 | 241* | 4.225 | 1 | -1 |
| 4.093 | -2 | -18 | 4.081 | -9 | -35 | 4.083 | 3 | -2 |
| 3.954 | 0 | -1 | 3.950 | -2 | -3 | 3.943 | 1 | 0 |
| 3.809 | 0 | -4 | 3.805 | 0 | 0 | 3.803 | 3 | 0 |
| 3.662 | 0 | -2 | 3.662 | -2 | -1 | 3.649 | 3 | 2 |
| 3.522 | 3 | -3 | 3.516 | -3 | | 3.501 | -1 | |

*) schade gebied destructieproef (zie figuur 4.2 en foto C19)

Tabel 4.6 Taludpeilingen Haringman blokken glooiing

| PLAATS INSTRUMENTEN BASALT | | | |
|---|---|---|---|
| | x coordinaat | y coordinaat | z coordinaat |
| GHM 1 | 120 | 2.50 | 5.00 |
| GHM 2 | variabel | 2.50 | 5.00 |
| DRO 1 | 185.72 | 1.885 | 3.50 |
| DRO 2 | 186.80 | 0.98 | 3.804 |
| 3 | 187.51 | 1.16 | 4.017 |
| 4 | 188.39 | 0.985 | 4.242 |
| 5 | 189.42 | 0.985 | 4.559 |
| 6 | 190.41 | 0.985 | 4.799 |
| 7 | 185.80 | 1.085 | 3.212 |
| 8 | 186.88 | 0.98 | 3.516 |
| 9 | 187.59 | 1.16 | 3.729 |
| 10 | 188.46 | 0.985 | 3.967 |
| 11 | 189.51 | 0.985 | 4.246 |
| 12 | 190.50 | 0.985 | 4.467 |
| OPL 2 | 186.75 202.84 | 0.50 | 3.874 8.50 |
| PLAATS INLAATPUNTEN LEKLENGTE METING | | | |
| | x coordinaat | y coordinaat | z coordinaat |
| no 1 | 188.75 | 0.5 | 4.35 |
| 2 | 188.75 | 0.9 | 4.35 |
| 3 | 188.75 | 1.3 | 4.35 |
| 4 | 188.75 | 1.7 | 4.35 |
| 5 | 188.75 | 2.1 | 4.35 |
| PLAATS GEKLEURDE STROKEN OP KLEI | | | |
| | x coordinaat | y coordinaat | z coordinaat |
| blauw | 187 | 100-400 | - |
| groen | 188 | 100-400 | - |
| rood | 189 | 100-400 | - |
| blauw | 190 | 100-400 | - |
| groen | 191 | 100-400 | - |
| rood | 192 | 100-400 | - |

Tabel 5.1 Plaats van de instrumenten (en dergelijke) bij de Basalt glooiing

| steen-nummer *) | Plaats | | | | Proevenserie **) Trekkracht T (kgf) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | x | y | z | z-ws | H | I | J |
| geel 2 | 192.20 | 2.56 | 5.33 | +0.33 | 440 | 490 | 700 |
| geel 30 | 190.20 | 2.68 | 4.76 | -0.24 | 2940 | 1560 | 1060 |
| geel 11 | 186.60 | 2.66 | 3.73 | -1.27 | 690 | - | 1540 |
| rood 2 | 187.10 | 4.25 | 3.87 | -1.13 | 1620 | 2000 | 1200 |
| rood 3 | 187.40 | 2.70 | 3.96 | -1.04 | 1360 | 1280 | 1380 |
| rood 38 | 188.10 | 2.04 | 4.16 | -0.84 | 3200 | 1800 | 920 |
| geel 24 | 188.50 | 3.40 | 4.27 | -0.63 | 710 | 640 | 1120 |
| rood 30 | 189.35 | 4.25 | 4.52 | -0.48 | 4000 | 4720 | 4000 |
| rood 6 | 189.85 | 1.58 | 4.66 | -0.34 | 1600 | 1580 | 1600 |
| rood 7 | 191.50 | 1.53 | 5.13 | +0.13 | 1100 | 1380 | 1000 |
| | | | $\overline{T}$ (kgf) | | 1766 | 1717 | 1452 |
| | | | $\sigma_T$ (kgf) | | 1207.1 | 1230.8 | 937.3 |
| | | | $\sigma_{T/\overline{T}}$ | | 0.68 | 0.72 | 0.65 |

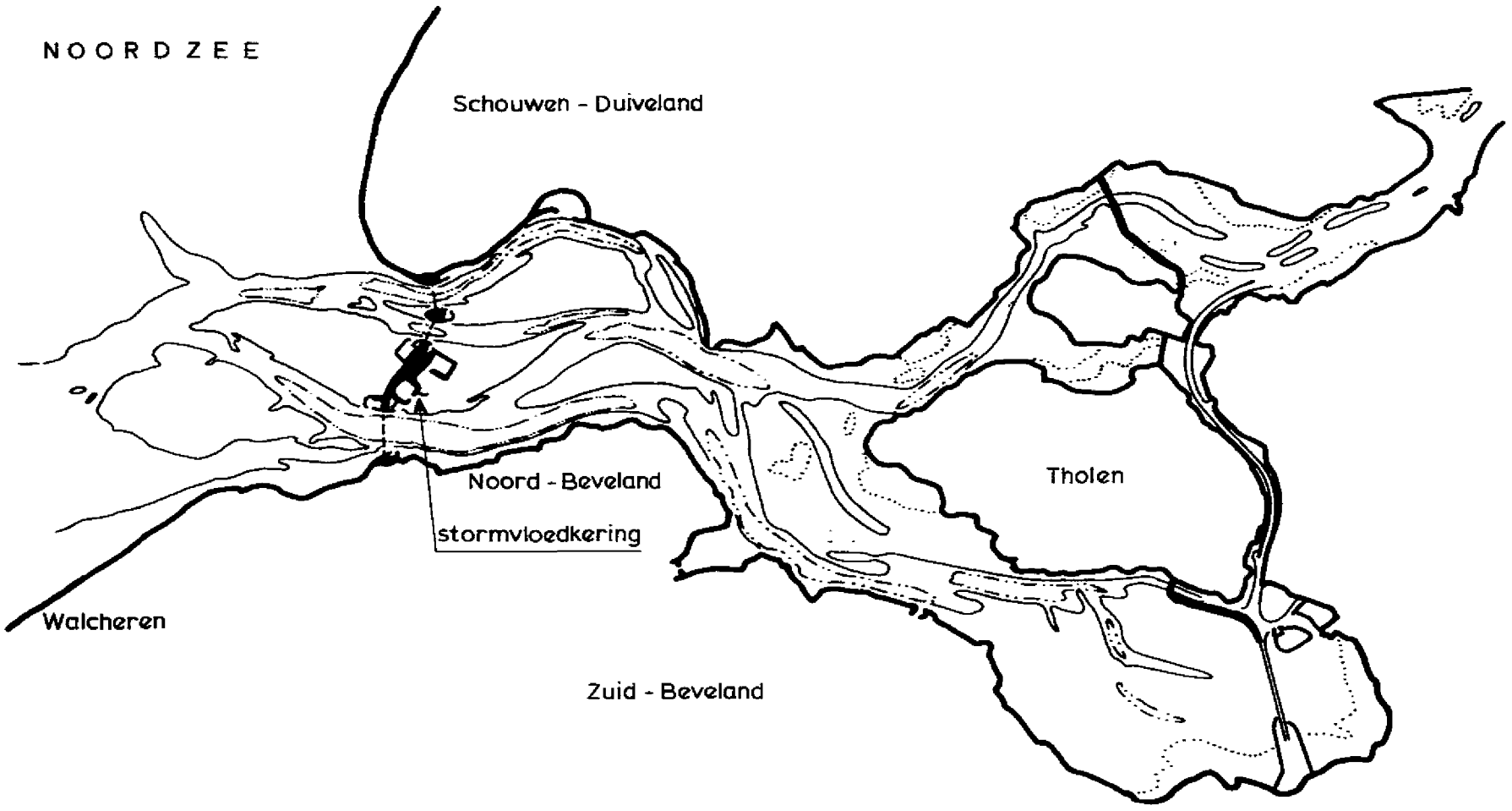
*) Aangezien de trekstenen dezelfde zijn als die waarop in de natuur de trekproeven zijn uitgevoerd is dezelfde naamgeving aangehouden

**) Voor een omschrijving van de fasering van de proevenseries binnen het modelonderzoek, zie tabel 5.3

Tabel 5.2 Resultaten trekproeven Basalt

| Proevenserie Trekproeven | Datum | Fasering binnen het modelonderzoek |
|---|---|---|
| H | 5-7-'84 | Na uitgebreid ingolven en inwassen van de basaltglooiing met een varierende waterstand. |
| I | 31-7-'84 | Na twee korte duurproeven met een golfhoogte van 1,20 m (60%) en verschillende golfsteilheden. |
| J | 3-8-'84 | Na de eerste lange duurproef met $H_s \approx 1{,}85$ m (≈ 100%). |

Tabel 5.3 Fasering en karakterizering trekproevenseries Basalt

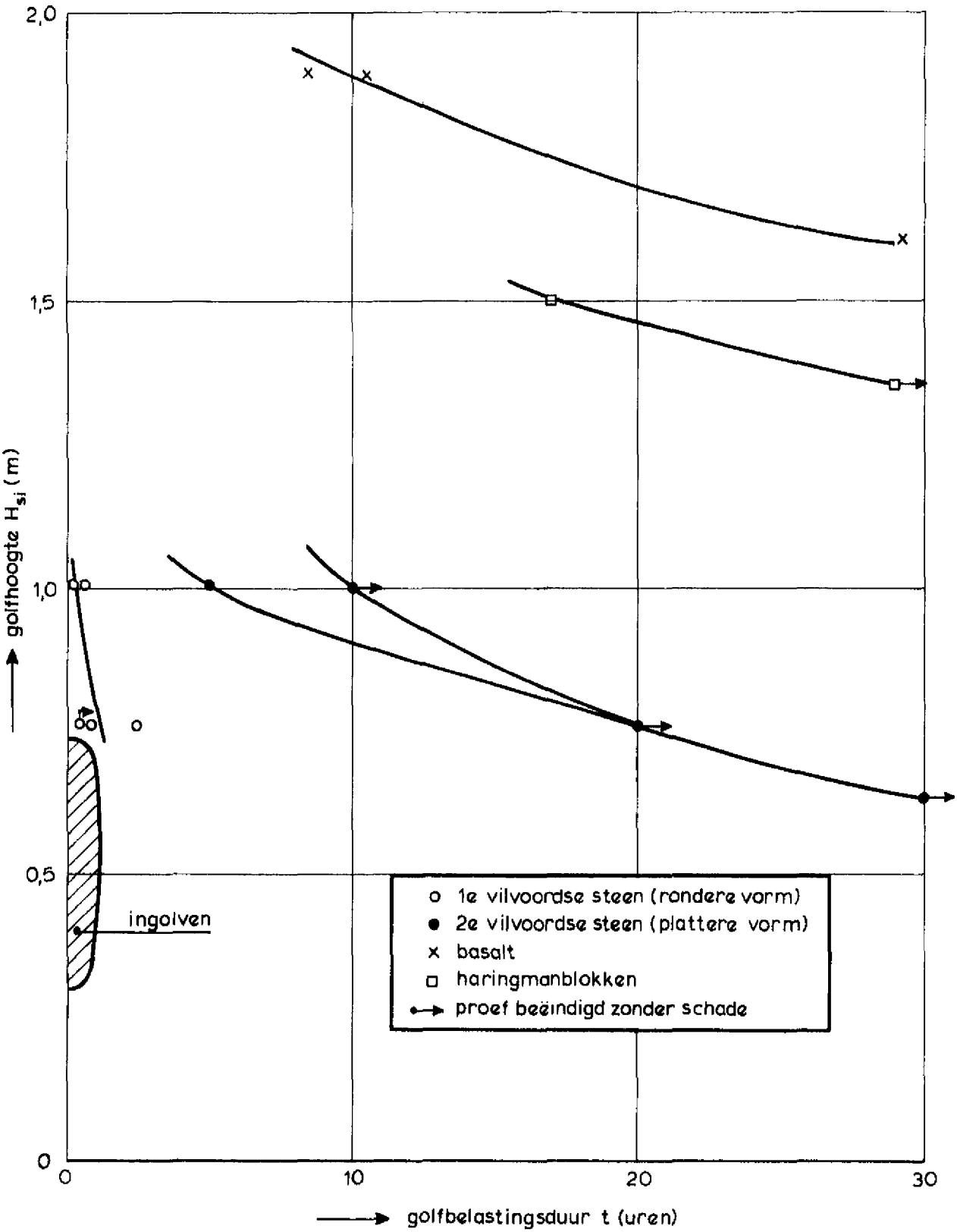



OVERZICHT OOSTERSCHELDEGEBIED

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

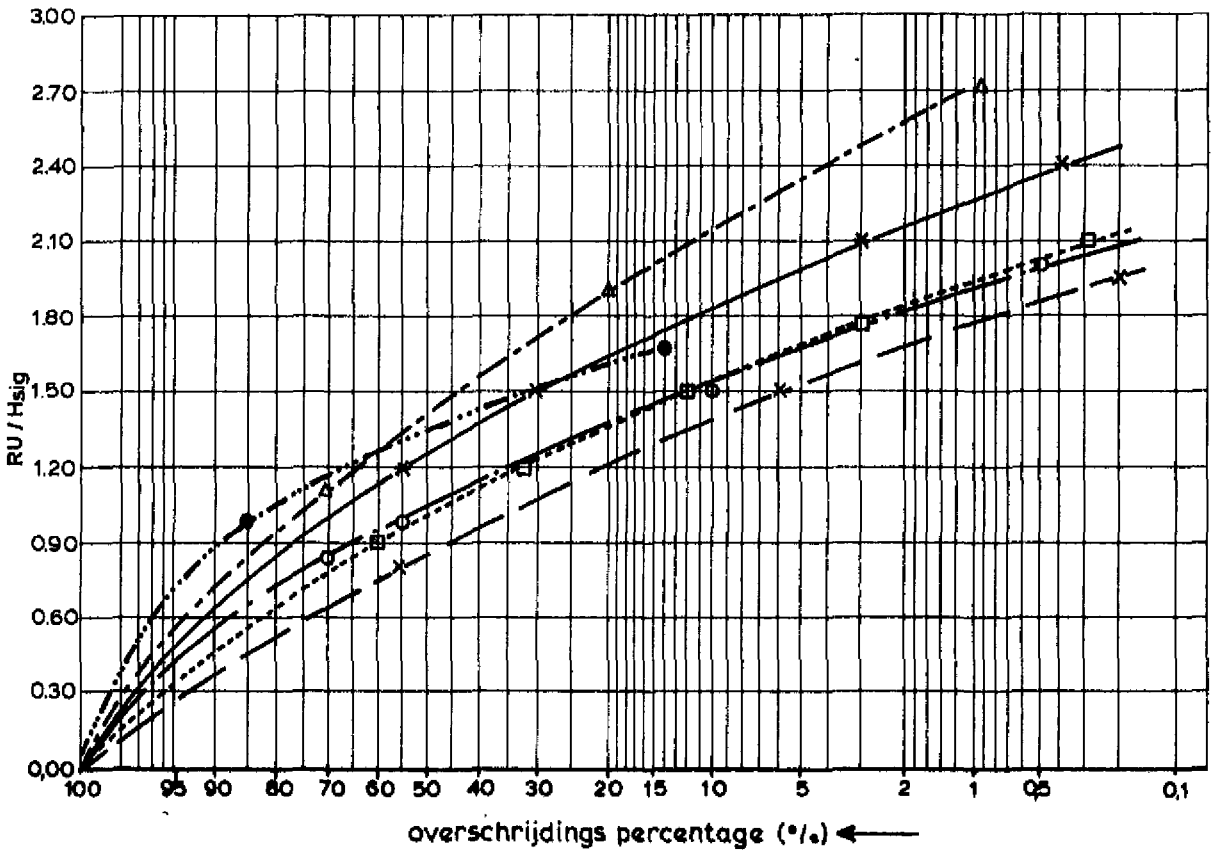
M 2036

FIG. 1.1




VERZAMELING MODELRESULTATEN PROVO
GOLFHOOGTE-TUDSDUUR SCHADE RELATIES

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 1.2

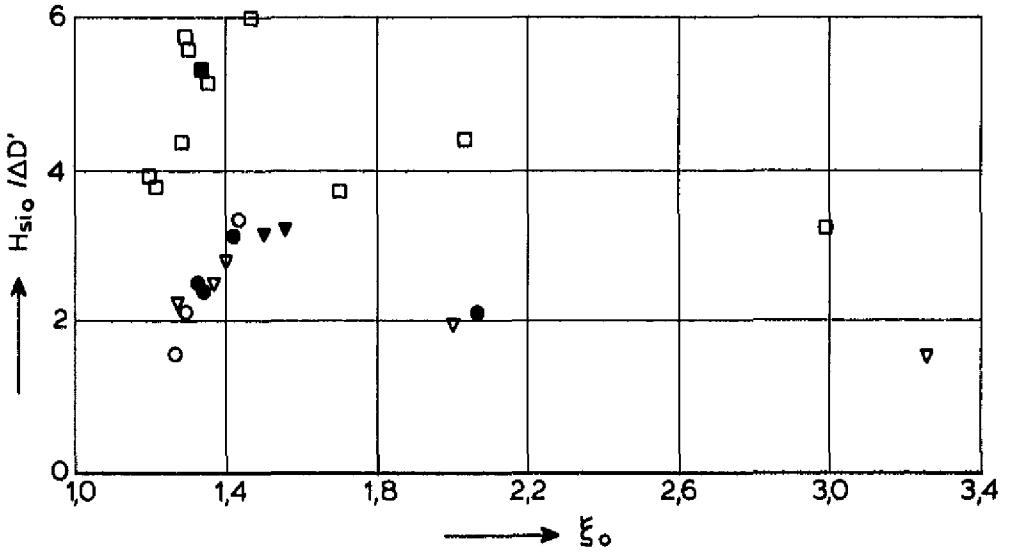


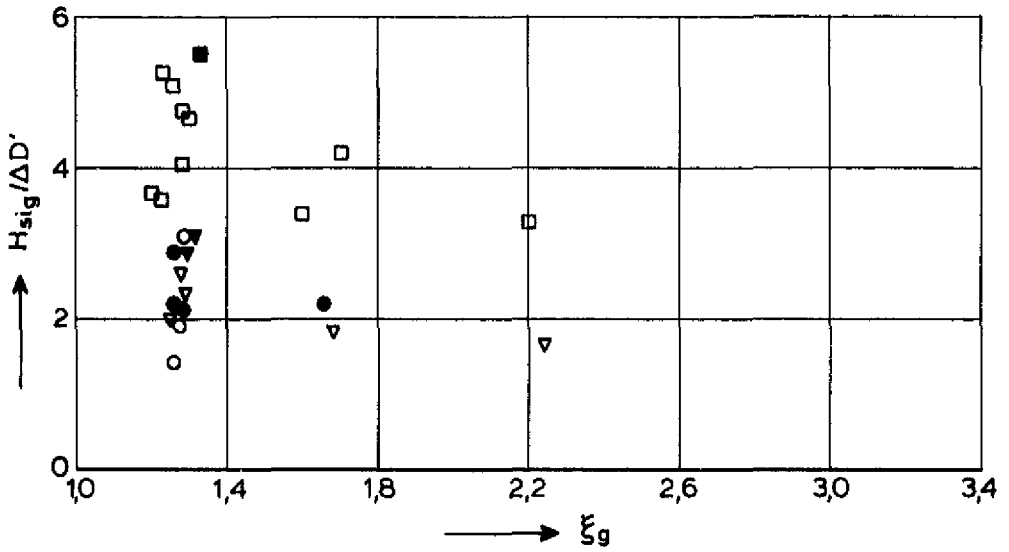

| | | |
|---|---|---|
| ● ●  | vilvoordse steen | golfsteilheid ≈ 3 % |
| o o  | vilvoordse steen | golfsteilheid ≈ 5 % |
| × ×  | haringmanblokken | golfsteilheid ≈ 5 % |
| △ △  | basalt | golfsteilheid ≈ 2 % |
| ✱ ✱  | basalt | golfsteilheid ≈ 3 % |
| □ □  | basalt | golfsteilheid ≈ 4 % |

n.b. overschrijdings percentage = $\frac{\text{aantal oplopen}}{\text{aantal golven}} * 100\ \%$

VERZAMELGRAFIEK DIMENSIELOZE GOLFOPLOOP OVERSCHRIJDINGSKROMMEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 1.3



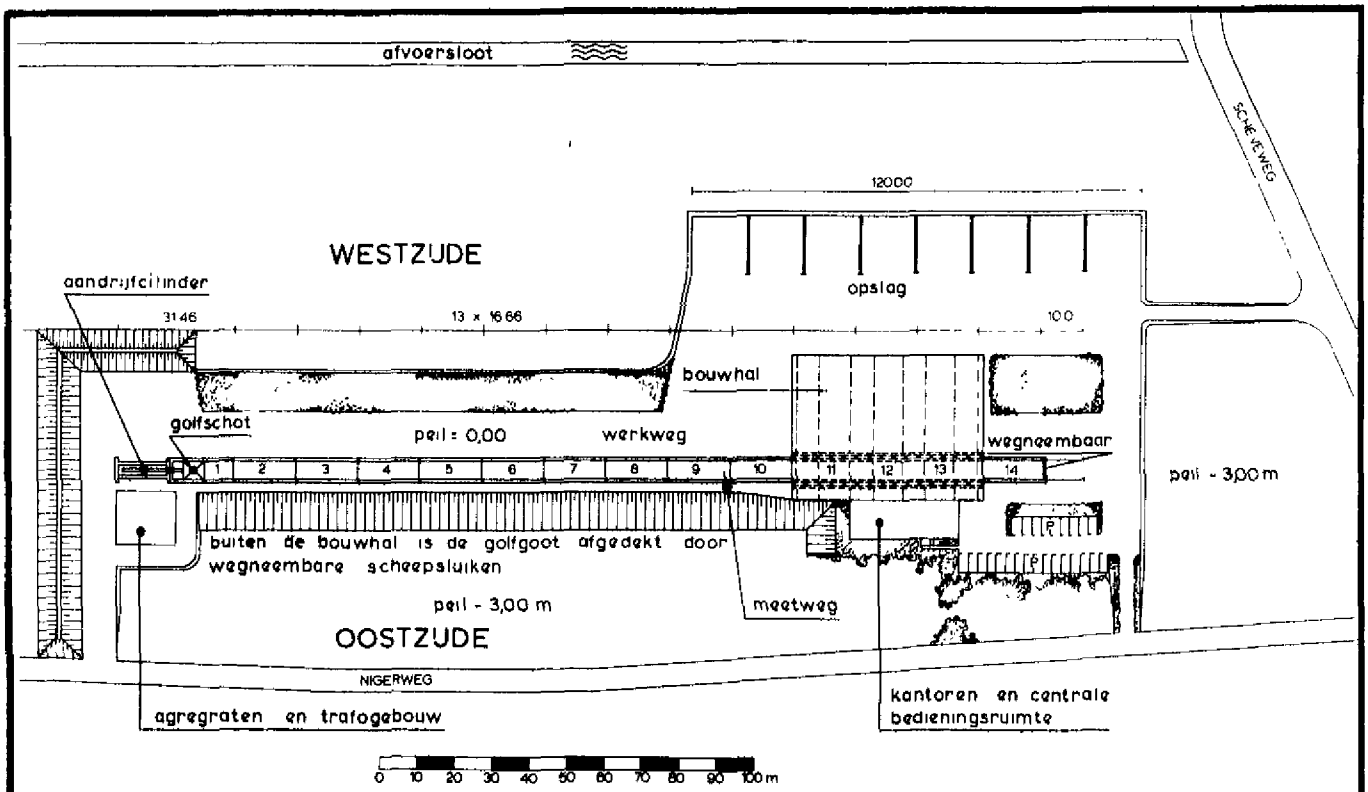




| | Δ | D' | ΔD' | schade | geen schade |
|---|---|---|---|---|---|
| vilvoordse steen | 1,53 | 0,22 | 0,34 | ● | ○ |
| haringmanblokken | 1,38 | 0,186 | 0,26 | ■ | □ |
| basalt | 2,00 | 0,30 | 0,60 | ▼ | ▽ |

zie voor gebruikte symbolen tabel 2 1

RELATIE TUSSEN DE DIMENSIELOZE SCHADEGOLFHOOGTE H/ΔD' EN DE BREKERPARAMETER $\xi$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 1.4




golfgoot . lengte 233 m
(1...14) breedte 5 m
diepe 7 m

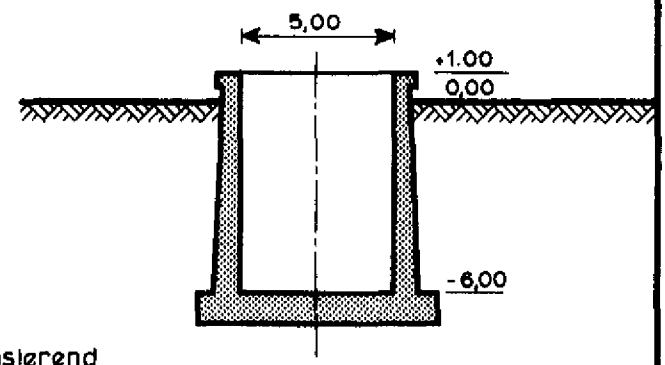
diepe sekties : lengte 50 m
(11, 12, 13) breedte 5 m
diepte 9,5 m

golfschot : door cilinder aangedreven translerend schot met aan één zijde water

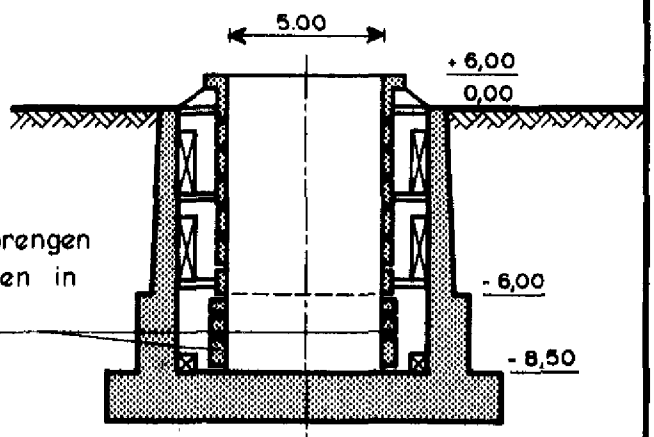
golffrekwentie ~ 0,1 - 0,5 Hz

max. golfhoogte bij 5 m waterdiepte:
regelmatig ~ 2,5 m
onregelmatig ~ 1,75 m signifikant

mogelijkheden voor het aanbrengen van meetinstrumenten en ramen in de gootwand



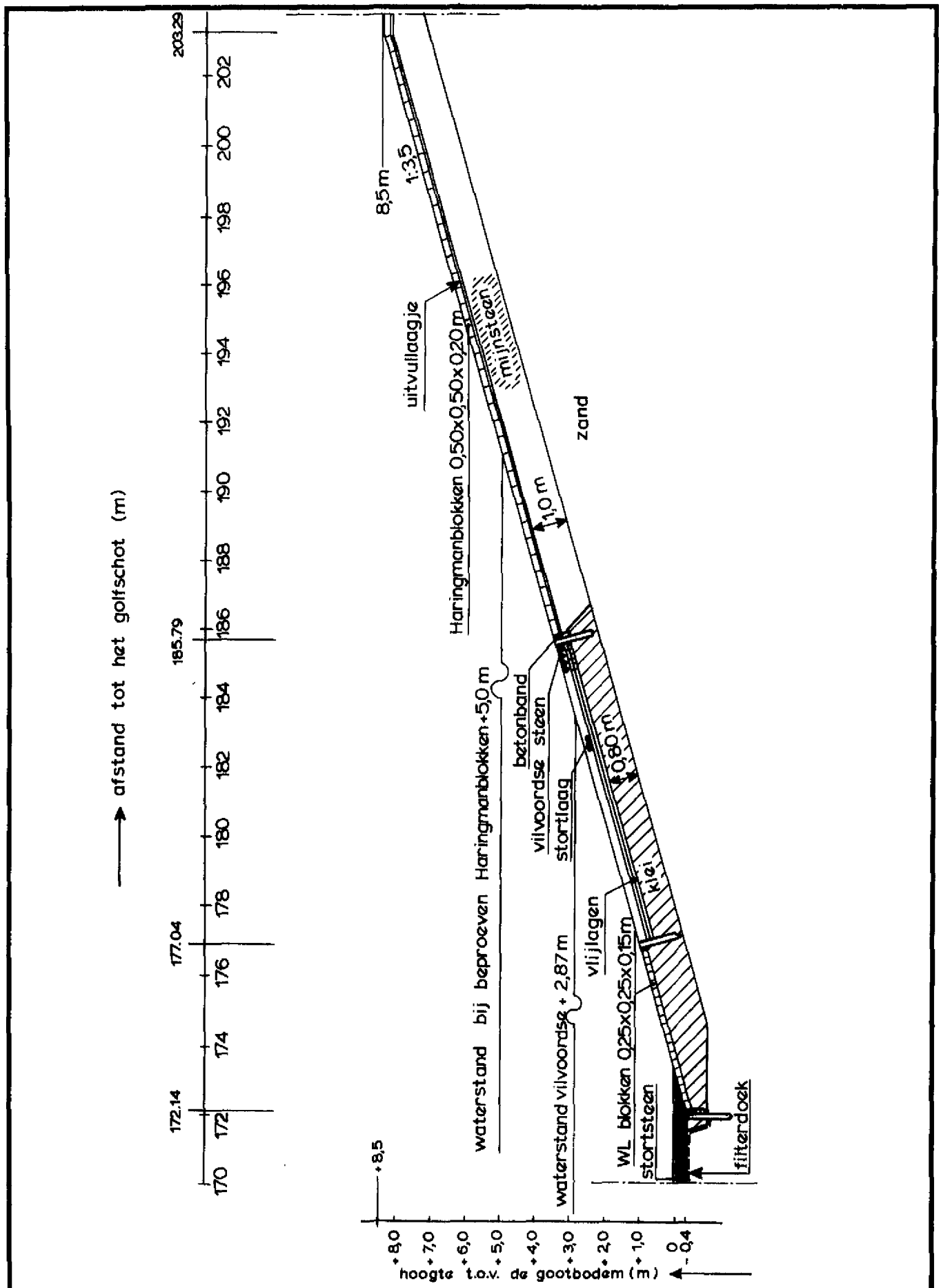

DWARSDOORSNEDE I (sektie 1... 10,14)



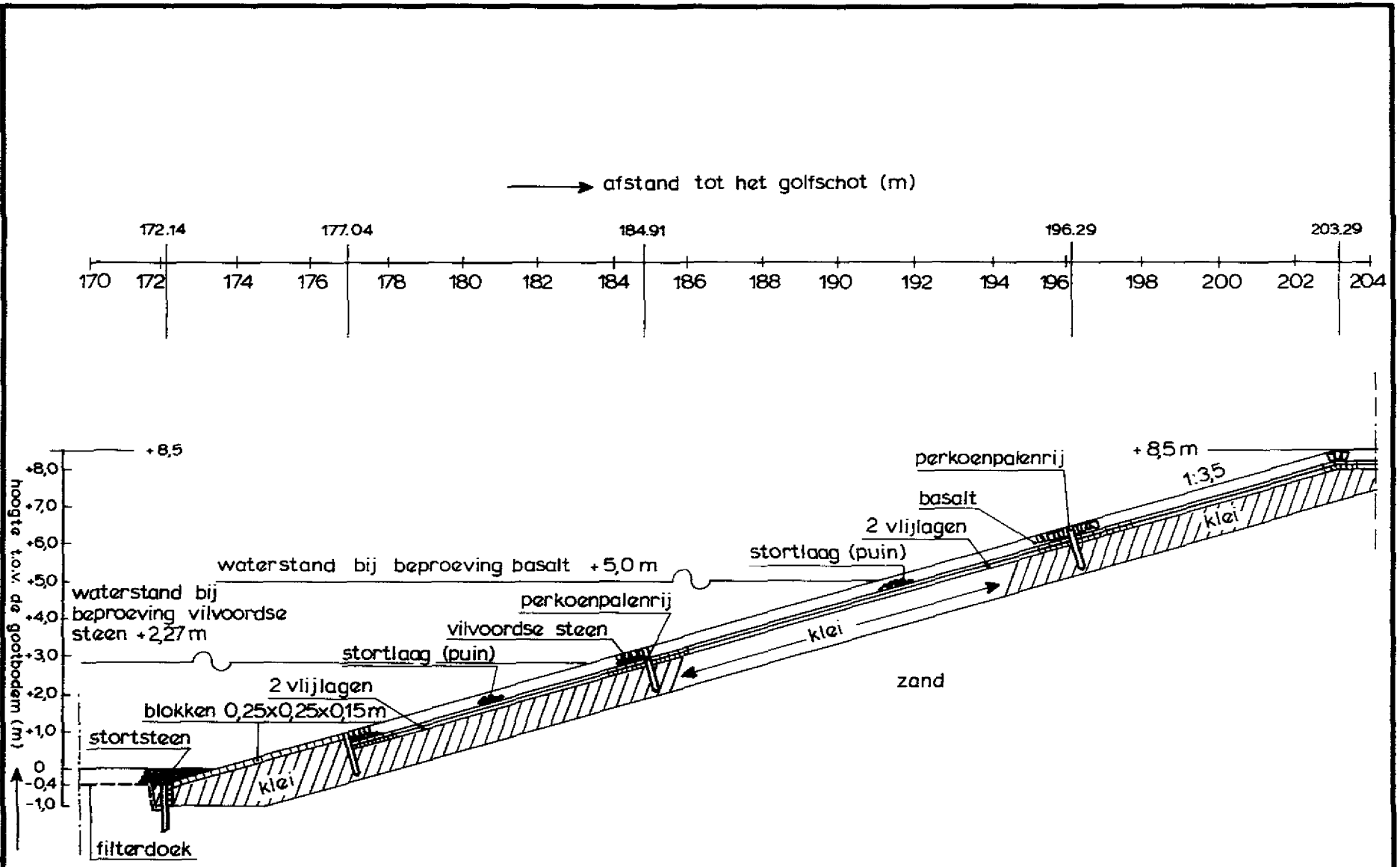

DWARSDOORSNEDE II (sektie 11,12,13)

DELTAGOOT, FACILITEIT VOOR GROOTSCHALIG MODELONDERZOEK

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 2.1




| | | |
|---|---|---|
| LANGSDOORSNEDE TALUD MET VILVOORDSE STEEN (RONDERE VORM) EN HARINGMANBLOKKEN | cot α = 3,5 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 2.2 |




LANGSDOORSNEDE TALUD MET VILVOORDSE STEEN (PLATTERE VORM) EN BASALT

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2036

cot α = 3,5

FIG. 2.3

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

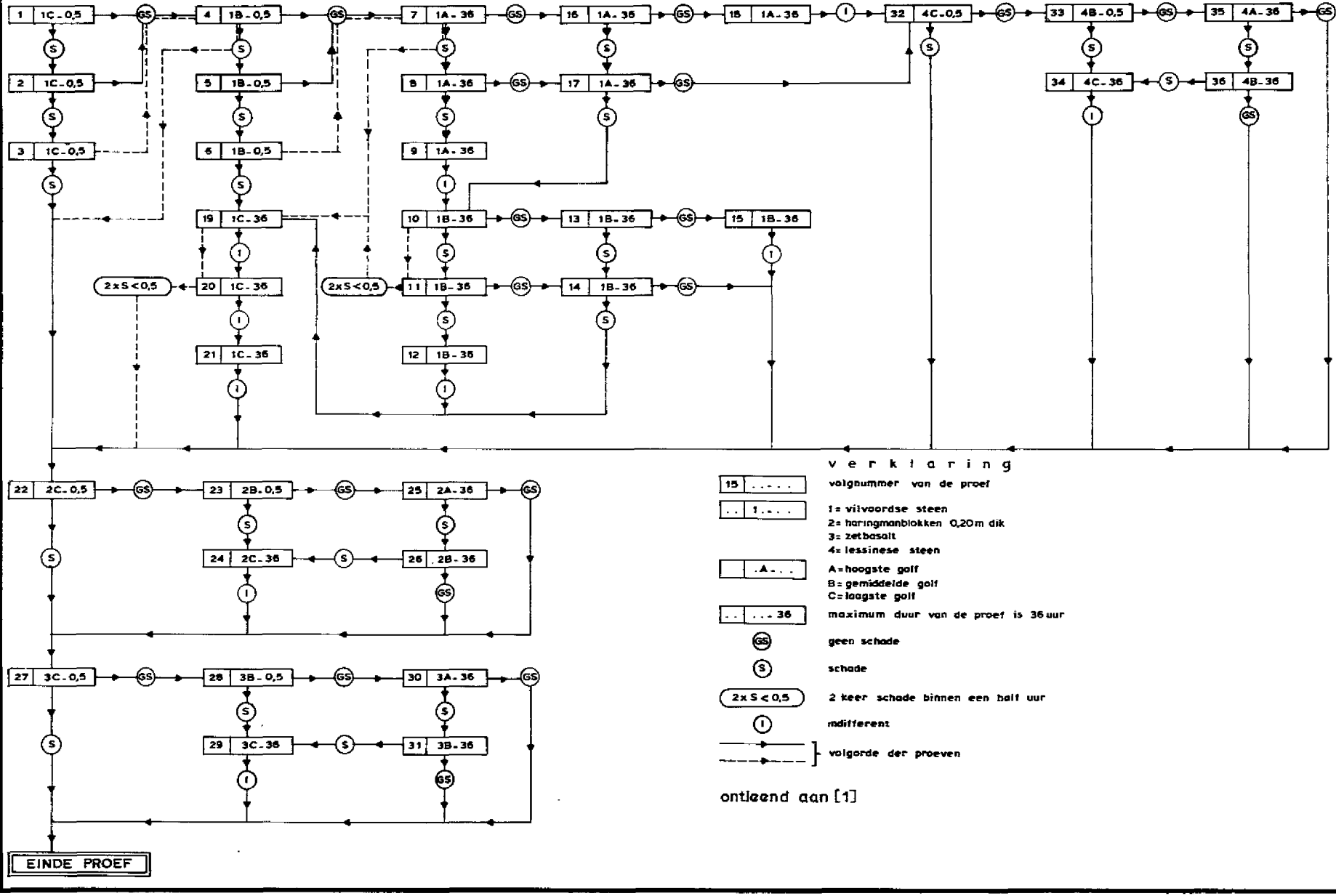
BESLISSCHEMA ONDERZOEKSOPZET

M 2036

FIG. 2.4

# MODELONDERZOEK WEERSTAND GLOOIINGEN OOSTERSCHELDE TEGEN GECONCENTREERDE GOLFAANVAL

## BESLISSCHEMA ( Alleen bij proef met vilvoordse steen wordt spreiding bepaald )




### verklaring

15 . . . . . volgnummer van de proef

. . 1 . . . vilvoordse steen
2= haringmanblokken 0,20m dik
3= zetbasalt
4= lessinese steen

. . . A . . . hoogste golf
B= gemiddelde golf
C= laagste golf

. . . . . 36 maximum duur van de proef is 36 uur

GS geen schade

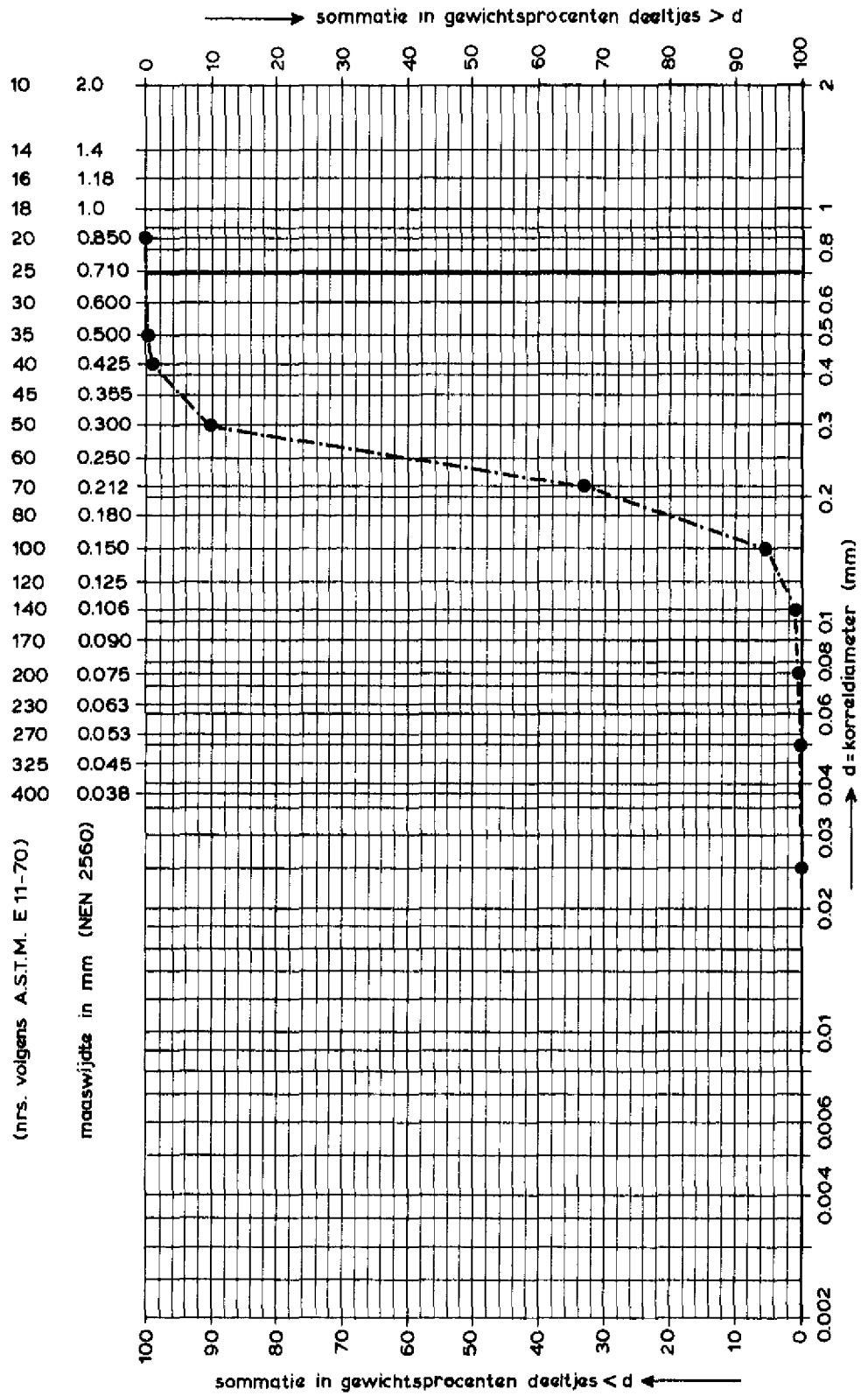
S schade

2xS<0,5 2 keer schade binnen een half uur

I indifferent

volgorde der proeven

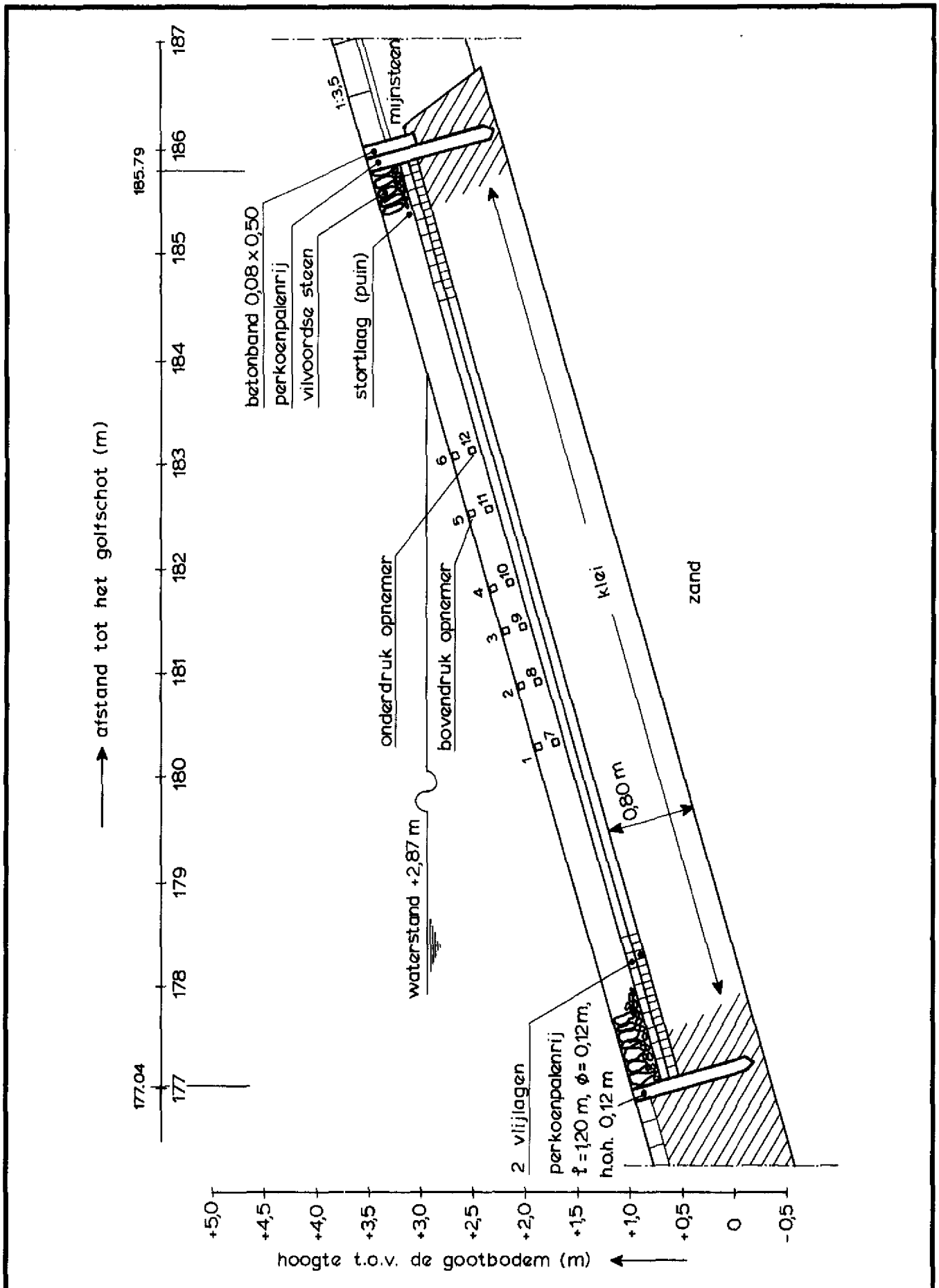
ontleend aan [1]



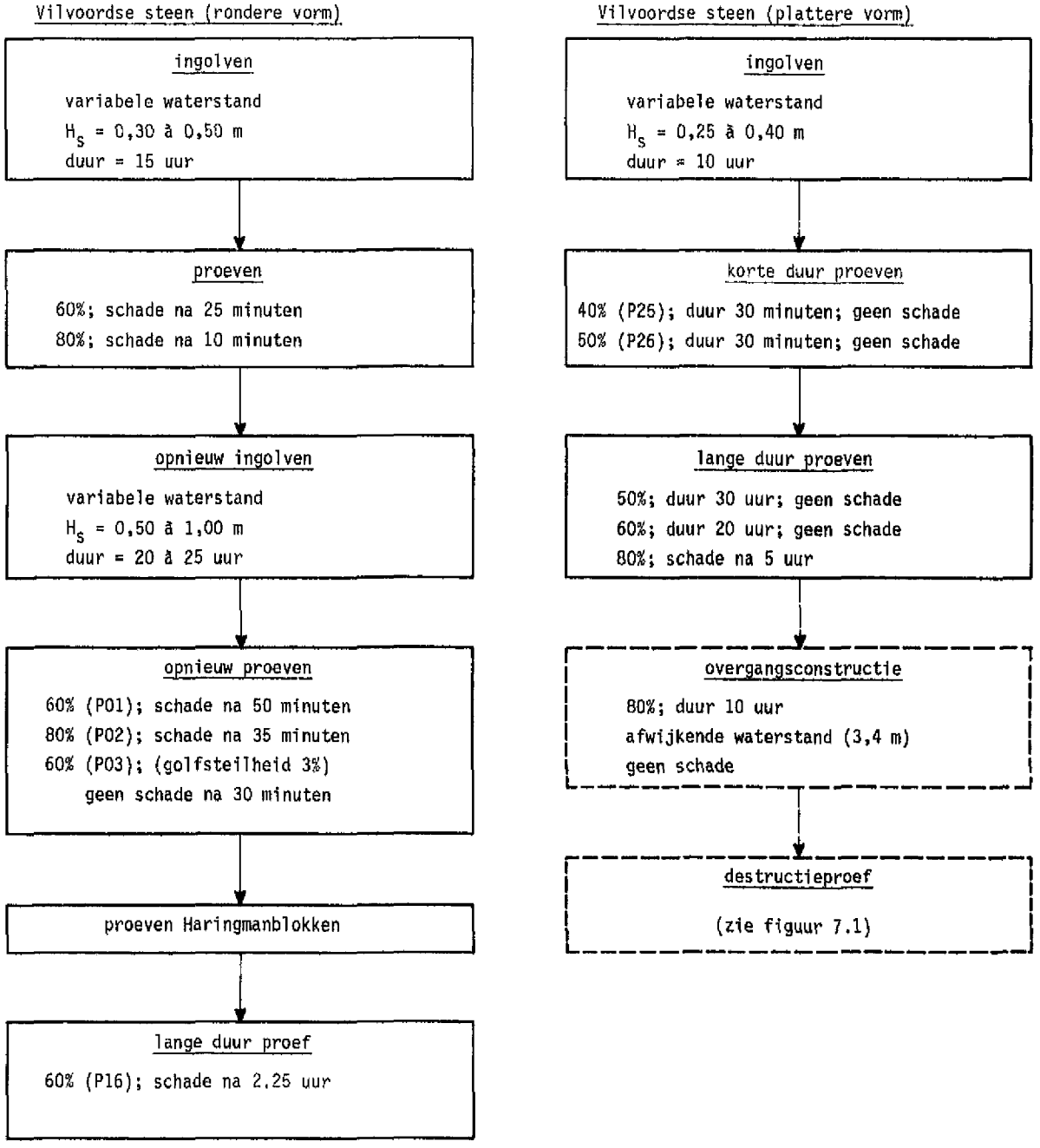

N.B. $D_{50} = 225\ \mu m$

KORRELVERDELING VAN HET IN DE DELTAGOOT TOEGEPASTE ZAND IN DE DIJKSKERN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 2.5



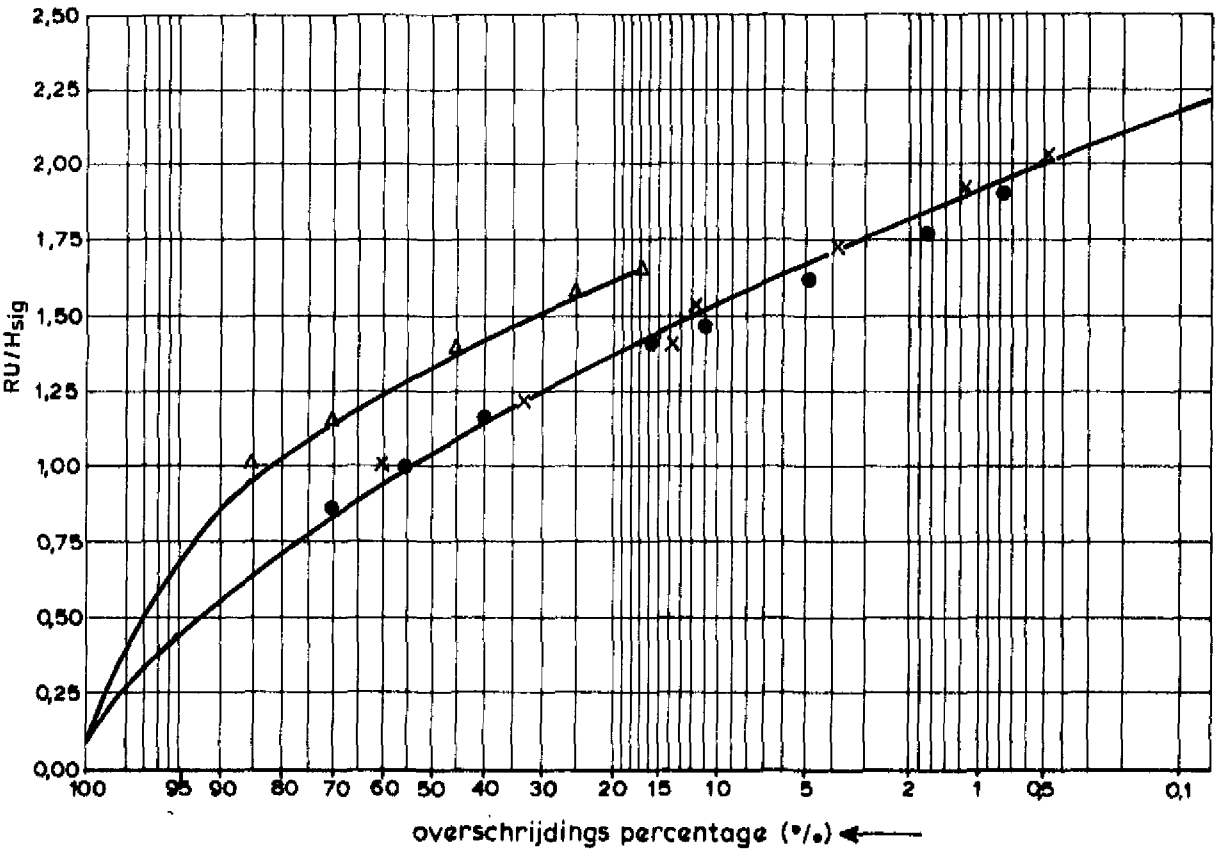

| | | |
|---|---|---|
| LANGSDOORSNEDE GLOOIING VILVOORDSE STEEN | cot α = 3,5 | |
| | SCHAAL 1: 50 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 3.1 |




golfhoogte 100% = 1,27 m

GEREALISEERD PROEVENPROGRAMMA VOOR VILVOORDSE STEEN (RONDERE VORM EN PLATTERE VORM)

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 3.2



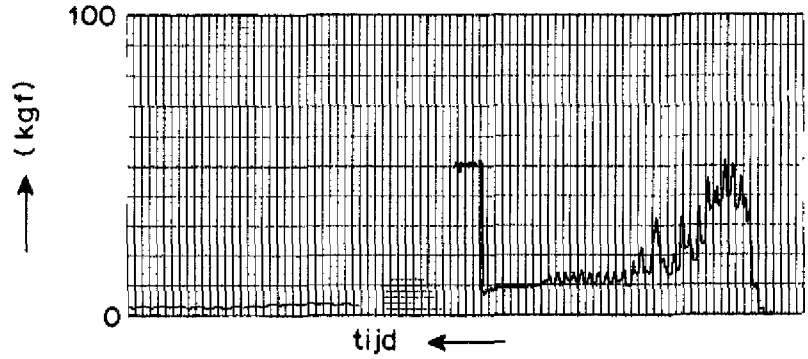

| proef | symbool | $H_{sig}/L_{pg}$ | $\xi_g$ |
|---|---|---|---|
| 01 | x | 4,9 % | 1,29 |
| 02 | ● | 5,1 % | 1,26 |
| 03 | △ | 3,0 % | 1,66 |

n.b. overschrijdings percentage = $\frac{\text{aantal oplopen}}{\text{aantal golven}} \cdot 100\,\%$

DIMENSIELOZE GOLFOPLOOP VOOR EEN VILVOORDSE STEENGLOOIING

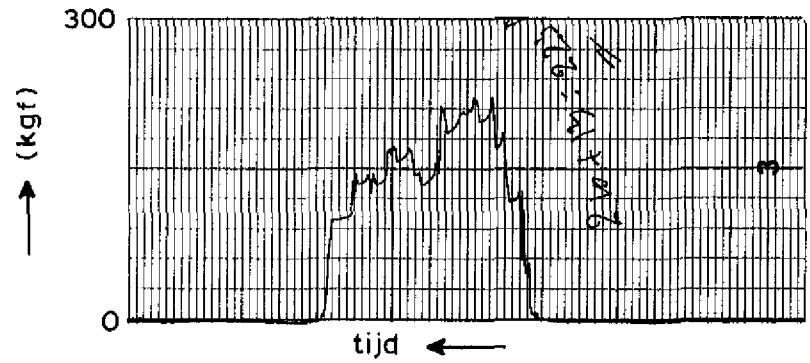
cot $\alpha = 3{,}5$

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 3.3



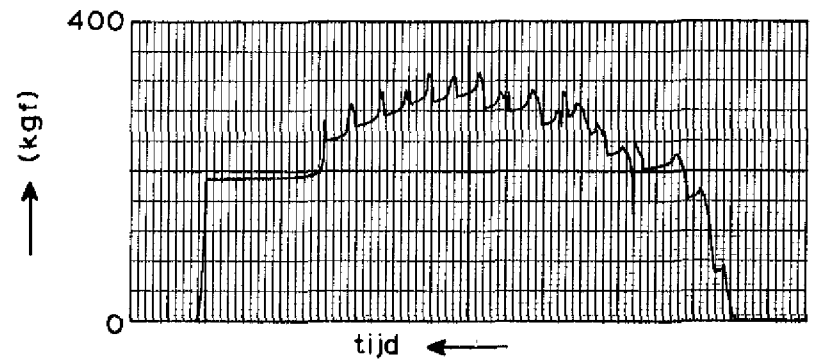

proef V11 T = 54 kgf

LAAGSTE TREKKRACHT



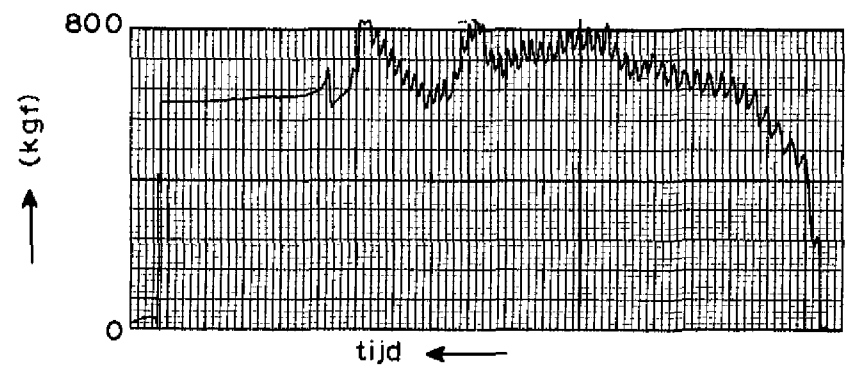

proef V4 T = 223 kgf

GEMIDDELD LAGE TREKKRACHT




proef V6 T = 330 kgf

GEMIDDELD HOGE TREKKRACHT

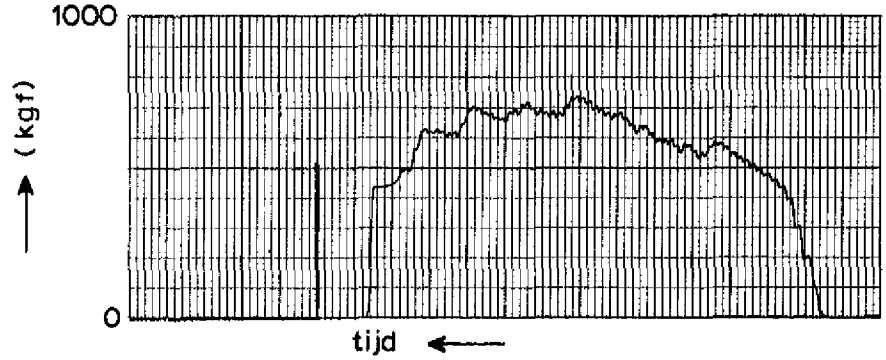



proef V8 T = 830 kgf

HOOGSTE TREKKRACHT

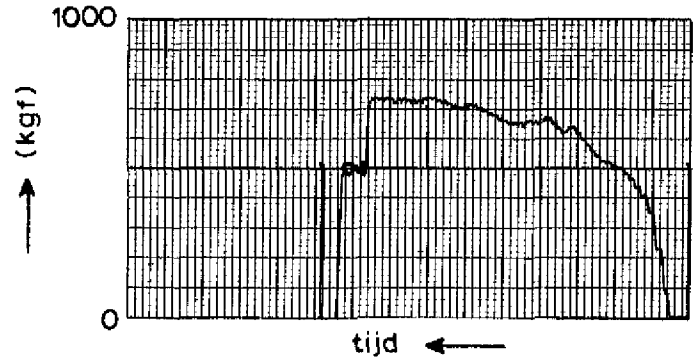
KARAKTERISTIEKE REGISTRATIES TREKPROEVEN
1e VILVOORDSE GLOOIING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 3.4



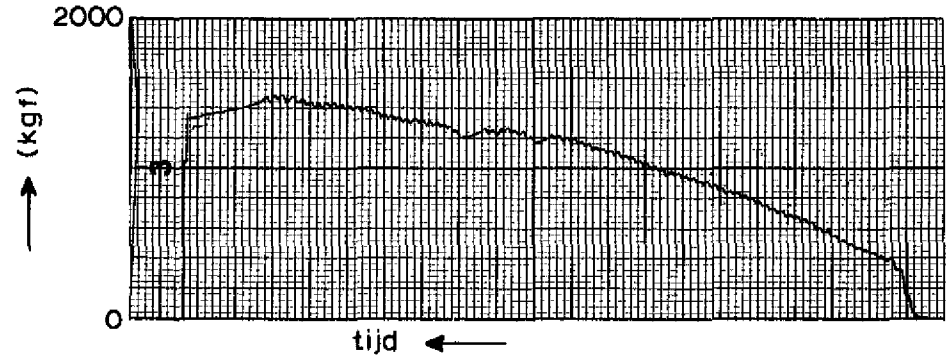

proef V18 T = 720 kgf

LAAGSTE TREKKRACHT



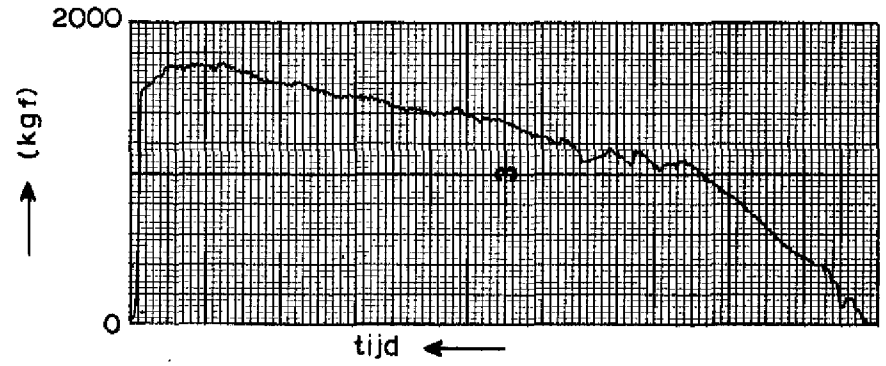

proef V20 T = 740 kgf

GEMIDDELD LAGE TREKKRACHT




proef V13 T = 1440 kgf

GEMIDDELD HOGE TREKKRACHT

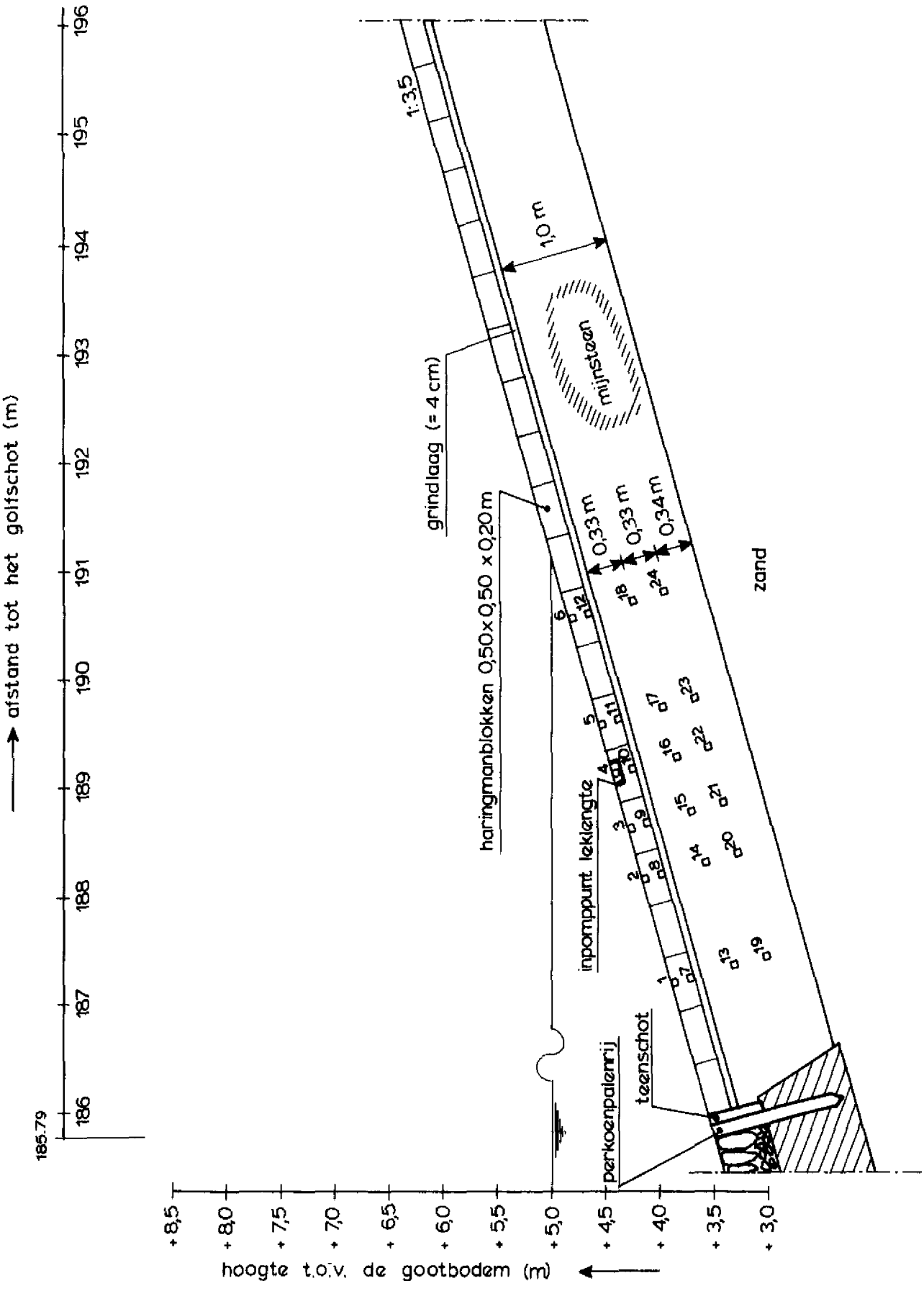



proef V15 T = 1670 kgf

HOOGSTE TREKKRACHT

KARAKTERISTIEKE REGISTRATIES TREKPROEVEN
2e VILVOORDSE GLOOIING

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 3.5




| | | |
|---|---|---|
| LANGSDOORSNEDE HARINGMANBLOKKEN GLOOIING | cot α =3,5 | |
| | SCHAAL 1 : 50 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.1 |

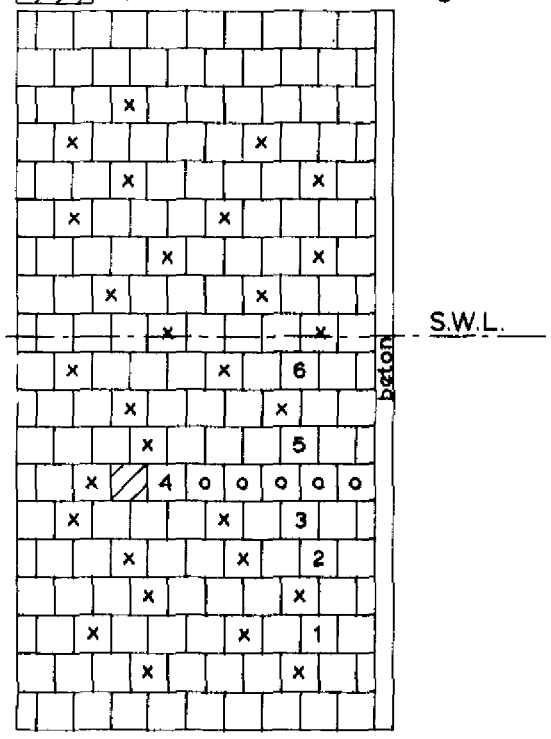
| rij | z | z-ws |
|---|---|---|
| | (m) | (m) |
| 19 | 6,14 | + 1,14 |
| 18 | 6,00 | + 1,00 |
| 17 | 5,86 | + 0,86 |
| 16 | 5,72 | + 0,72 |
| 15 | 5,58 | + 0,58 |
| 14 | 5,44 | + 0,44 |
| 13 | 5,30 | + 0,30 |
| 12 | 5,16 | + 0,16 |
| 11 | 5,02 | + 0,02 |
| 10 | 4,88 | - 0,12 |
| 9 | 4,74 | - 0,26 |
| 8 | 4,60 | - 0,40 |
| 7 | 4,46 | - 0,54 |
| 6 | 4,32 | - 0,68 |
| 5 | 4,19 | - 0,81 |
| 4 | 4,05 | - 0,95 |
| 3 | 3,91 | - 1,09 |
| 2 | 3,77 | - 1,23 |
| 1 | 3,63 | - 1,37 |

x trekblokken

1 t/m 6 drukopnemers ϕ 15 mm

o L.G.M inpomppunten ϕ 120 mm

plaats dichtheidsmeting




| rij | z | z-ws |
|---|---|---|
| | (m) | (m) |
| 14 | 5,44 | + 0,44 |
| 13 | 5,30 | + 0,30 |
| 12 | 5,16 | + 0,16 |
| 11 | 5,02 | + 0,02 |
| 10 | 4,88 | - 0,12 |
| 9 | 4,74 | - 0,26 |
| 8 | 4,60 | - 0,40 |
| 7 | 4,46 | - 0,54 |
| 6 | 4,32 | - 0,68 |
| 5 | 4,19 | - 0,81 |
| 4 | 4,05 | - 0,95 |
| 3 | 3,91 | - 1,09 |
| 2 | 3,77 | - 1,23 |
| 1 | 3,63 | - 1,37 |

1/2 blok er uit

zakking of opgelicht (mm)

schade na 17 uur $H_s$ = 1,5 m

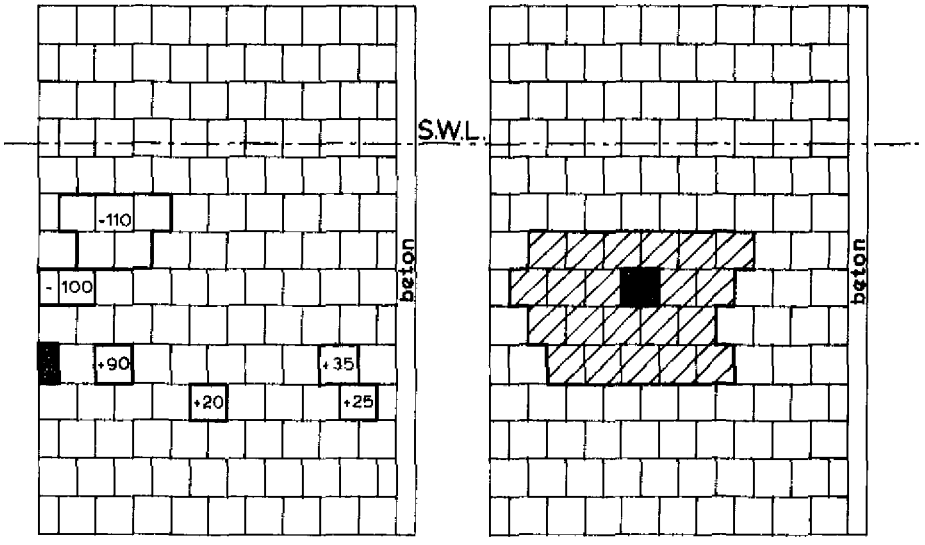
(zie foto C16)

blok er uit gehaald

schade bij destructie proef

na 155 min $H_s$ = 1,5 m

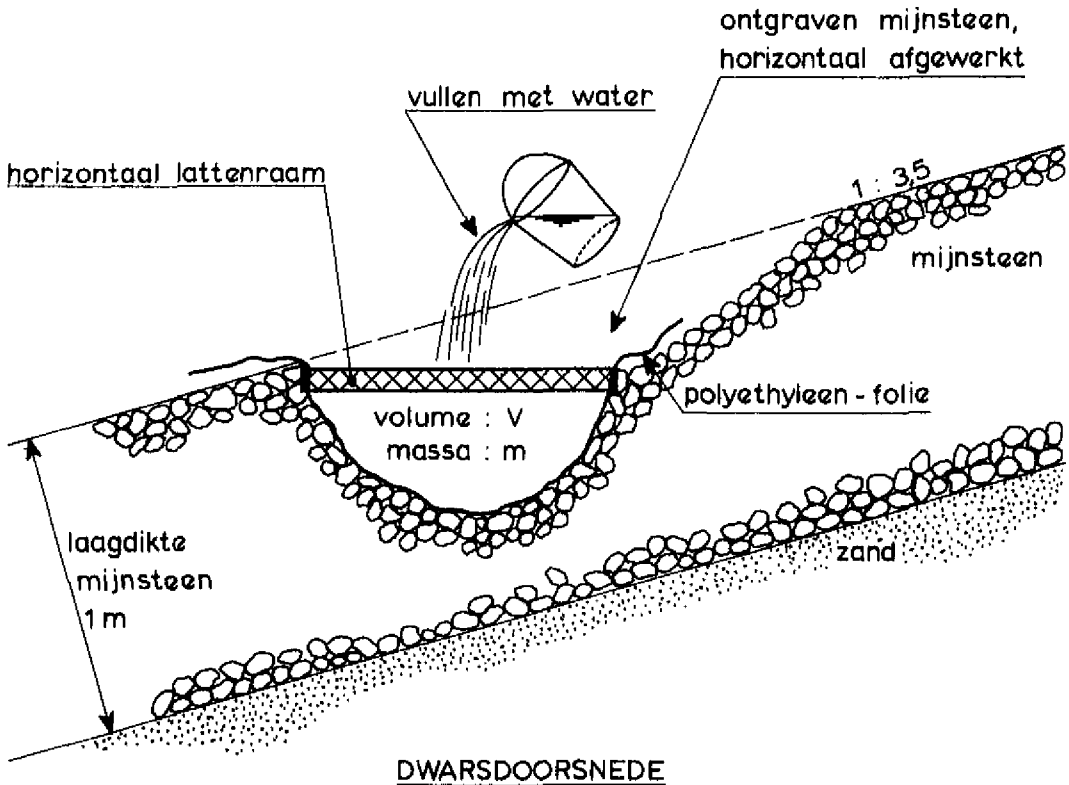
(zie foto C 19)



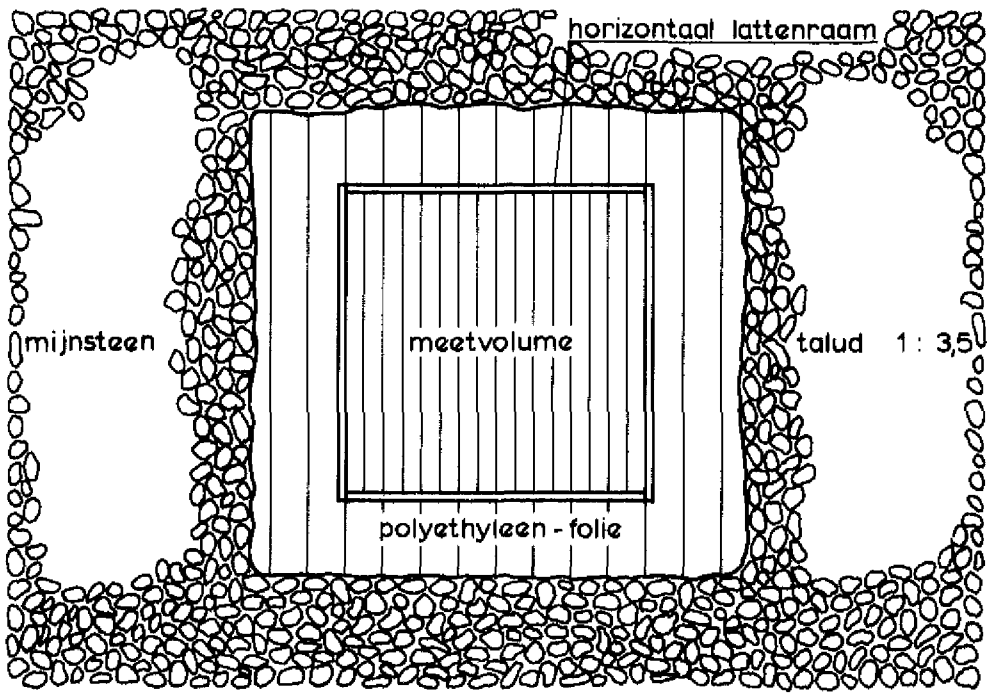

BOVENAANZICHT HARINGMANBLOKKEN GLOOIING MET OPGETREDEN SCHADE

SCHAAL 1 : 100

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.2

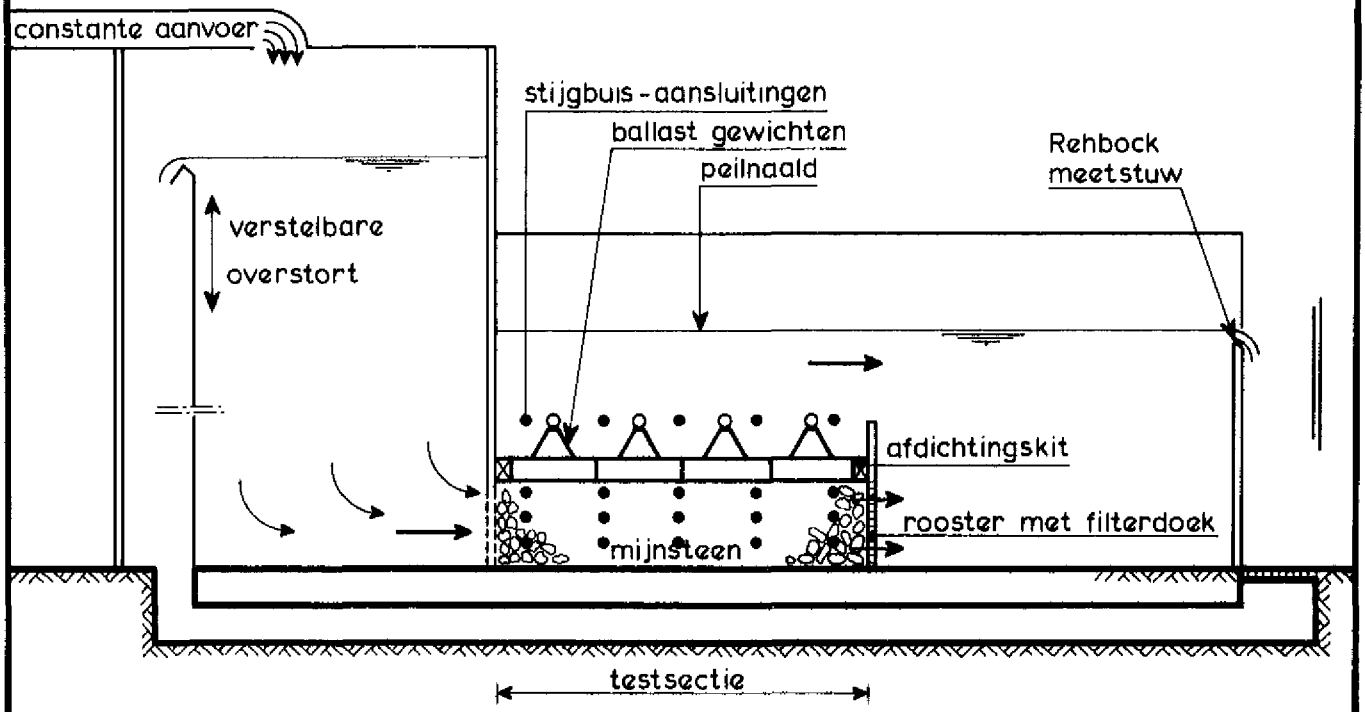



DWARSDOORSNEDE

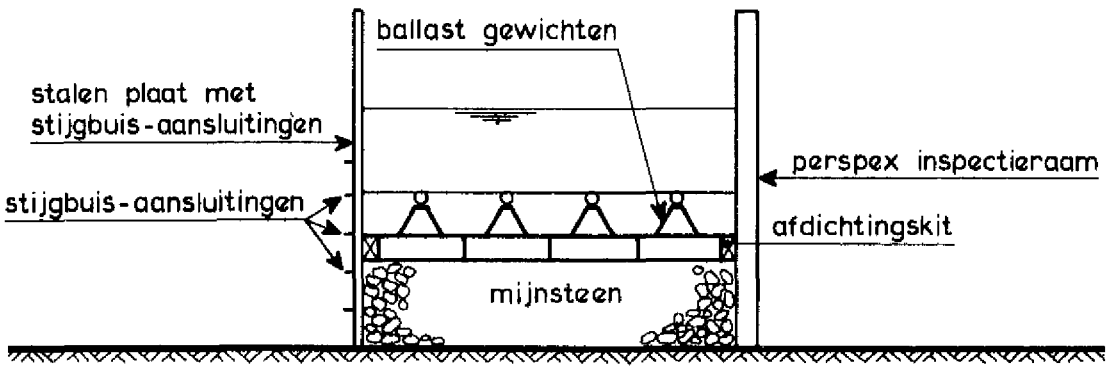



BOVENAANZICHT

| | | |
|---|---|---|
| PRINCIPE MEETOPSTELLING BEPALING VOLUMIEKE MASSA MIJNSTEEN IN DE DELTAGOOT | | |
| | SCHAAL 1 : 25 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.3 |

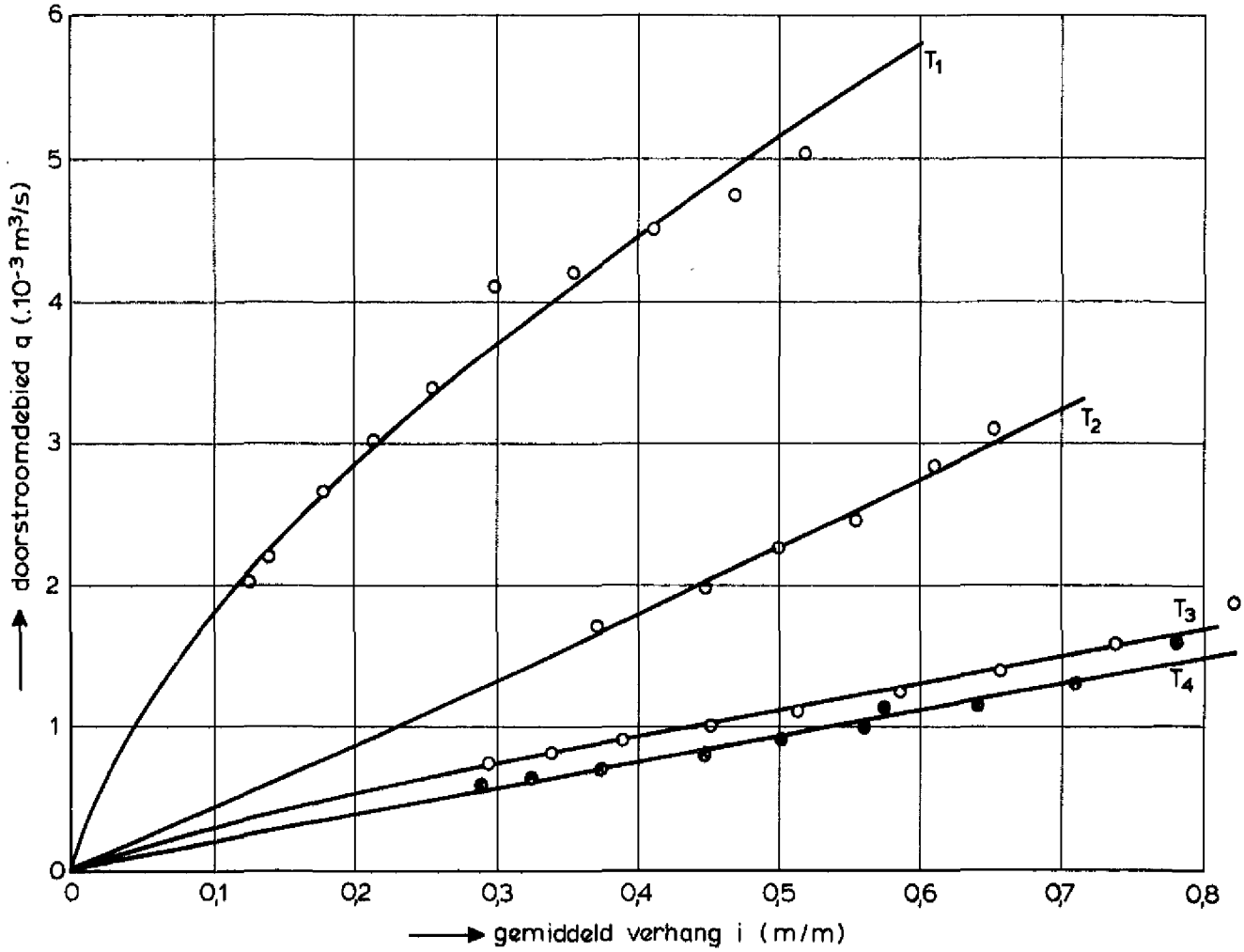


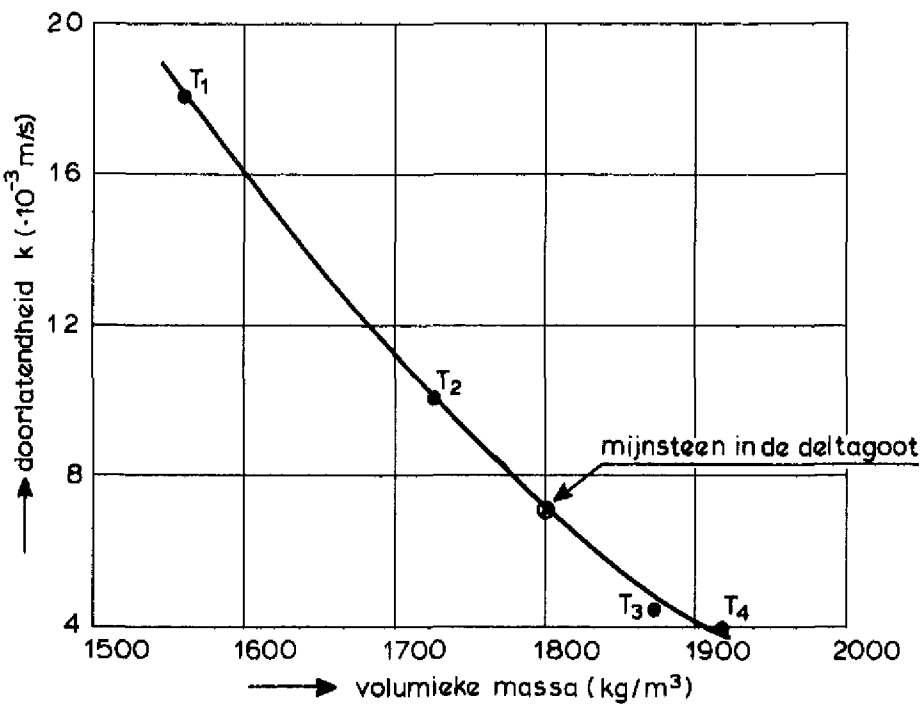

LANGSDOORSNEDE FILTERBAK




DWARSDOORSNEDE OVER TESTSECTIE

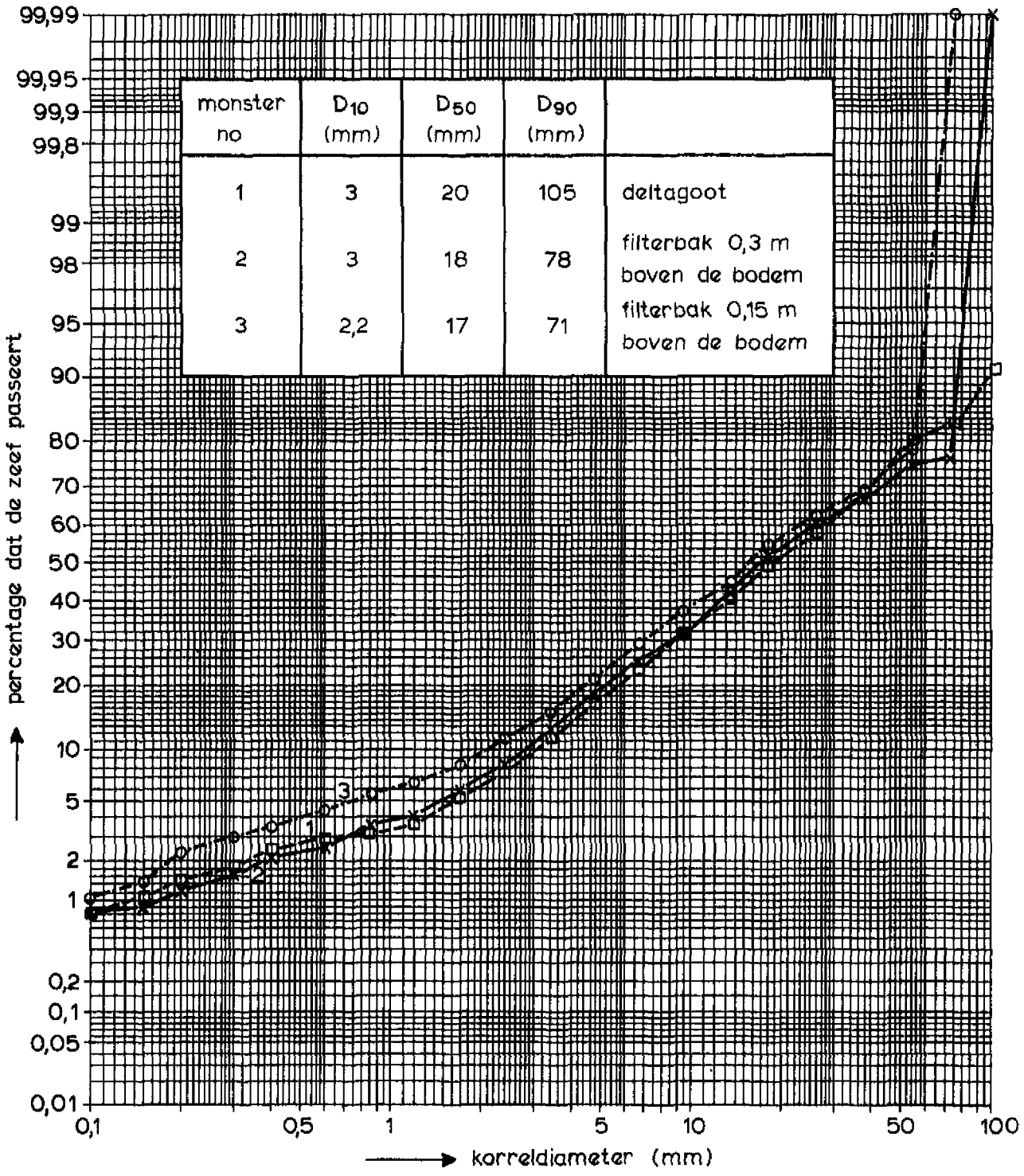
| | | |
|---|---|---|
| PRINCIPESCHETS MEETOPSTELLING<br>DOORLATENDHEIDSONDERZOEK<br>MIJNSTEEN | | |
| | NIET OP SCHAAL | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.4 |



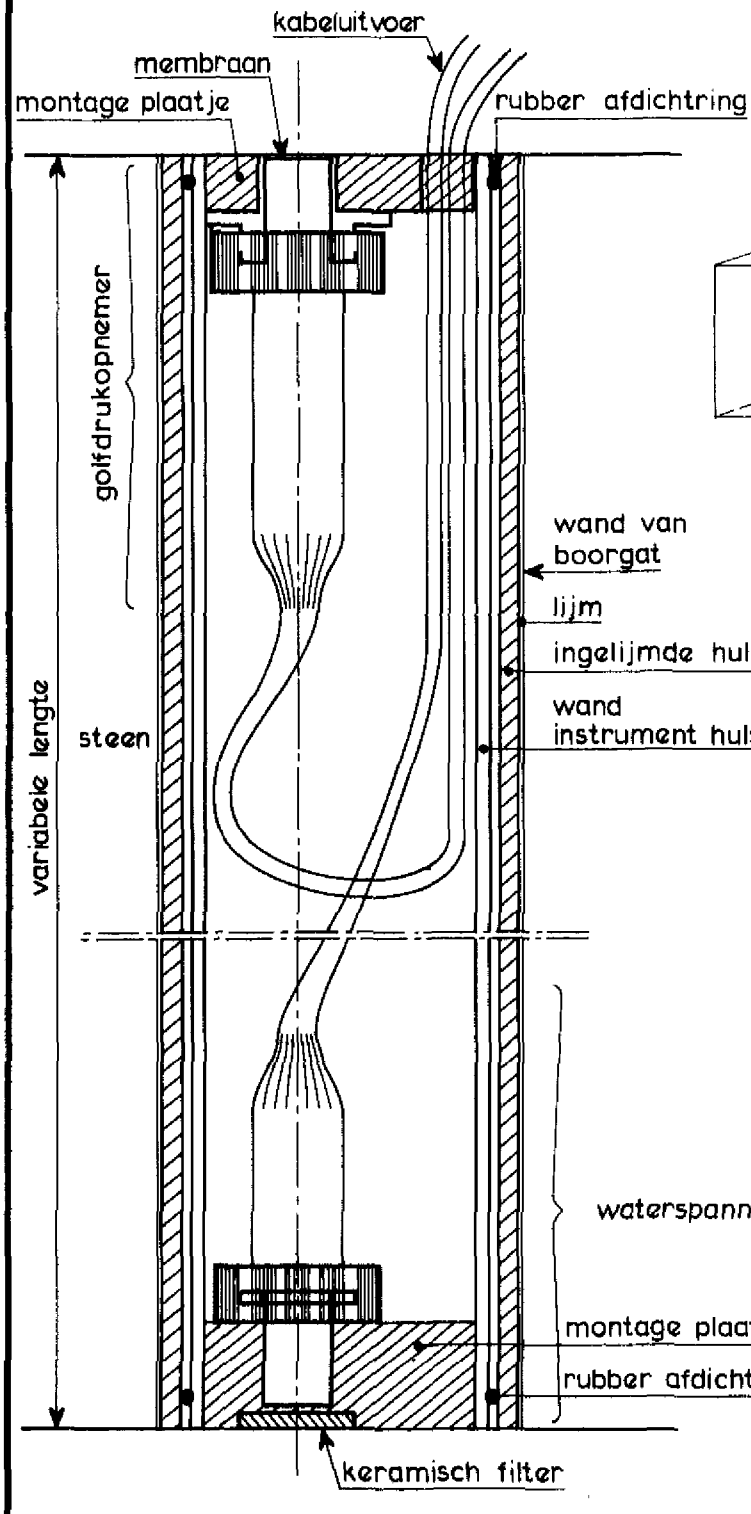

RESULTATEN DOORLATENDHEIDSONDERZOEK
MIJNSTEEN IN DE FILTERBAK

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.5

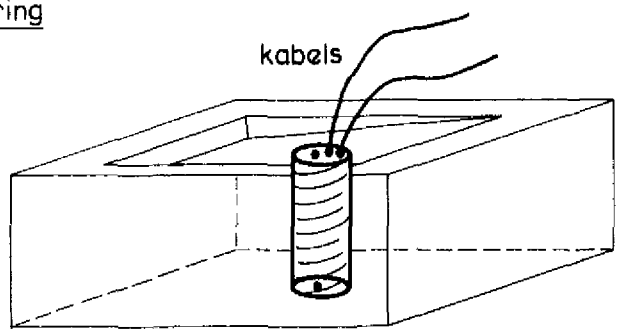



ZEEFKROMMEN VAN DE MUNSTEEN UIT DE DELTAGOOT EN DE FILTERBAK

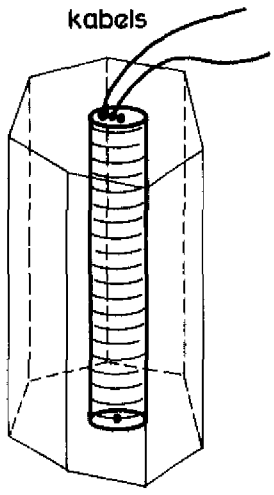
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.6




LANGSDOORSNEDE GEMONTEERDE DRUKOPNEMER-KOKER (SCHAAL 1:1)

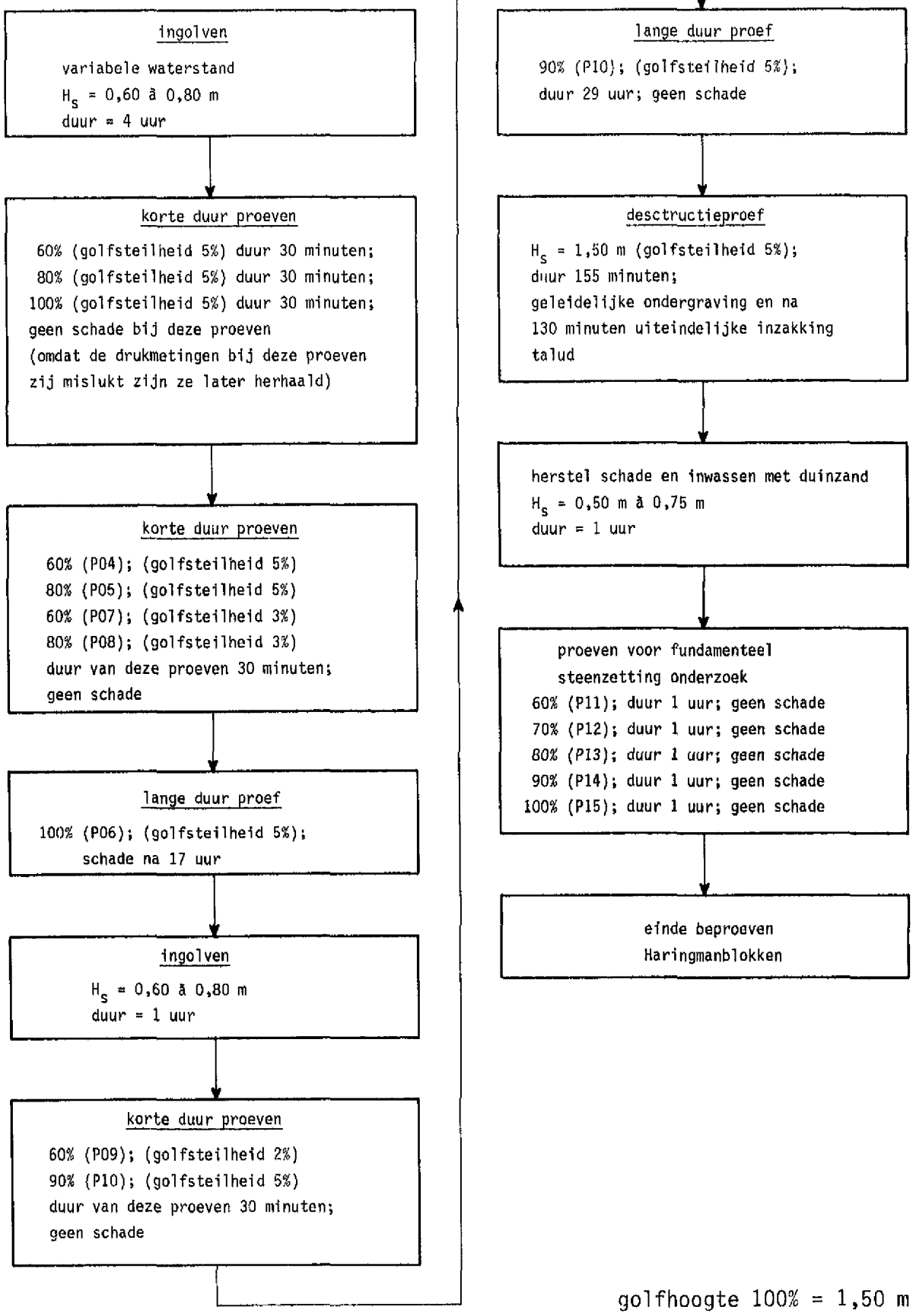



HARINGMANBLOK (SCHAAL 1:10)



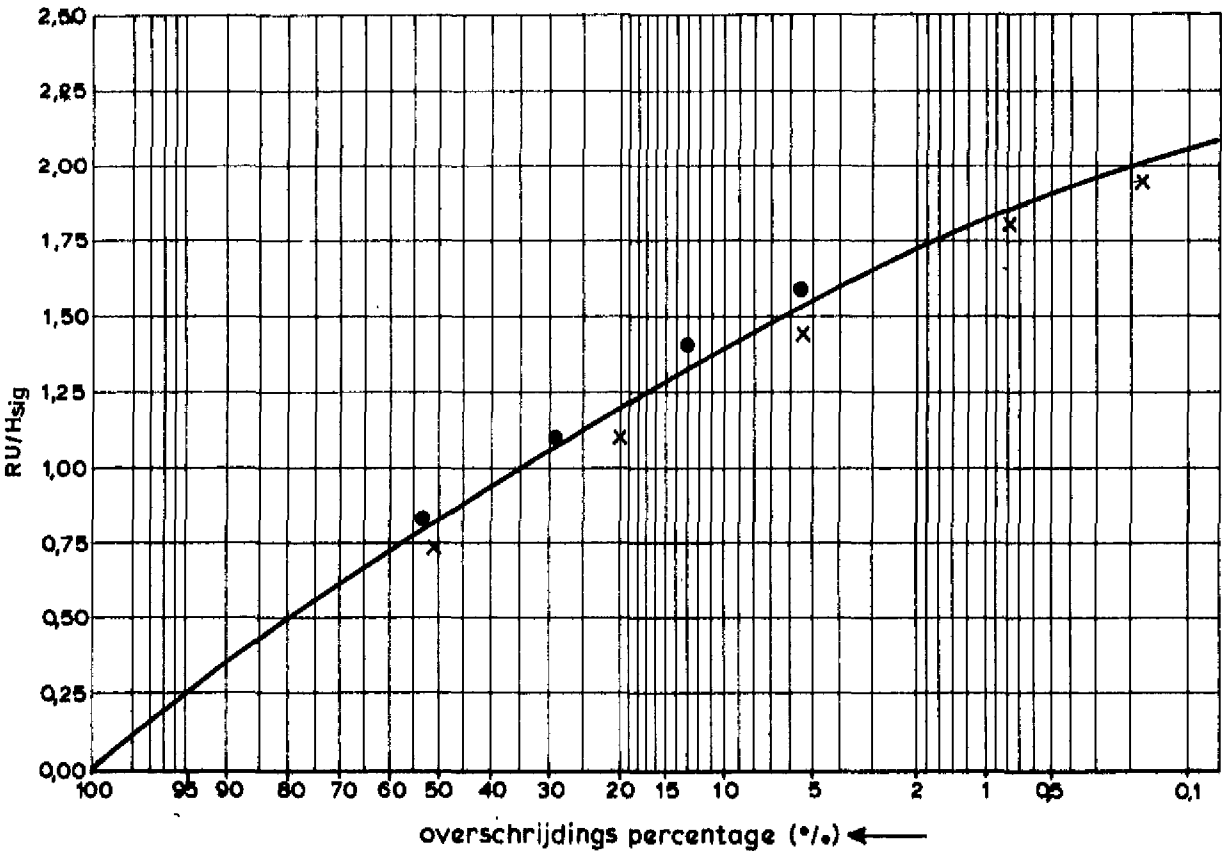

BASALTZUIL (SCHAAL 1:10)

| | | |
|---|---|---|
| INSTRUMENTATIE - KOKER VOOR HARINGMANBLOKKEN EN BASALT | | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.7 |




GEREALISEERD PROEVENPROGRAMMA VOOR HARINGMANBLOKKEN OP MIJNSTEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.8

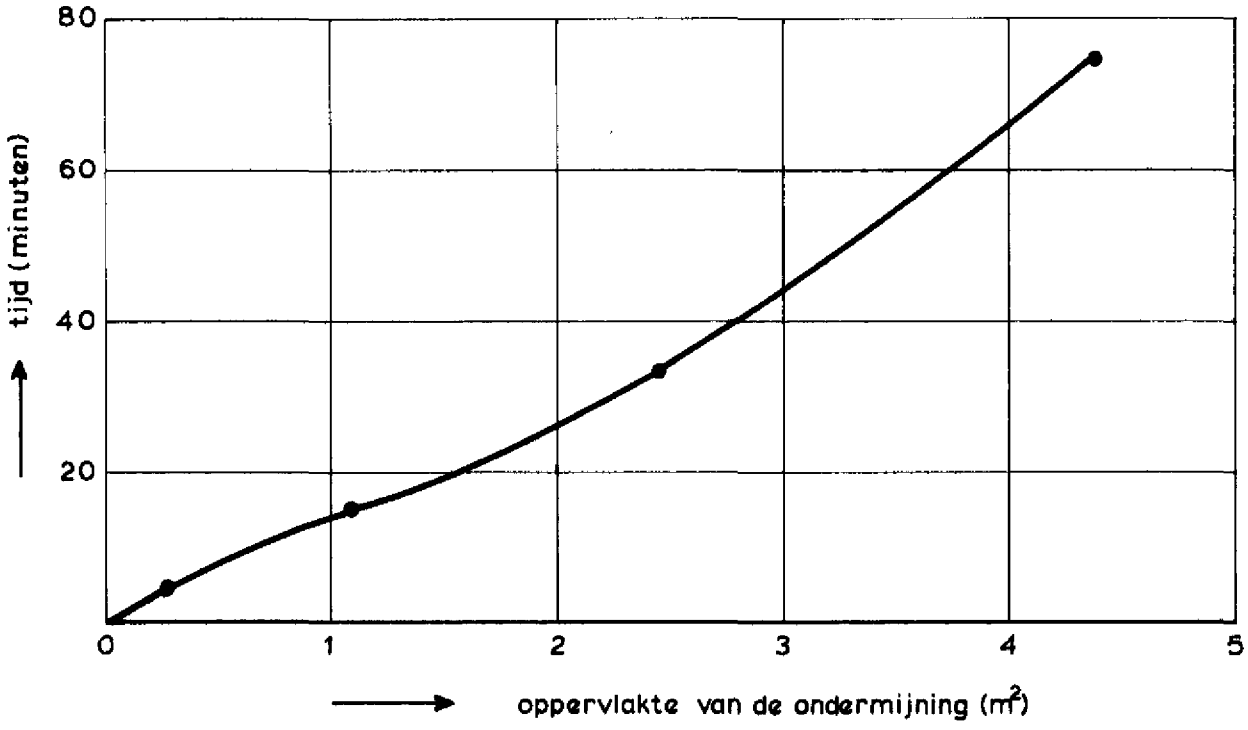



| proef | symbool | $H_{sig} / L_{pg}$ | $\xi_g$ |
|---|---|---|---|
| 4 | x | 5,6 % | 1,21 |
| 5 | ● | 4,9 % | 1,29 |

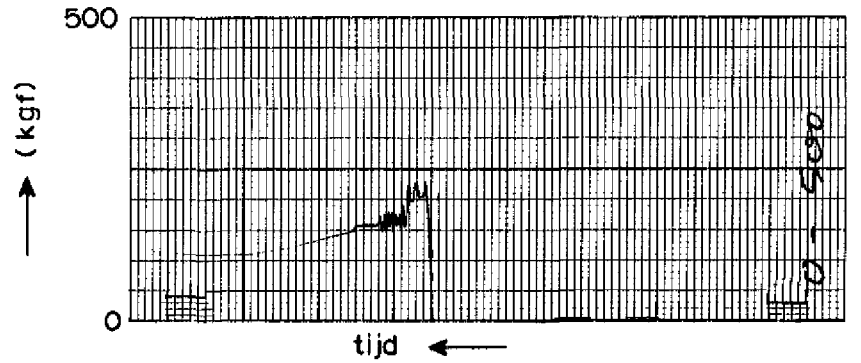
n.b. overschrijdings percentage = $\frac{\text{aantal oplopen}}{\text{aantal golven}} \cdot 100\,\%$

DIMENSIELOZE GOLFOPLOOP VOOR HARINGMANBLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2039 | FIG. 4.9

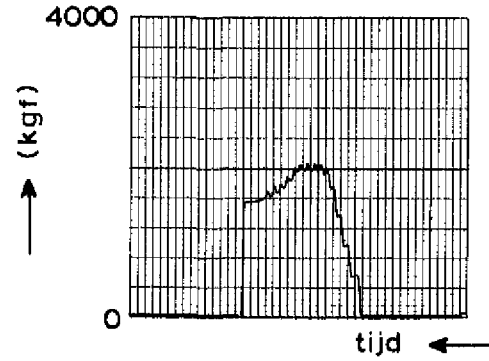


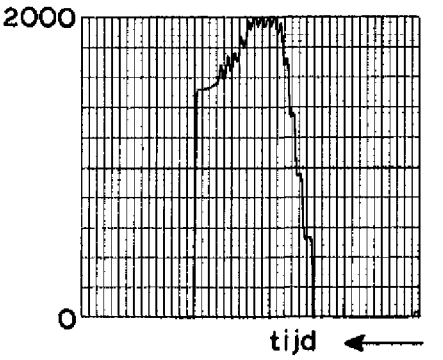

| | | |
|---|---|---|
| EROSIE VAN MIJNSTEEN DOOR GAT IN DE HARINGMANBLOKKEN GLOOIING | | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.10 |




proef 7E T = 230 kgf

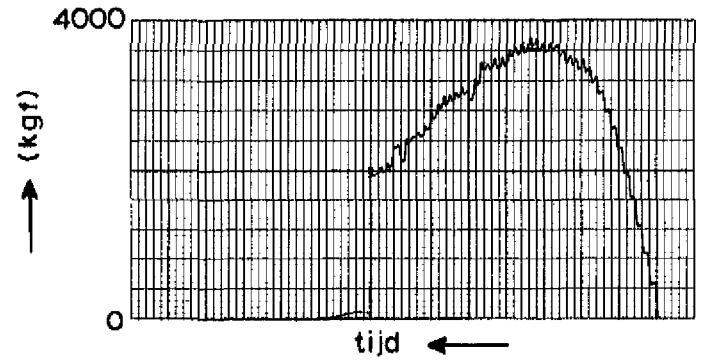
LAAGSTE TREKKRACHT



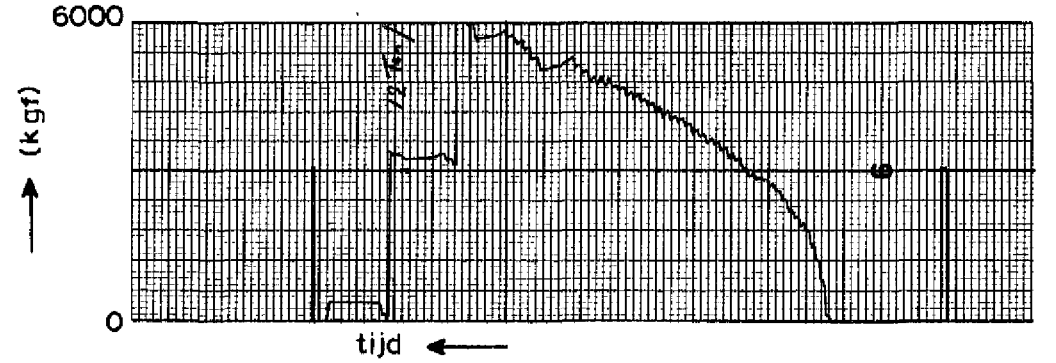

proef 21B T = 2070 kgf

GEMIDDELD LAGE TREKKRACHT




proef 15 E T = 3760 kgf

GEMIDDELD HOGE TREKKRACHT



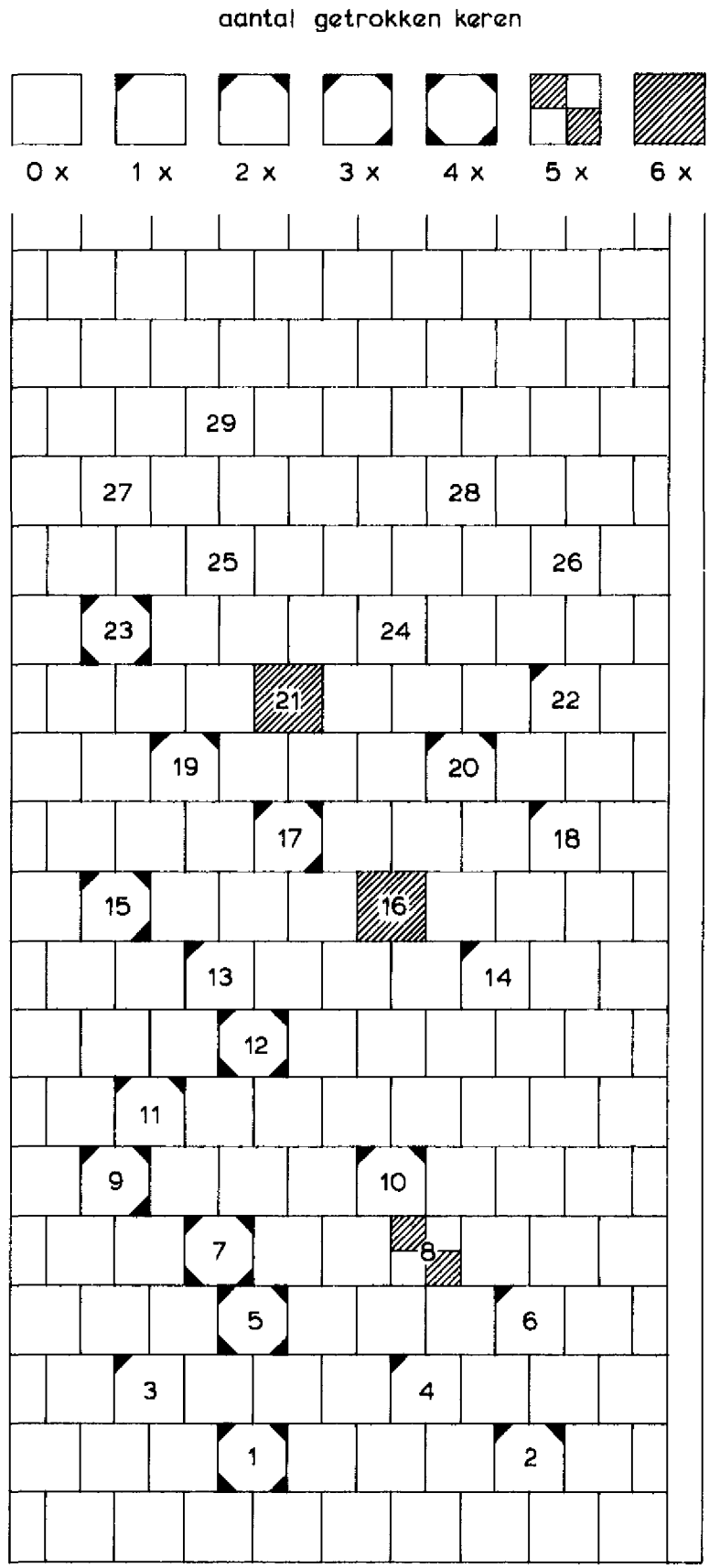

proef 8D T = 6900 kgf

HOOGSTE TREKKRACHT

KARAKTERISTIEKE REGISTRATIES TREKPROEVEN
HARINGMANBLOKKEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.11

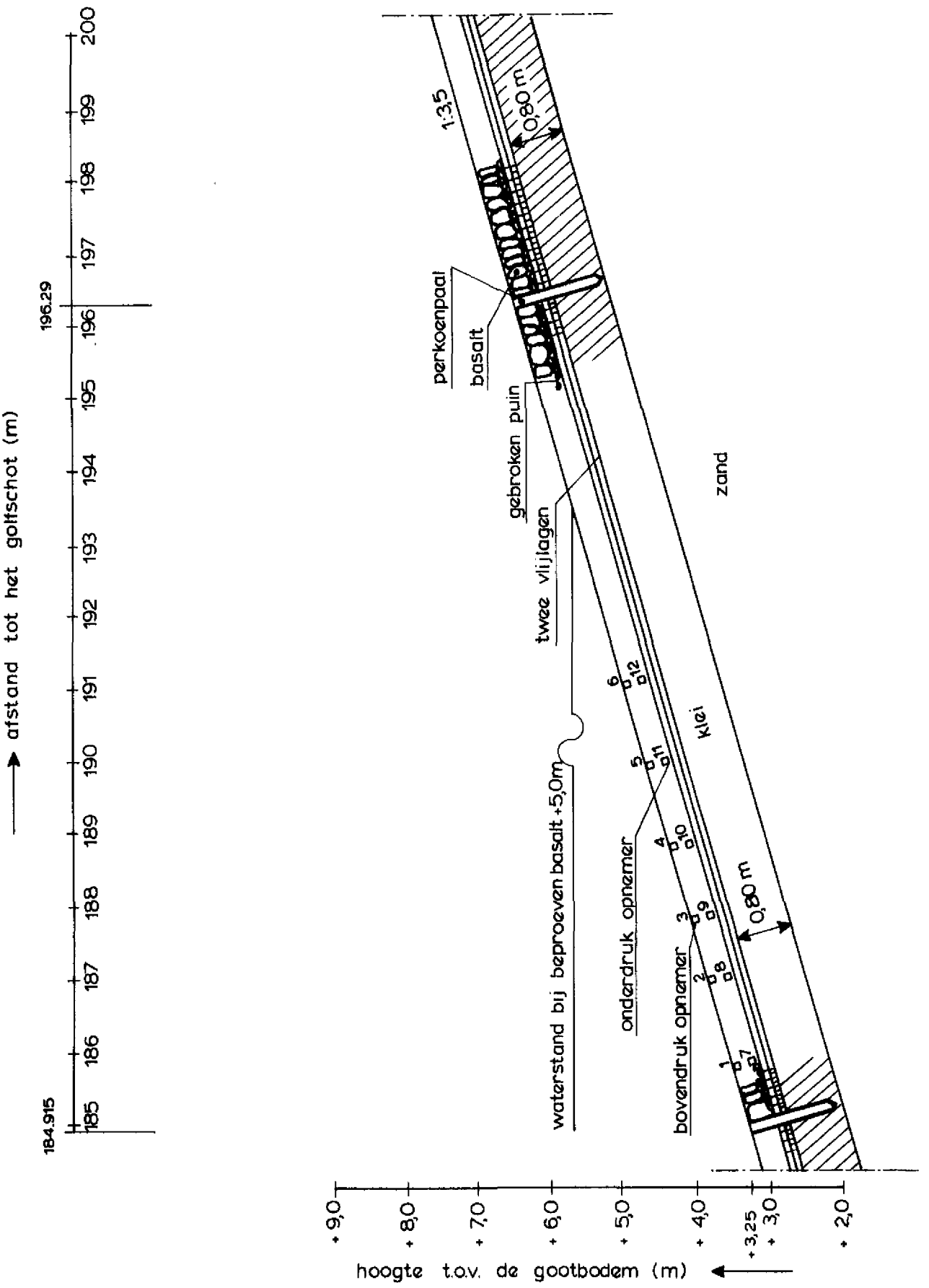
| rij | z | z-ws |
|---|---|---|
| | (m) | (m) |
| 19 | 6,14 | + 1,14 |
| 18 | 6,00 | + 1,00 |
| 17 | 5,86 | +0,86 |
| 16 | 5,72 | +0,72 |
| 15 | 5,58 | +0,58 |
| 14 | 5,44 | +0,44 |
| 13 | 5,30 | 0,30 |
| 12 | 5,16 | +0,16 |
| 11 | 5,02 | +0,02 |
| 10 | 4,88 | -0,12 |
| 9 | 4,74 | -0,26 |
| 8 | 4,60 | -0,40 |
| 7 | 4,46 | -0,54 |
| 6 | 4,32 | -0,68 |
| 5 | 4,19 | -0,81 |
| 4 | 4,05 | -0,95 |
| 3 | 3,91 | -1,09 |
| 2 | 3,77 | -1,23 |
| 1 | 3,63 | -1,37 |



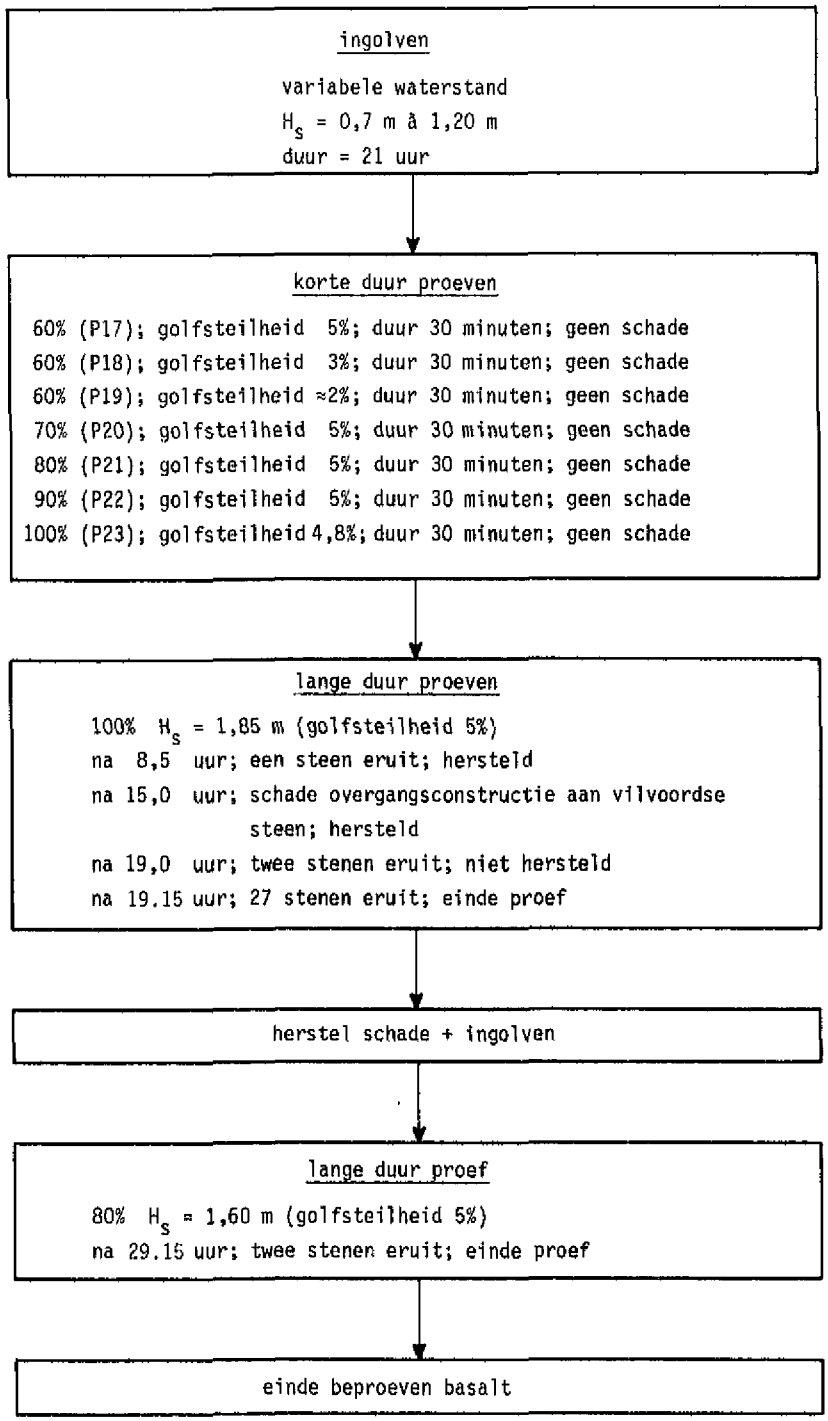

VERDELING TREKSTENEN EN TREKPROEVEN OVER HET TALUD VAN HARINGMANBLOKKEN

SCHAAL 1 : 50

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 4.12



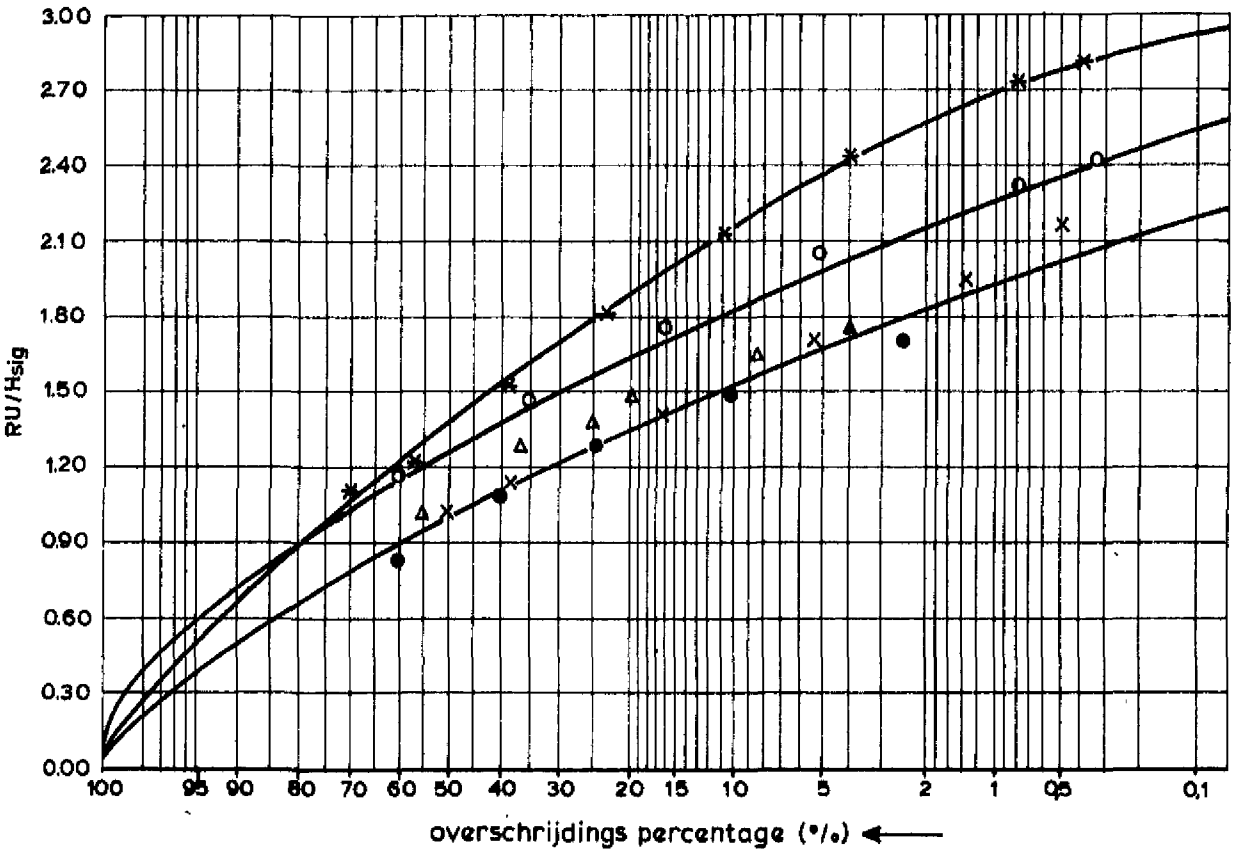

| | | |
|---|---|---|
| LANGSDOORSNEDE GLOOIING BASALT | cot α = 3,5 | |
| | SCHAAL 1 : 75 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 5.1 |




golfhoogte 100% = 2,00 m

GEREALISEERD PROEVENPROGRAMMA VOOR BASALT

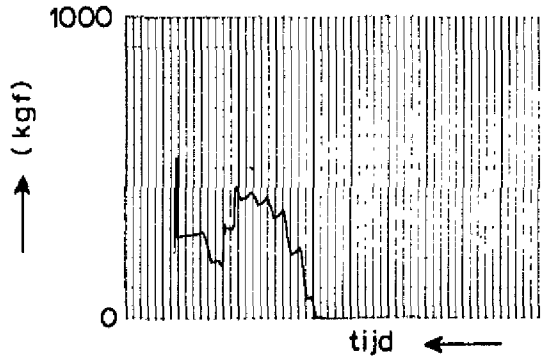
WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 5.2




| proef | symbool | $H_{sig} / L_{pg}$ | $\xi_g$ |
|---|---|---|---|
| 17 | × | 5,2 % | 1,25 |
| 21 | ● | 5,0 % | 1,28 |
| 23 | △ | 4,7 % | 1,31 |
| 18 | ○ | 2,9 % | 1,69 |
| 19 | * | 1,7 % | 2,21 |

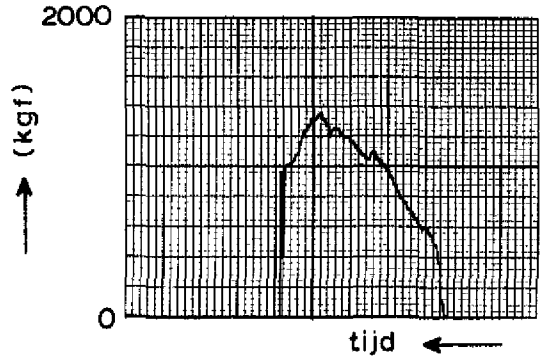
n.b. overschrijdings percentage = $\frac{\text{aantal oplopen}}{\text{aantal golven}} \cdot 100\ \%$

| | | |
|---|---|---|
| DIMENSIELOZE GOLFOPLOOP VOOR EEN BASALT GLOOIING | cot α = 3,5 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 5.3 |



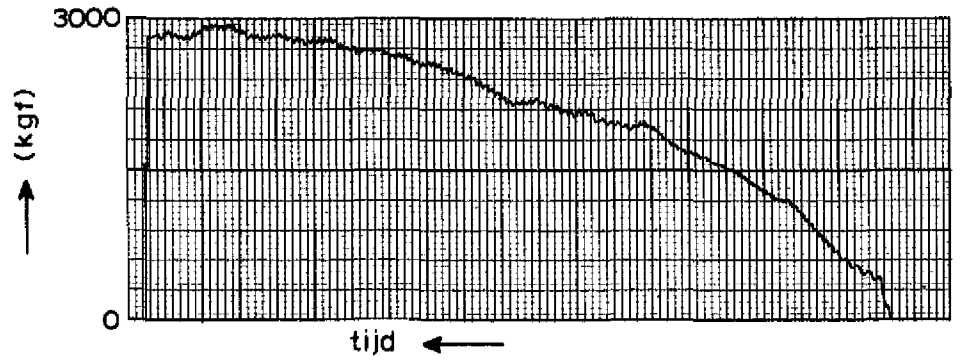

proef geel 2H T = 440 kgf

LAAGSTE TREKKRACHT



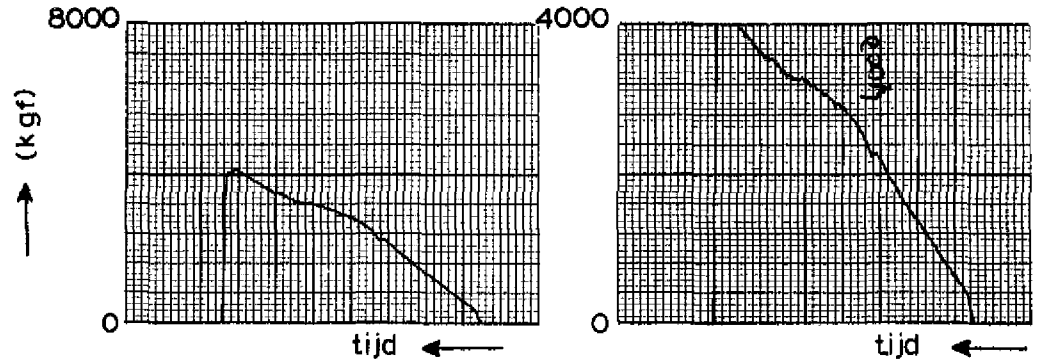

proef rood 3H T = 1360 kgf

GEMIDDELD LAGE TREKKRACHT




proef geel 30H T=2940 kgf

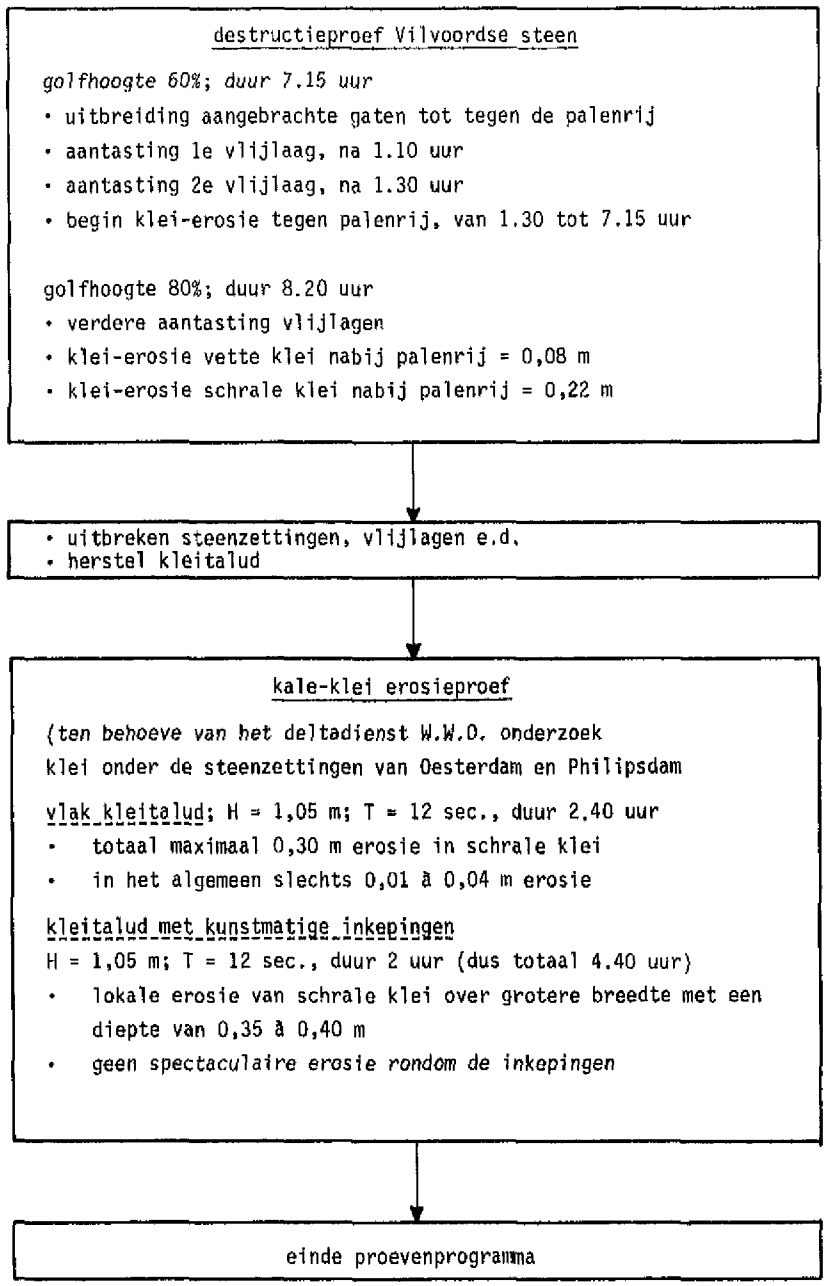
GEMIDDELD HOGE TREKKRACHT




proef rood 30H T = 4000 kgf

HOOGSTE TREKKRACHT

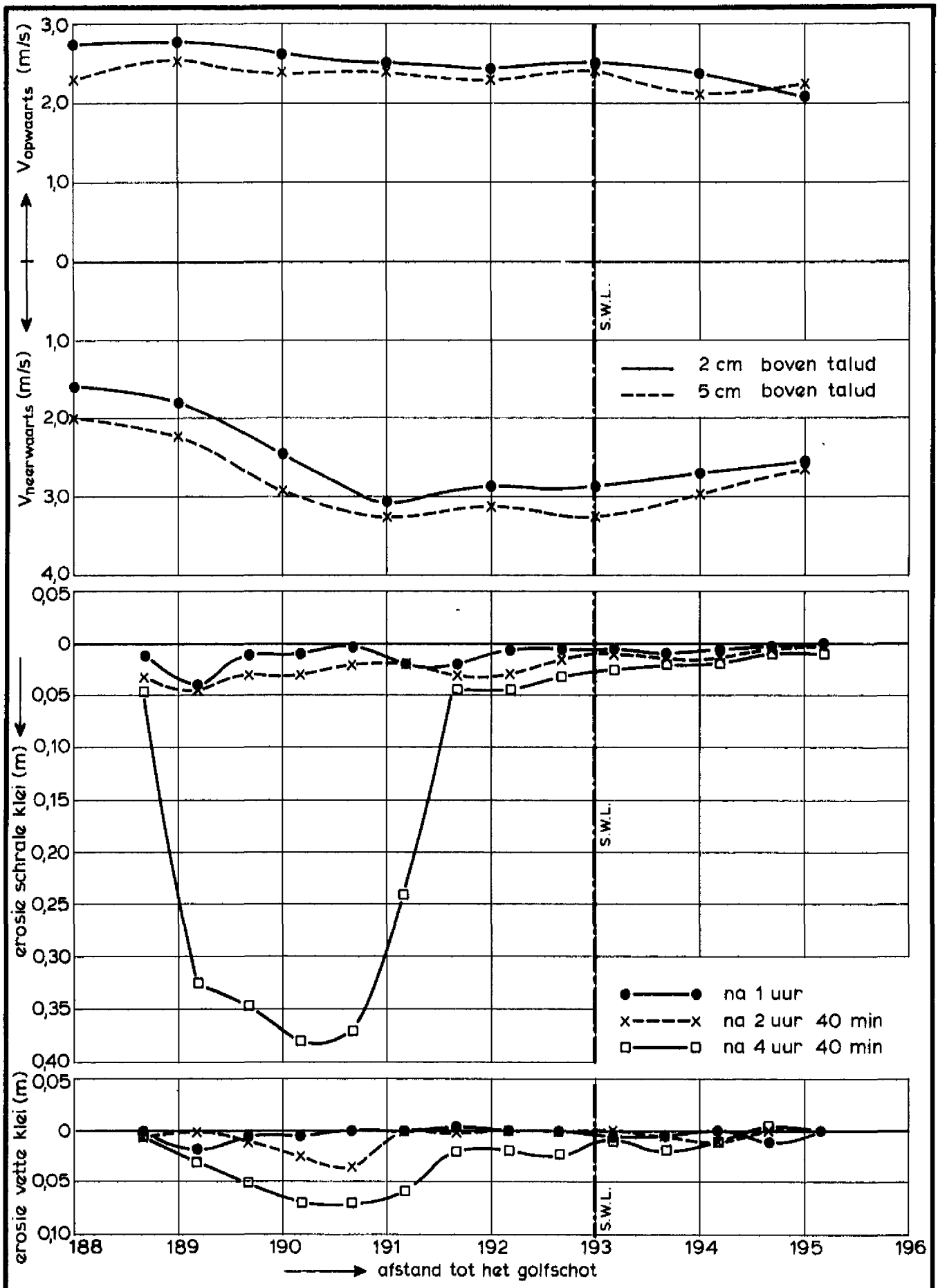
| | | |
|---|---|---|
| KARAKTERISTIEKE REGISTRATIES TREKPROEVEN BASALT | | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 5.4 |




golfhoogte 100% = 1,27 m

GEREALISEERDE DESTRUCTIEPROEVEN VILVOORDSE STEEN EN KALE-KLEI EROSIEPROEF

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 7.1




| WATERSNELHEDEN EN KLEIEROSIE BIJ DE KALE KLEI-EROSIEPROEF | GOLFPERIODE T = 12 sec | GOLFHOOGTE H = 1,05 m |
|---|---|---|
| | | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. 8.1 |

BIJLAGE A

Bijdrage Laboratorium voor Grondmechanica (L.G.M.)

## A.1. Overzicht

De bijdrage van het LGM aan het PROVO onderzoek bestaat uit 3 onderdelen:

1. Het meten van de leklengte van de verschillende zettingen
2. Het bepalen van de kritieke waterstand voor het beproeven van de overgangsconstructie
3. Enige kleiclassificatie proeven.

In dit hoofdstuk worden deze verschillende onderdelen behandeld.

De leklengte is een parameter die een maat is voor de overdrukken over een zetting die bij gegeven golfaanval te verwachten zijn. Een grote leklengte geeft grote overdrukken, een kleine leklengte kleine. De leklengte is in dit onderzoek bepaald met behulp van een pompproef. Op meerdere plaatsen is water in de zetting gepompt. Uit de hierdoor gecreëerde verschildruk en het verloop hiervan over de zetting is de leklengte voor de verschillende zettingen bepaald.

De kritieke waterstand voor het beproeven van de overgangsconstructies is bepaald met behulp van het computerprogramma STEENZET. Voor de taludbekleding bestaande uit vilvoordse steen zijn met behulp van dit programma meetresultaten gesimuleerd. Voor verschillende parameters die volgden uit de leklengte meting en die alle redelijke overeenkomst geven tussen berekeningen en metingen zijn toen enige berekeningen uitgevoerd waarin de maximale hoogte van de taludbekleding en filterlaag (dus de plaats van de overgangsconstructie) is gevarieerd. De resultaten van die berekeningen geven aan bij welk niveauverschil tussen de overgangsconstructie en de stilwaterlijn de verschildrukken maximaal zijn.

De uitgevoerde classificatieproeven zijn standaardproeven voor de beoordeling van klei. Voor het kleionderzoek ten behoeve van de Oesterdam is een veel uitgebreider meetprogramma uitgevoerd waarvoor gedurende de proeven op verschillende tijdstippen monsters gestoken zijn. De resultaten van deze proeven worden vermeld in [1].

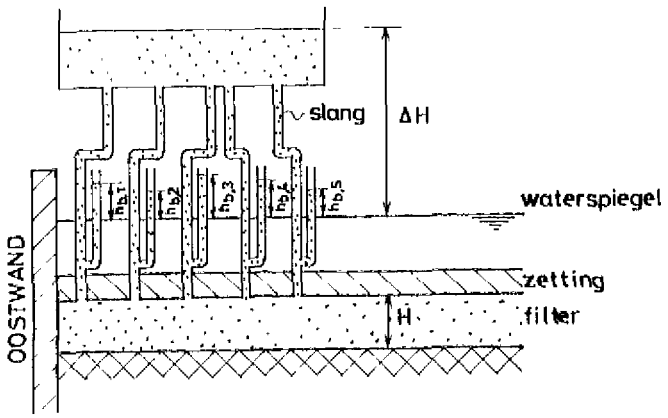
## A.2. Meting van de leklengte

### A.2.1. Inleiding

Bij de uitwerking van de stroming in de filterlaag onder een steenzetting is gebleken, dat de leklengte een grote rol speelt. Dit is een maat, die het invloedsgebied aangeeft van een wijziging van een waterspanning in de filterlaag. De waarde ervan hangt af van de geometrie van de zettingen, de doorlatendheden van de filterlaag en de ruimten tussen de stenen.
Zitten bijvoorbeeld de ruimten tussen de stenen verstopt, dan is het invloedsgebied onbeperkt. Immers het water kan dan niet tussen de stenen afstromen; wijzigingen in druk zijn dan overal in het filter merkbaar. Zijn daarentegen de ruimten tussen de stenen veel en veel doorlatender dan de filterlaag zelf, dan is het invloedsgebied gering; water stroomt gemakkelijk tussen de stenen weg, waardoor overdruk zich snel afbouwt.
Theoretisch kan de leklengte bepaald worden uit de genoemde doorlatendheden en geometrie. Echter het grillige karakter van met name natuursteenzettingen en de toch al twijfelachtige doorlatendheidsbepalingen maken dit minder zinvol. Beter is het de leklengte als fysische parameter te meten aan een bestaande zetting. Achteraf kan dan bekeken worden of dit rijmt met de overige fysische parameters.
Zo'n meting van de leklengte komt neer op het inpompen van water in de filterlaag. De leklengte kan dan bepaald worden aan de hand van waterspanningsmetingen op enkele plaatsen direkt onder de zetting. Er zijn leklengtemetingen gedaan op drie verschillende steenzettingen, en wel op steenzettingen met respectievelijk haringmanblokken, vilvoordse steen en basalt. Voor elk type zetting zijn 2 metingen uitgevoerd. Voor de vilvoordse steen was dat direkt na het inbouwen van de le zetting van vilvoordse steen en na enige proeven en extra inwassen.
De leklengte van de Haringman blokkenglooiing is gemeten direkt na inbouwen, voordat de eerste belastingproeven zijn uitgevoerd en na de eerste maal schade. De leklengte van de basalt is gemeten direkt na het inbouwen van de basaltglooiing en aan het einde van de proevenserie op de basalt.
In dit rapport worden de meetresultaten besproken, terwijl tevens de leklengtes voor de verschillende steenzettingen worden bepaald.

A.2.2. Theorie leklengtemeting

In het rapport "In-situ meting van de leklengte in een taludbekleding van gezette steen" [2] zijn theoretisch verschillende mogelijkheden onderzocht om met behulp van een pompproef de leklengte te bepalen. De beste resultaten blijken te verwachten als op meerdere plaatsen op een lijn op constante hoogte langs het talud water in een glooiing gepompt wordt. Daarbij moeten deze "imppompunten" zich onder de stilwaterlijn bevinden. Een principe-schets van de meting is gegeven in figuur A.1.




ΔH = stijghoogte a/h begin van alle slangen
$h_{b,i}$ = stijghoogte a/h eind van slang i

fig. A1. Principe-schets van de leklengtemeting

Voor het verband tussen de stijghoogte aan de onderkant van de inpomppunt en het debiet door dat inpomppunt geldt:

$$h_{o,i} \approx \frac{Q_I}{2\pi kb} K_o (r_w/\lambda) \qquad (1)$$

Hierin is:

| | | |
|---|---|---|
| $h_{o,i}$ | = stijghoogte aan de onderkant van inpomppunt i | (m) |
| $Q_i$ | = debiet door inpomppunt i | ($m^3/s$) |
| k | = doorlatendheid filter | (m/s) |
| b | = dikte filter | (m) |
| $K_o$ | = Besselfunctie van de nul-orde | |
| $r_w$ | = straal inpomppunt (= straal slang) | (m) |
| $\lambda$ | = leklengte ($= \sqrt{\frac{kbd}{K'}}$)* | (m) |
| d | = dikte toplaag | (m) |
| K' | = doorlatendheid toplaag | (m/s) |

De eerste gedachte was, uit (1) de inpompdebieten te bepalen, uitgaande van de veronderstelling dat de stijghoogte aan de onderkant van inpomppunt i gelijk is aan de stijghoogte aan het eind van slang i. Deze laatste is immers gemeten. Uit vergelijking (1) kan dan - mits k * b van de filterlaag bekend is - $Q_i$ worden opgelost. Uit op deze manier uitgevoerde berekeningen bleek, dat de gedane aanname (stijghoogtes boven en onder de steenzetting zijn gelijk) niet juist is. Vooral in het geval dat de doorlatendheid plaatselijk veel kleiner is, ontstonden problemen. Zo ontstonden verschillen in doorlatendheid bij de tweede proef met haringmanblokken door zandophoping bij de inpomppunten.
De onbekende inpompdebieten kunnen echter ook worden bepaald, uitgaande van het verhang over de slang. Het verhang over de slang wordt gevonden door het stijghoogteverschil over de slang te delen door de lengte ervan. Wordt uitgegaan van turbulente stroming, dan geldt de niet-lineaire wet van Darcy (het debiet is recht evenredig met de wortel van het verhang).

---

*De leklengte is hier dus wat anders gedefinieerd dan in het fundamenteel onderzoek steenzettingen (zie bijvoorbeeld [3]), waar geldt: $\lambda = \sin\alpha \sqrt{\frac{kbd}{K'}}$. Vermenigvuldigen van de hier gevonden waarden voor de leklengte met sin $\alpha$ geeft dus dezelfde leklengte als gebruikt in het fundamenteel onderzoek steenzettingen.

Voor het debiet $Q_i$ wordt op deze manier gevonden:

$$Q_i = k_s A_s \sqrt{(\Delta H - h_{b,i})/L} \qquad (2)$$

Hierin is:

| | | |
|---|---|---|
| $Q_i$ | = debiet door inpomppunt i | ($m^3/s$) |
| $k_s$ | = doorlatendheid slang | (m/s) |
| $A_s$ | = doorsnede slang | (m) |
| $\Delta H$ | = stijghoogte aan het begin van de slang | (m) |
| $h_{b,i}$ | = stijghoogte aan de bovenkant van inpomppunt i = stijghoogte aan het eind van slang i | (m) |
| L | = lengte slang | |

Doordat het debiet door slang 3 gemeten was kon de juistheid van vergelijking (2) worden getoetst. Zo kon vergelijking (2) bepaald worden. De op deze manier gevonden waarden voor $k_s$ bleken te variëren van $3,0 \sqrt{L/A_s}$ tot $3,5 \sqrt{L/A_s}$ m/s. Deze waarde is dus als constant te beschouwen. (2) invullen in (1) levert:

$$h_{o,i} = \frac{k_s A_s \sqrt{(\Delta H - h_{b,i})/L}}{2\pi\, kb} K_o\,(r_w/\lambda) \qquad (3)$$

De waarde van kb kan uit vergelijking (1) opgelost worden door arbitrair te stellen, dat de kleinste waarde van $h_{b,i}$, gemeten met stijgbuisjes (= $h_{min}$) gelijk is aan $h_{o,i}$ aldaar.
Vergelijking (3) levert dan:

$$kb = \frac{k_s A_s \sqrt{(\Delta H - h_{min})/L}}{2\pi h_{min}} K_o\,(r_w/\lambda) \qquad (4)$$

Vergelijking (4) invullen in (3) levert:

$$h_{o,i} = \frac{\sqrt{\Delta H - h_{b,i}}}{\sqrt{\Delta H - h_{min}}} \qquad (5)$$

Nadat op deze manier $h_{oi,}$ voor de vijf inpomppunten is bepaald, kan met behulp van de analytische oplossing de drukverdeling onder de steenzetting worden berekend. De waarde van $h_{o,i}$ kan berekend worden zonder de leklengte te kennen.

A.2.3. Analytische oplossing

De plaats van de inpomppunten en drukopnemers bij de proef op de haringmanblokken is gegeven in figuur A2.

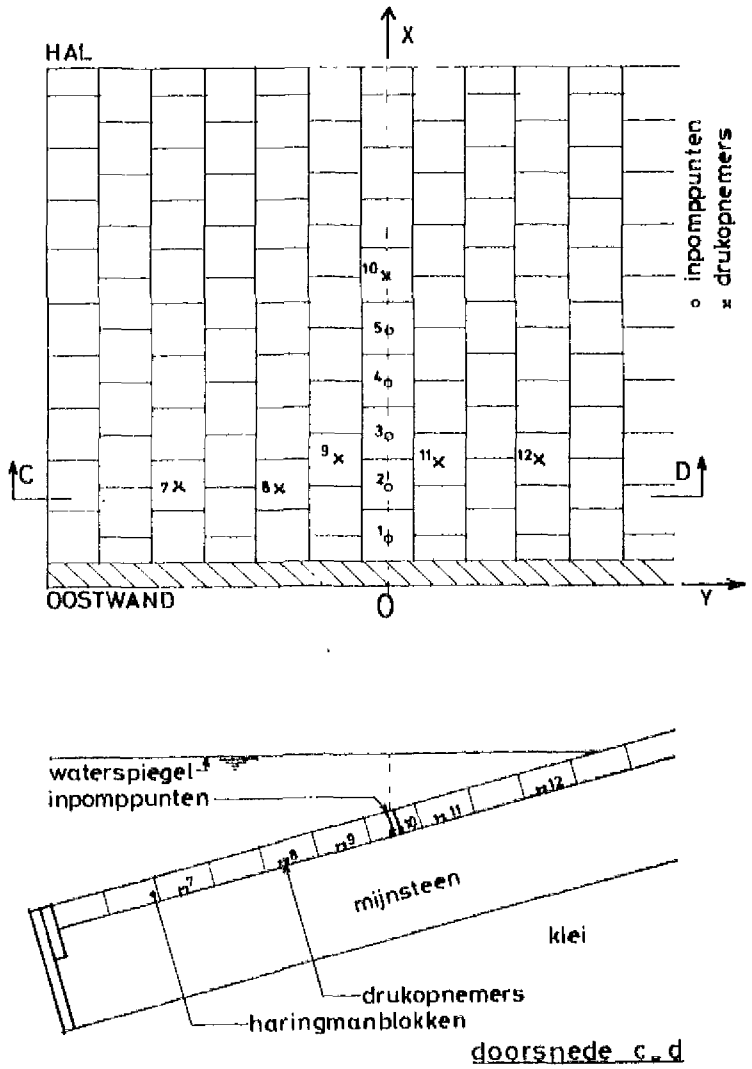



fig. A 2. Plaats van inpomppunten en drukopnemers bij de haringmanblokken.

Voor de randvoorwaarde is genomen dat bij de twee gootwanden en het eind van het filter (waar een schot is aangebracht) het debiet nul is. Bij de stilwaterlijn is gesteld dat daar de stijghoogte in het filter nul is. Deze laatste randvoorwaarde is discutabel en is gekozen omdat bij de stilwaterlijn niets bekend is over de stijghoogte of het debiet. Later zou echter blijken dat deze randvoorwaarde in de buurt van de inpomppunten en daar waar de drukopnemers zijn geplaatst nauwelijks invloed heeft. Alleen bij drukopnemer 12, die zich vlak bij de stilwaterlijn bevindt, ontstonden grote verschillen tussen de analytische oplossing en de gemeten waarden. Vandaar dat de meetresultaten van drukopnemer 12 verder niet in de berekeningen zijn verwerkt.
De analytische oplossing wordt gevonden door uit te gaan van de oplossing van een bron, en die dan op de vijf inpomppunten toe te passen. Aan de randvoorwaarden wordt voldaan door met spiegelbronnen en -putten te werken.
Door nu de oplossingen van de vijf inpomppunten, de spiegelbronnen en -putten te superponeren wordt de totale oplossing verkregen. Dan is dus de stijghoogte op elk willekeurig punt in het filter bekend.
Voor het bepalen van de analytische oplossing is de leklengte nodig. Deze moet nu juist berekend worden en is dus nog niet bekend. De analytische oplossing wordt nu voor verchillende waarden van de leklengte bepaald, waarna elke oplossing wordt vergeleken met de gemeten drukken. Door nu te kijken welke analytische oplossing (en dus welke waarde van de leklengte) het best overeenkomt met de gemeten drukken kan (eventueel via middelen) de waarde van de leklengte bepaald worden.

### A.2.4. Experimentele uitvoering leklengte meting

De inpomppunten zijn met slangen verbonden met een bak die 6 $m^3$ water kan bevatten. Deze bak hangt gedurende de metingen in de portaalkraan van de Deltagoot. Door de hoogte te variëren kan het drukverschil worden gevarieerd. Voor een meting wordt de bak volgepompt. De tijdsduur die nodig is om de bak leeg te laten lopen bepaalt het totale debiet door de slangen. Ook is bij één inpomppunt het debiet nog afzonderlijk gemeten met een elektrische debietmeter. De slangdiameter en de diameter van de inpomppunten is 0,05 m. Bij de inpomppunten is de stijghoogte met behulp van stijgbuisjes gemeten.

Tijdens het leeglopen van de bak wordt de drukverdeling onder de zetting met de waterspanningsmeters die in het talud zijn aangebracht geregistreerd.

Dit zijn dezelfde waterspanningsmeters als gebruikt voor meting van de waterspanningen tijdens golfaanval. De plaatsen waar deze meters zijn aangebracht zijn getekend in de figuren 3.1, 4.1 en 5.1.
Om de gemeten drukken onder de steenzetting te kunnen corrigeren voor waterstandsvariaties in de goot is met een golfdrukmeter ook de druk buiten op de zetting gemeten. Alle signalen zijn geregistreerd op een meerkanalige x-t schrijver.

Toen bleek dat voor natuursteenglooiingen het drukverschil over de zetting dat kan worden opgewekt vrij klein is, is besloten tot een extra ijking van de instrumentatie. De waterstand van de goot is daarbij 11 cm verlaagd. Het bleek dat alle drukopnemers binnen de afleesfout van de gebruikte schrijver ook een drukvermindering van 11 cm waterkolom aangaven. De drukmeting is dus ook voor kleine drukvariaties betrouwbaar.
Foto C8 geeft een overzicht van de gehele opstelling.

A.2.5. Proefresultaat haringmanblokken

Voor de plaats van de inpomppunten en drukopnemers, zie figuur A.2. In totaal zijn vijf metingen uitgevoerd, verdeeld over twee proeven. Hierbij werd de parameter ΔH gevarieerd. De meetresultaten zijn gegeven in tabel A.1.

| proef | ΔH | $h_{b,1}$ | $h_{b,2}$ | $h_{b,3}$ | $h_{b,4}$ | $h_{b,5}$ | drukopnemers | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| H1.1 | 1,135 | 0,385 | 0,420 | 0,360 | 0,328 | 0,320 | 0,030 | 0,065 | 0,130 | 0,045 | 0,090 |
| H1.2 | 1,635 | 0,580 | 0,618 | 0,515 | 0,462 | 0,450 | 0,045 | 0,085 | 0,170 | 0,065 | 0,125 |
| H1.3 | 1,980 | 0,726 | 0,748 | 0,621 | 0,558 | 0,554 | 0,055 | 0,100 | 0,200 | 0,075 | 0,150 |
| H2.1 | 1,135 | 0,740 | 0,670 | 0,830 | 0,420 | 0,665 | 0,015 | 0,020 | 0,045 | 0,050 | 0,090 |
| H2.2 | 1,980 | 1,420 | 1,145 | 1,680 | 0,702 | 1,145 | 0,023 | 0,030 | 0,070 | 0,075 | 0,135 |

Tabel A.1: Meetresultaten van de proeven met de haringmanblokken.

De analytische oplossing voor de drukken is bepaald voor $\lambda$ = 0,1, 0,2, ..., 1,0 m. Door deze oplossing te vergelijken met de gemeten waarden bij de drukopnemers kan - via interpolatie - bij elke drukopnemer een waarde van $\lambda$ worden berekend.

Als voorbeeld is de grafische uitvoer gegeven van de analytische berekening van proef H1.1 (zie figuur A.3). De lijn die de grootste drukken vertegenwoordigt komt overeen met $\lambda$ = 1 m, de lijn daaronder komt overeen met $\lambda$ = 0,9 m, enz. Tevens zijn in de figuur de gemeten drukken bij drukopnemers 7 en 8 uitgezet. Bij opnemer 7 wordt op deze manier een waarde van $\lambda$ = 0,96 m gevonden, terwijl bij opnemer 8 de waarden $\lambda$ = 0,83 m wordt gevonden. Deze en de andere resultaten staan vermeld in tabel A.2.

| proef | drukopnemers | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| H1.1 | 0,96 | 0,83 | 0,85 | 0,50 | 0,56 |
| H1.2 | 1,00 | 0,78 | 0,78 | 0,50 | 0,55 |
| H1.3 | 1,00 | 0,75 | 0,72 | 0,50 | 0,55 |
| H2.1 | 0,70 | 0,41 | 0,33 | 0,50 | 0,52 |
| H2.2 | 0,90 | 0,40 | 0,34 | 0,45 | 0,50 |

Tabel A.2: De leklengte in (m), bepaald bij verschillende drukopnemers.

Uit deze waarden van $\lambda$ blijkt allereerst dat de proefresultaten van proef H1 en H2 nogal uiteenlopen, met name bij de opnemers 7, 8 en 9. De leklengtes bij proef H2 zijn beduidend lager dan die bij proef H1. Dit kan verklaard worden doordat er bij proef H2 zandophogingen bij verschillende inpomppunten waren geconstateerd. Dit zand zou bij het inwassen van de zetting door de spleten in de filterlaag gespoeld zijn. Hierdoor waren de debieten kleiner dan bij proef H1, waardoor de leklengte ook kleiner werd. Een en ander is ook te zien aan de hoge waarden van $h_{b,i}$ bij metingen H2.1 en H2.2 in vergelijking met respectievelijk metingen H1.1 en H1.3. Voorts blijkt, dat per drukopnemer de waarde van de leklengte bij verschillende waarden van $\Delta H$ in één proef vrijwel constant is. Dat betekent dat de stroming zowel in de toplaag als onderlaag turbulent of laminair is. Daarbij is gezien de gebruikte materialen turbulente stroming het waarschijnlijkst. Verschillen ontstaan tussen de verschillende drukopnemers. Worden de resultaten van proef H1 gemiddeld, dan wordt gevonden:

$\lambda$ = 0,722 m, met een standaardafwijking
s = 0,179 m.

Voor proef H2 wordt analoog gevonden:

$\lambda$ = 0,505 m, met een standaardafwijking

s = 0,166 m.

De gevonden leklengte bij proef H2 is dus duidelijk kleiner dan die bij proef H1.

A.2.5. Proefresultaat vilvoordse steen

Voor de plaats van de drukopnemers en inpomppunten zie figuur A.4.

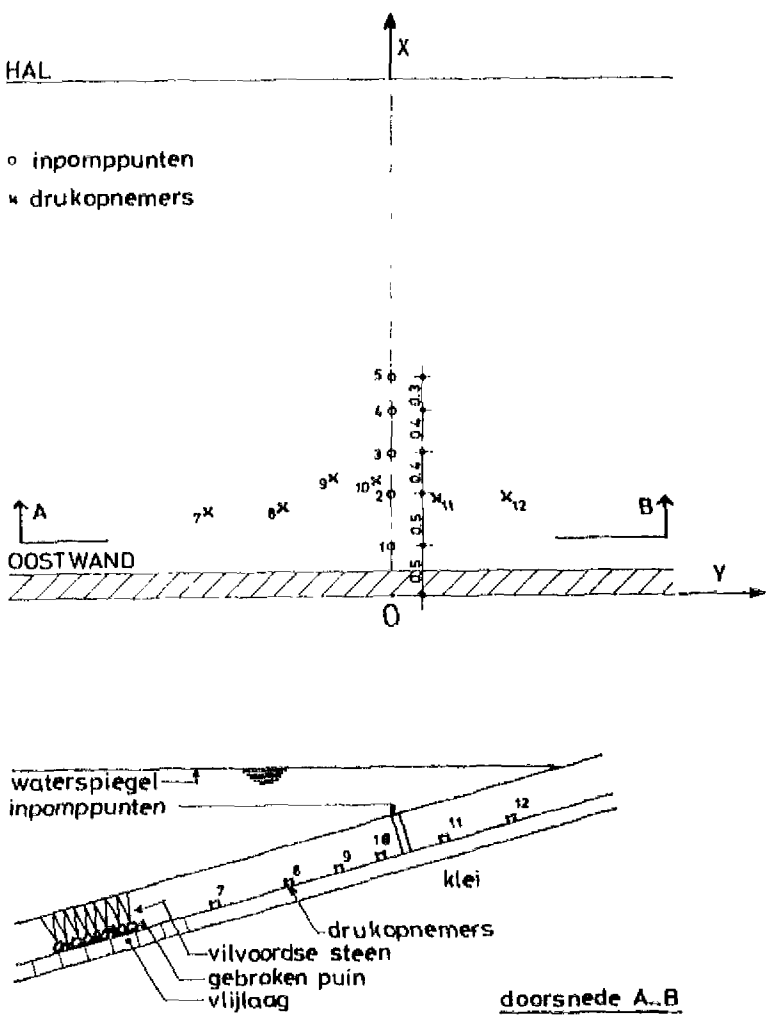



fig. A4 Plaats van de inpomppunten en drukopnemers bij de vilvoordse steen.

Met de vilvoordse steen zijn in totaal zes metingen gedaan, verdeeld over twee proeven. De meetresultaten staan vermeld in tabel A.3.

| proef | ΔH | $h_{b,1}$ | $h_{b,2}$ | $h_{b,3}$ | $h_{b,4}$ | $h_{b,5}$ | drukopnemers | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| V1.1 | 1,280 | 0,080 | 0,055 | 0,055 | 0,095 | 0,125 | opnemers te ongevoelig | | | | |
| V1.2 | 2,465 | 0,120 | 0,070 | 0,060 | 0,095 | 0,120 | 0,000 | 0,000 | 0,005 | 0,013 | 0,005 |
| V1.3 | 4,845 | 0,270 | 0,220 | 0,150 | 0,150 | 0,170 | 0,000 | 0,000 | 0,010 | 0,020 | 0,010 |
| V2.1 | 1,325 | 0,058 | 0,070 | 0,055 | 0,065 | 0,010 | 0,000 | 0,002 | 0,003 | 0,023 | 0,013 |
| V2.2 | 2,400 | 0,100 | 1,134 | 0,119 | 0,113 | 0,048 | kapot | 0,003 | 0,005 | 0,035 | 0,015 |
| V2.3 | 3,900 | 0,171 | 0,240 | 0,194 | 0,216 | 0,113 | kapot | 0,005 | 0,010 | 0,058 | 0,025 |

Tabel A.3: Meetresultaten van de proeven met de vilvoordse steen.

Het meest opvallende aan deze meetresultaten zijn de lage waarden van $h_{b,5}$ bij de proeven V2.1 en V2.2. Deze waarden zijn zo laag, omdat waarschijnlijk het water daar vrijwel ongehinderd weg kon stromen (bijvoorbeeld door een gat in de steenzetting, vlak naast de slang). Voor de analytische oplossing is inpomppunt 5 dan ook niet in rekening gebracht.
Aangezien bij de proef V1.1 de drukopnemers te ongevoelig waren wordt deze meting verder buiten beschouwing gelaten.
De waarden van λ voor de verschillende drukopnemers staan vermeld in tabel A.4.

| proef | drukopnemers | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 8 | 9 | 10 | 11 |
| V1.2 | < 0,30 | 0,32 | 0,19 | 0,21 |
| V1.3 | < 0,30 | 0,30 | 0,13 | 0,19 |
| V2.1 | 0,38 | 0,25 | 0,29 | 0,35 |
| V2.2 | 0,35 | 0,26 | 0,27 | 0,30 |
| V2.3 | 0,39 | 0,30 | 0,39 | 0,36 |

Tabel A.4.: De leklengte, bepaald bij verschillende drukopnemers.

De resultaten van drukopnemer 7 worden verder buiten beschouwing gelaten, omdat bij deze opnemer geen enkele keer een waarde groter dan nul werd gemeten.

Doordat bij drukopnemer 8 bij de proeven V1.2 en V1.3 geen druk gemeten werd, kan de waarde van $\lambda$ met behulp van deze drukopnemer niet bepaald worden. Wel kan met zekerheid gesteld worden, dat de leklengte kleiner is dan een bepaalde waarde (0,3 m in dit geval), aangezien de analytische oplossing, horend bij die leklengte wel meetbare drukken bij drukopnemer 8 geeft.
Worden de waarden van $\lambda$ voor proef V1 gemiddeld, dan wordt gevonden:

$\lambda$ = 0,223 m, met de standaardafwijking
s = 0,066 m

Voor proef V2 wordt gevonden:

$\lambda$ = 0,324 m, en de standaardafwijking
s = 0,049 m.

De leklengte bij proef V1 is dus kleiner dan bij proef V2. Dit komt wellicht doordat na de eerste proef het oppervlak extra met split werd ingewassen. Hierdoor werden de voegen tussen de vilvoordse steen beter gevuld, waardoor mogelijkerwijs de doorlatendheid van de toplaag afnam en de leklengte groter werd.

A.2.6. Proefresultaat basalt

Voor de plaats van de drukopnemers en inpomppunten, zie figuur A.5.

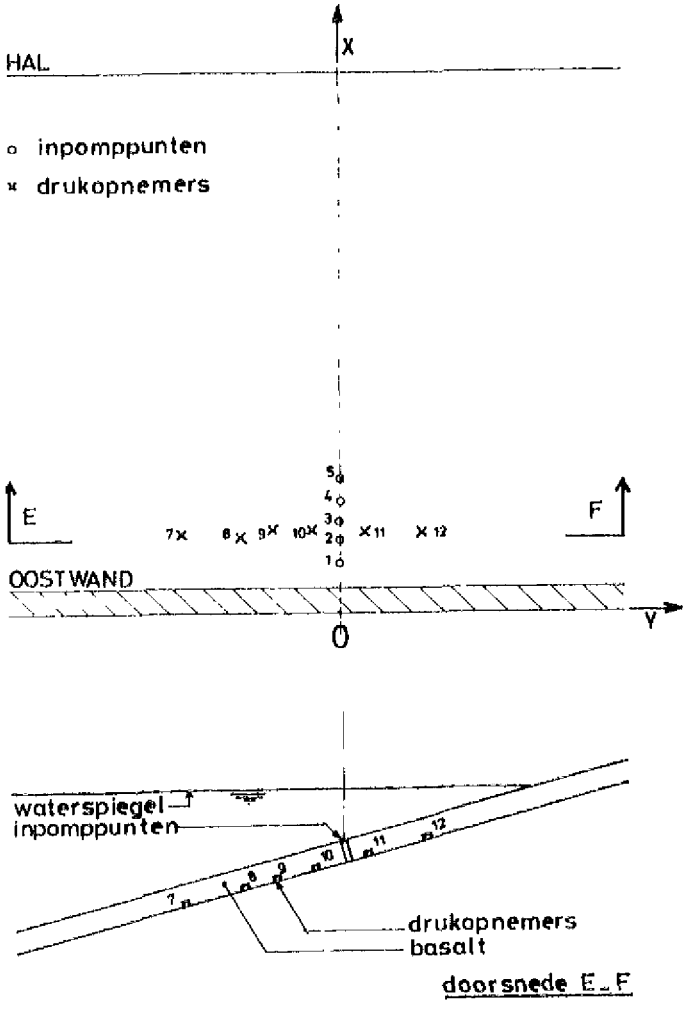



fig. A5. Plaats van de inpomppunten en drukopnemers bij basalt.

Met basalt zijn in totaal vier metingen gedaan, verdeeld over twee proeven. De meetresultaten staan vermeld in tabel A.5.

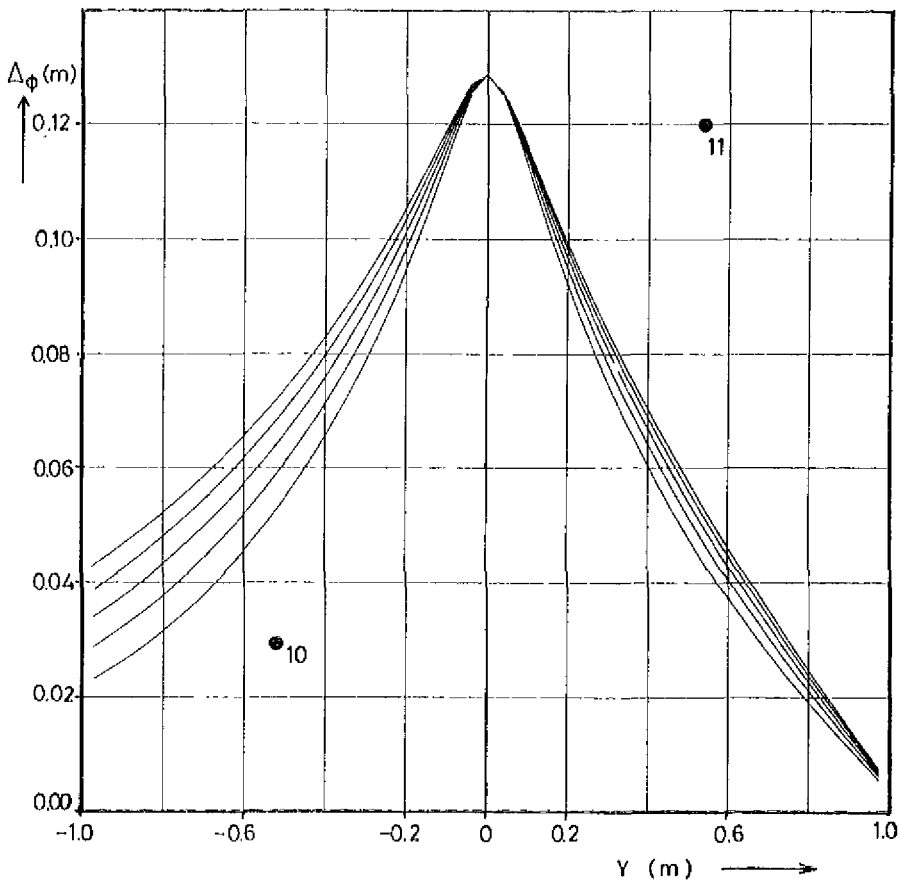
| proef | ΔH | $h_{b,1}$ | $h_{b,2}$ | $h_{b,3}$ | $h_{b,4}$ | $h_{b,5}$ | drukopnemers | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| B1.1 | 1,33 | 0,710 | 0,510 | 0,238 | 0,154 | 0,690 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,003 | 0,012 |
| B1.2 | 2,87 | 1,490 | 1,100 | 0,500 | 0,270 | 1,500 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,006 | 0,024 |
| B2.1 | 1,33 | 0,335 | 0,547 | 0,170 | 0,219 | 0,900 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| B2.2 | 2,86 | 0,728 | 1,157 | 0,367 | 0,474 | over-loop | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

Tabel A.5: Meetresultaten van de proeven met basalt.

In vrijwel alle gevallen waren de gemeten drukken nul, alleen bij opnemers 10 en 11 werden grotere drukken gemeten. Het bleek onmogelijk om uit deze gemeten waarden een waarde van de leklengte te bepalen. Zoals uit figuur A.6 blijkt, bevinden de drukopnemers zich symmetrisch ten opzichte van de inpomppunten. Men zou dan verwachten dat de gemeten drukken in punten 10 en 11 ongeveer gelijk zijn. Het blijkt echter, dat de druk in punt 11 ongeveer vier keer zo groot is als de druk in punt 10. Het blijkt dan onmogelijk om de meetpunten, met de met behulp van de computer behaalde curves, overeen te laten komen.

Helaas moet geconcludeerd worden, dat het voor basalt onmogelijk is de waarde van de leklengte te bepalen. Bij eventuele nieuwe metingen aan basalt verdient het aanbeveling de drukopnemers dichter bij elkaar te plaatsen. Met behulp van de dan gemeten drukken moet het ook voor basalt mogelijk zijn de leklengte bepalen.

Uit het feit dat de drukopnemers 7, 8 en 9 in geen enkel geval een meetbare druk gaven kan wel geconcludeerd worden dat bij de basalt de leklengte kleiner is dan 0,3 m. Op grond van de overeenkomsten tussen de basaltglooiing en die van vilvoordse steen lijkt het redelijk te veronderstellen dat de leklengte van de basaltglooiing in dezelfde orde van grootte ligt als die van de vilvoordse steen.




$R_o$ = 0.0254 m
$\lambda$ = 0.6 ; 0.7 ; 0.8 ; 0.9 ; 1.0 m.
$\Delta H$ = 1.33 m
X-coordinaat meetpunt = 0.985 m.
● meetpunten

fig. A6. Drukverdeling in talud bij pompproef H 1.1.
De gemeten drukken bij punten 10 en 11 passen op geen enkele manier bij een kromme.

## A.3. Berekening verschildrukken overgangsconstructie

### A.3.1. Inleiding

Om te bepalen bij welke waterstand de belasting op de overgangsconstructie maximaal is, zijn berekeningen uitgevoerd met het computerprogramma STEENZET. Dit programma berekent de waterspanningen onder de toplaag, bij gegeven golfrandvoorwaarde, geometrie van de constructie en de doorlatendheid van toplaag en onderlaag. Voor een beschrijving van het programma, zie [4]. Door in het programma de hoogte van de stilwaterlijn te variëren kan bepaald worden bij welke waterstand de verschildrukken over de toplaag maximaal zijn. Bij deze waterstand is in de Deltagoot de overgangsconstructie getest. Bij het uitvoeren van de berekeningen was al bekend dat een glooiing, bestaande uit vilvoordse steen, zwakker is dan een basaltglooiing of een glooiing bestaande uit vierkante betonblokken op mijnsteen. Daarbij is in een eerder onderzoek gebleken dat voor een zetting bestaande uit vierkante betonblokken met aan de onderkant een waterdichte afsluiting de verschildrukken over de zetting kleiner worden als de waterstand zakt tot in de buurt van die afsluiting.
Twee typen berekeningen zijn uitgevoerd. In het eerste type is er van uitgegaan dat bij de overgang aan de bovenkant van de vilvoordse steen de filterlaag met een ondoorlatend schot onderbroken is. In het tweede type is er van uitgegaan dat de filterlaag niet onderbroken wordt, maar dat de toplaag verandert en een andere doorlatendheid krijgt. Het eerste type berekening representeert de overgang vilvoordse steen - vierkante betonblokken. Het tweede type berekening representeert de overgang vilvoordse steen - basalt. Voordat deze berekeningen zijn uitgevoerd is het programma getest en de betrouwbaarheid van de leklengtemeting bepaald door simulatie van een proef op de vilvoordse steen.

### A.3.2. Simulatie modelproef

Met de resultaten van de leklengtemeting is een modelproef op de vilvoordse steen (proef T1, $H_s$ = 0,76 m, H/L = 5%) gesimuleerd. Daarbij is nagegaan hoe gevoelig de berekeningsresultaten zijn voor de gevonden leklengte. De resultaten van de berekeningen voor twee verschillende waarden van de leklengte zijn gegeven in figuren A.7 en A.8.

In deze figuren is voor twee plaatsen op het talud de gemeten golfdruk en waterspanning uitgezet, met de berekende waterspanning en verschildruk, als funktie van de tijd, voor de twee waarden van de leklengte, 0,19 m en 0,86 m. De kleinste leklengte is gekozen omdat een eerste evaluatie van de leklengtemeting voor de vilvoordse steen deze leklengte als resultaat had. Later bleek dat deze waarde iets lager is dan de gemeten leklengte bij de le meting op de vilvoordse steen (0,23 m). De grootste leklengte is gekozen omdat bleek dat bij die leklengte de berekeningen en metingen optimaal met elkaar overeenstemmen. Overigens blijkt uit de resultaten dat de berekende waterspanning niet erg gevoelig is voor de waarde van de leklengte. De naderhand uit de leklengtemeting bepaalde leklengte voor vilvoordse steen 0,33 m als gemiddelde over de beide zettingen is dus beduidend kleiner dan de leklengte waarbij metingen en berekeningen optimaal met elkaar overeenstemmen. De oorzaak van deze discrepantie is waarschijnlijk het geringe aantal drukopnemers waarmee de golfdruk op het talud is geregistreerd. In het fundamenteel onderzoek steenzettingen is gebleken dat de resultaten van het computerprogramma STEENZET sterk beinvloed worden door het aantal drukopnemers. Zes golfdrukopnemers bleken bij simulatie van modelonderzoek onbetrouwbare resultaten te geven. Als in het volgende hoofdstuk de kritieke waterstand voor de overgangsconstructies bepaald wordt, moet dan ook met dit gegeven rekening worden gehouden. De nauwkeurigheid waarmee de kritieke waterstand bepaald kan worden is niet groter dan de afstand tussen de drukopnemers.

### A.3.3. Overgangsconstructie met ondoorlatende filterlaag

Uit de leklengtemeting voor de vilvoordse steen bleek dat de leklengte voor dit type glooiing kan variëren. Om die reden is niet alleen onderzocht hoe berekende drukken afhangen van de plaats van de overgangsconstructie, maar is ook bepaald in hoeverre dit resultaat afhangt van de ingevoerde leklengte. Drie leklengtes zijn gebruikt. $\lambda$ = 0,19 m wat als ondergrens te beschouwen is en dichtbij het resultaat van de eerste meting op de vilvoordse steen ligt, $\lambda$ = 0,33 m wat ongeveer het resultaat is van de tweede leklengtemeting en $\lambda$ = 0,86 m wat de beste overeenkomst geeft tussen metingen en berekeningen in de simulatie. Voor deze drie leklengten is de drukverdeling in de filterlaag berekend als functie van hoogte van de overgangsconstructie, ook met de in de vorige paragraaf genoemde randvoorwaarde.

De maximale verschildruk als functie van de plaats van de overgangsconstructie is voor bovengenoemde waarden van de leklengte gegeven in figuur A.9. Voor de leklengte van 0,86 m blijkt de maximale verschildruk door de overgangsconstructie 40% hoger te kunnen worden dan zonder overgangsconstructie. Voor de beide andere leklengtes is dit ongeveer 25%. De waterstand die, ten gevolge van de overgangsconstructie, de grootste drukverschillen over de zetting oplevert is voor alle leklengtes gelijk.
Ook deze berekeningen zijn nadelig beinvloed door het geringe aantal drukopnemers op het talud. De nauwkeurigheid van de gevonden afstand van de stilwaterlijn tot de overgangsconstructie is in elk geval niet groter dan de afstand tussen de drukopnemers.
Maar tijdens de evaluatie van de berekeningsresultaten bleek nog een ander probleem. Door de slechte kwaliteit van de eerste zetting van vilvoordse steen is de proef, waarvan de golfdrukken zijn gebruikt als randvoorwaarde voor berekeningen, uitgevoerd bij een veel lagere golfhoogte dan de te verwachten maximale golfhoogte ($H_s$ = 1,27 m). Deze kleinere golf brak hoger op het talud. Uit de berekeningsresultaten blijkt nu dat de grootste verschildrukken berekend worden bij de bovenste drukopnemer. Daarboven wordt de golf dus niet beschreven door de drukopnemers.
De hoogste drukopnemer zat op een hoogte van 2,73 m boven de gootbodem. Uit de berekeningen blijkt dat als de overgangsconstructie zich zou bevinden op 2,75 m boven de gootbodem de berekende verschildrukken maximaal zijn. Als de overgangsconstructie zich hoger in het talud bevindt, zijn de berekende verschildrukken lager. Nu blijkt dus dat dit ook veroorzaakt kan worden door het feit dat hoger op het talud geen drukregistratie aanwezig is.

Met deze berekeningsresultaten zijn de volgende conclusies mogelijk:
- bij een ten opzichte van de stilwaterlijn ongustig gelegen overgangsconstructie met ondoorlatende filterlaag zijn bij golfaanval aanzienlijk hogere verschildrukken mogelijk dan op andere plaatsen van de glooiing
- uit figuur A.9 blijkt dat de marge in het hoogteverschil tussen de overgangsconstructie en de stilwaterlijn, waar beduidend hogere verschildrukken berekend worden dan zonder overgangsconstructie, vrij beperkt is. Dit kan echter veroorzaakt worden door de slechts beperkte drukregistratie. Buiten deze smalle marge zijn ook lagere maximale verschildrukken over de zetting mogelijk.

- de kritieke plaats van de stilwaterlijn ten opzichte van de overgangsconstructie blijkt binnen de genoemde grenzen onafhankelijk van de leklengte. Deze laatste conclusie is bevestigd in ander onderzoek waarin de drukken op het talud op meer plaatsen gemeten zijn.

## A.4. Kleiklassifikatieproeven

De modellen die zijn ingebouwd in de Deltagoot tijdens dit onderzoek waren opgebouwd uit twee verschillende kleisoorten (zie paragraaf 3.2). Deze klei is aangewezen door de werkgroep klei. Volgens de gegevens van deze werkgroep zou de ene klei erosiebestendig zijn en zou de andere soort wel gevoelig zijn voor erosie. In het vervolg zal de eerste soort aangeduid worden als "goede" klei, de tweede als "slechte" klei. De verschillen in erosie bestendigheid zijn onderzocht door aan het eind van de proevenserie in de Deltagoot golfbelasting op de onbeschermde klei toe te staan. De resultaten van deze proef zijn behandeld in hoofdstuk 8. Hier worden de resultaten gegeven van kleiklassifikatie proeven, waardoor de gegevens van de beide gebruikte kleisoorten vastliggen. Uit onderzoek naar de erosiegevoeligheid van klei [5] en [6] is overigens gebleken dat de correlatie tussen deze standaard kleiklassifikatieproeven en de erosiegevoeligheid van klei niet erg groot is. In het kader van het onderzoek "klei onder steenzettingen voor Oesterdam en Philipsdam" van de werkgroep klei is deze klei uitgebreider beproefd, waarbij ook kleinschalige erosieproeven en pocketpenetrometer zijn uitgevoerd. Voor de resultaten van deze proeven wordt verwezen naar [1].

Deze resultaten van de uitgevoerde kleiklassifikatie proeven worden gegeven in tabel A.6 en figuur A.10. Uit deze resultaten blijkt dat het meest opmerkelijke verschil tussen de als "goede" en "slechte" genoemde klei ligt in de korrelverdeling. De "goede" kei bevat veel meer kleine deeltjes dan de "slechte" klei.
In beide gevallen blijkt het watergehalte groter te zijn dan het optimum watergehalte (dat watergehalte waarbij maximale verdichting mogelijk is). In een literatuurstudie naar de erosiegevoeligheid van klei [5] werd dit als voorwaarde genoemd om, bij verdichten, klei te verkrijgen met een zo klein mogelijke doorlatendheid zonder scheuren. Voor beide kleisoorten is dus aan deze voorwaarde voldaan.

Literatuurlijst:

1. Resultaten kleiproeven
CO-416449, LGM, nog uit te brengen.

2. Bezuijen, A.
In-situ meting van de leklengte in een taludbekleding van gezette steen.
CO-269630, LGM; december 1983.

3. Bezuijen, A.; den Boer, K.
Taludbekleding van gezette steen, overzicht onderzoek 1980-1984.
M1795/M1881 deel XV, WL; CO-272500/7, LGM; oktober 1984, samenvattend verslag.

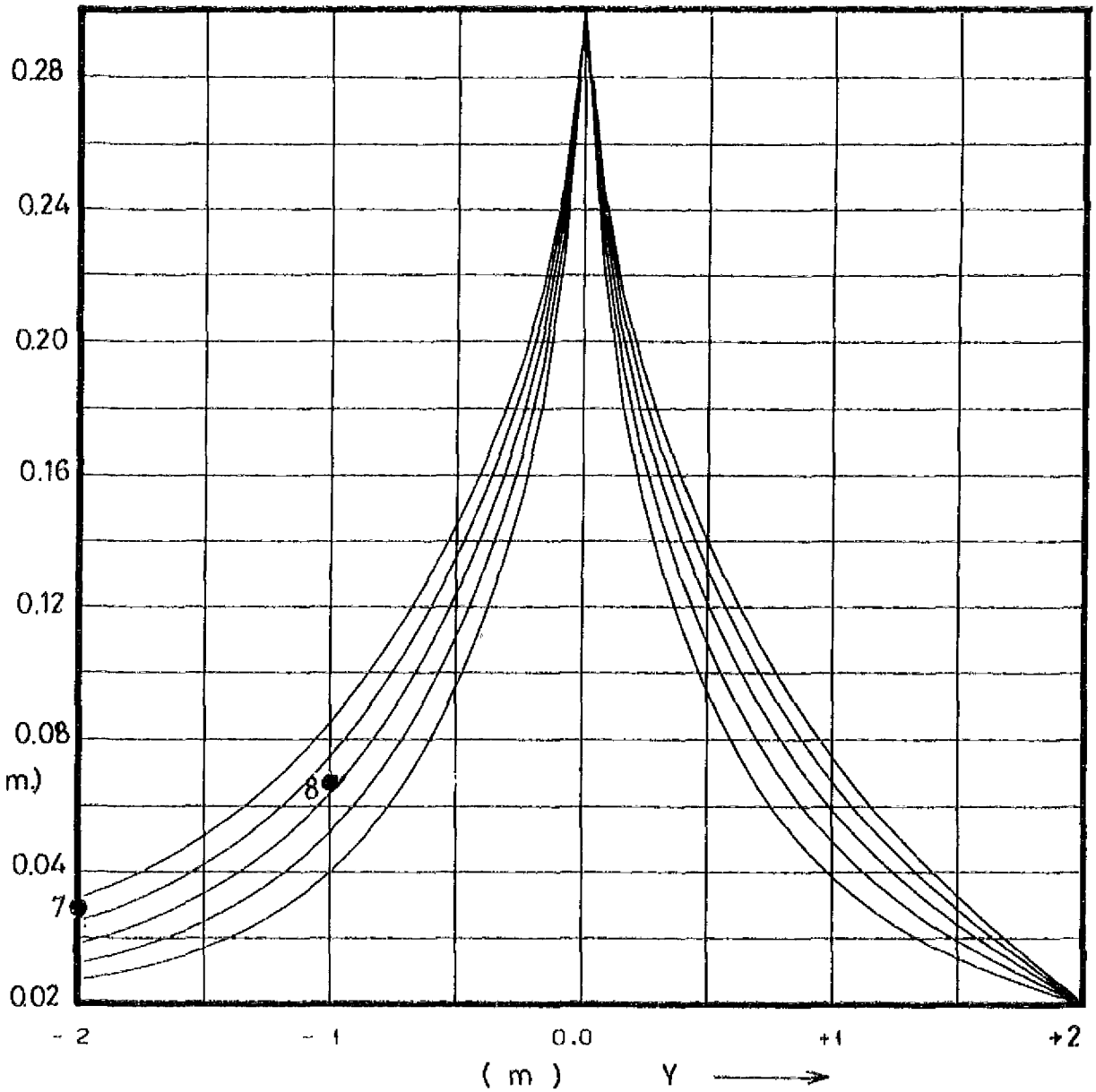
4. Bezuijen, A.
Evalutie Oesterdamonderzoek-grondmechanische aspectn en rekenmodel STEENZET.
M1795/M1881 deel X, WL, CO-258901/1 en 141 LGM, februari 1984, verslag berekeningen.

5. Lindenberg, J.,
Literatuurstudie Erosie van klei.
CO-258901, april 1984, LGM-rapport.

6. Heijnen, W.J.
Erosiegevoeligheid van kleibekledingen van dijken.
CO-235360/1, september 1978, LGM-rapport.

| omschrijving | eenheid | "goede" klei | "slechte" klei |
|---|---|---|---|
| soortelijk gewicht | $kg/m^3$ | $1,78 * 10^3$ | $1,75/1,72 * 10^3$ |
| watergehalte | % | 36,8 | 3,43 |
| droog soortelijk gewicht | $kg/m^3$ | $1,30 * 10^3$ | $1,2 * 10^3$ |
| gew. % droge stof 2 µm | % | 36 | 20 |
| gew. % droge stof 16 µm | % | 63 | 47 |
| gew. % droge stof 63 µm | % | 10 | 32 |
| vloeigrens | % | 56,3 | 62,8 |
| uitrolgrens | % | 26,0 | 29,5 |
| plasticiteit in de x | - | 30,3 | 33,3 |
| max. proctor dichtheid | $kg/m^3$ | $1,61 * 10^3$ | $1,49 * 10^3$ |
| optimum watergehalte | % | 20 | 24 |

Tabel A.6: Resultaten kleiklassifikatieproeven.




$R_o$ = 0.0254 m.

$\lambda$ = 0.6 ; 0.7 ; 0.8 ; 0.9 ; 1.0 m.

X - coordinaat meetpunt = 1.0254 m.

$\Delta H$ = 1.135 m

● meetpunten

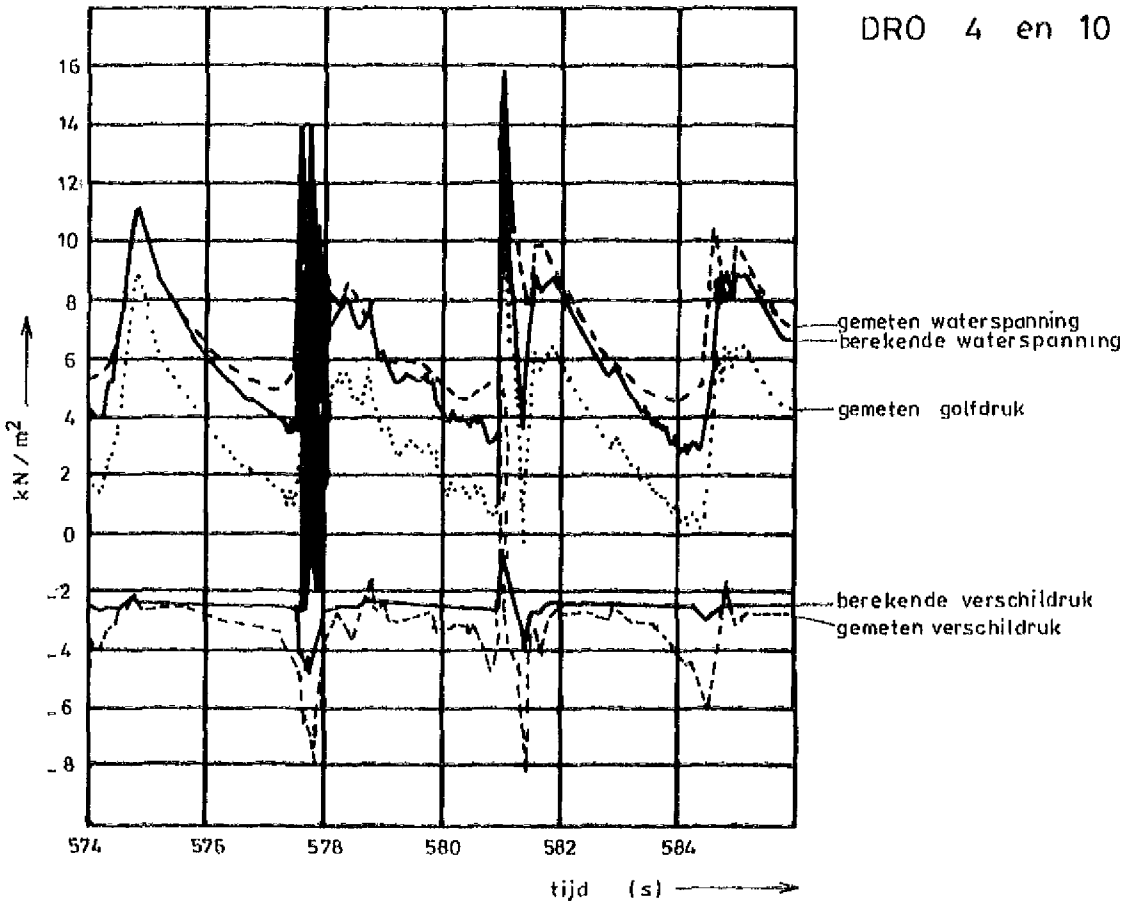
DRUKVERDELING IN TALUD BIJ POMPPROEF H1.1

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

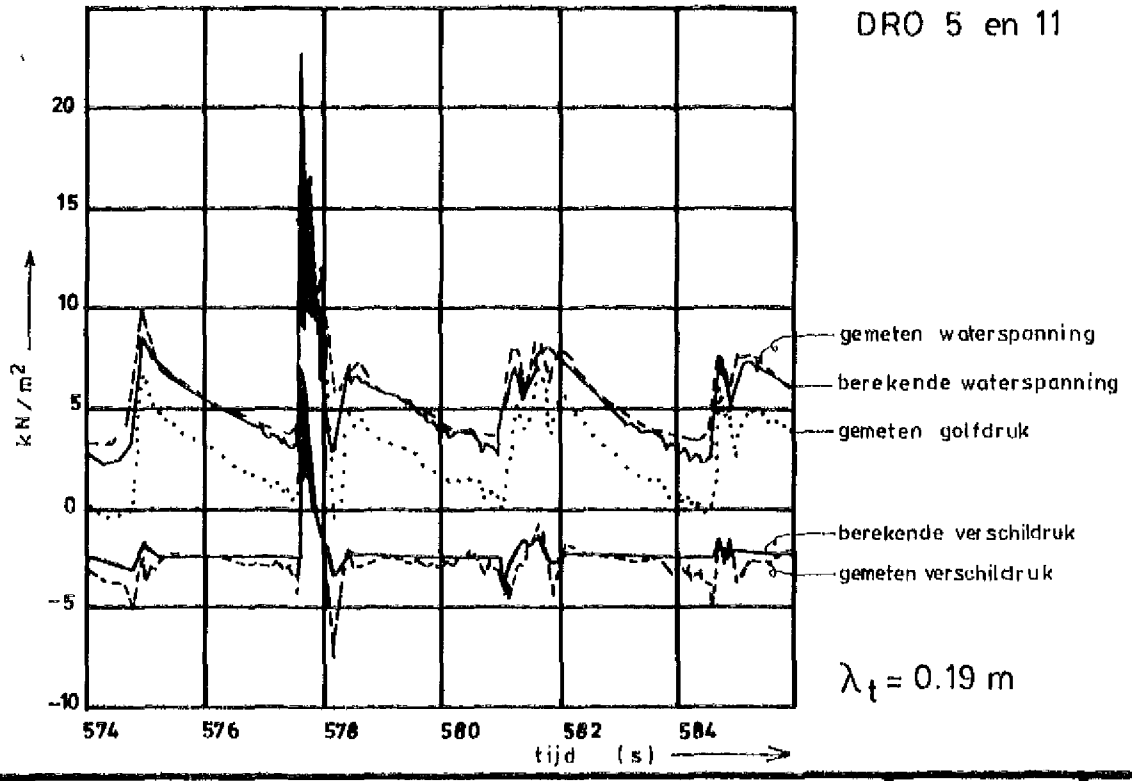
M. 2036

FIG. A 3

DRO 4 en 10




DRO 5 en 11



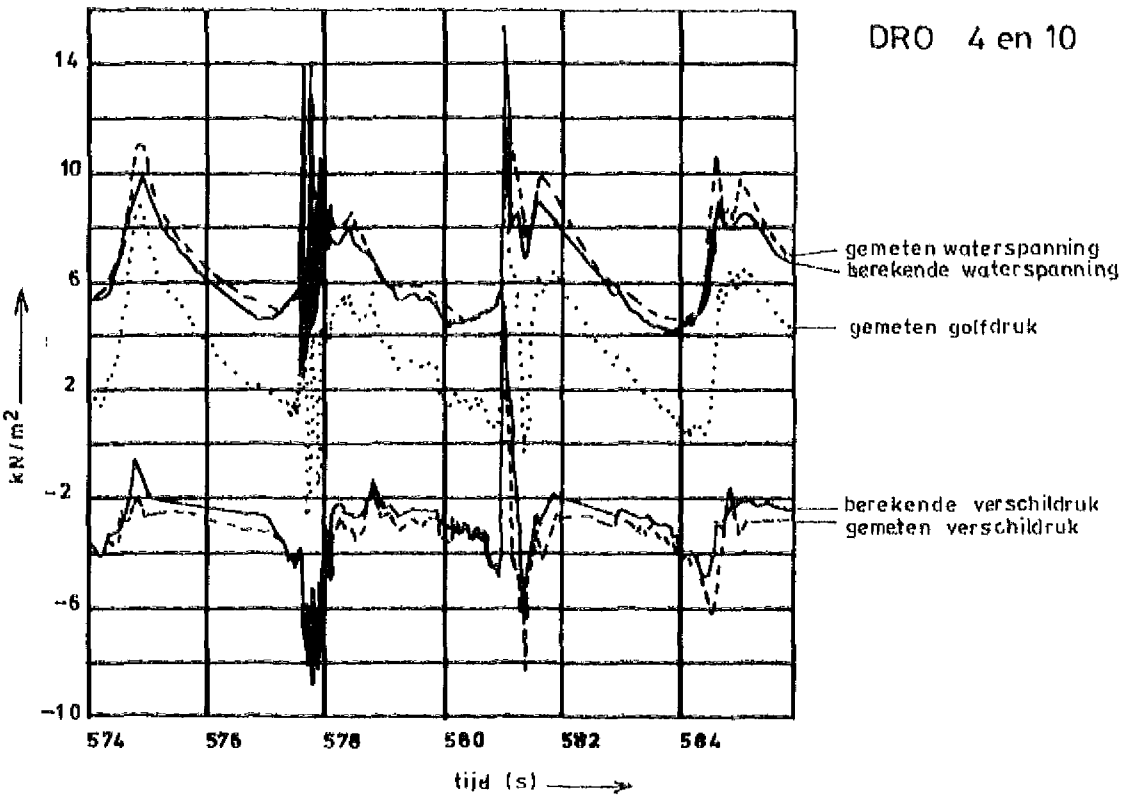

$\lambda_t = 0.19$ m

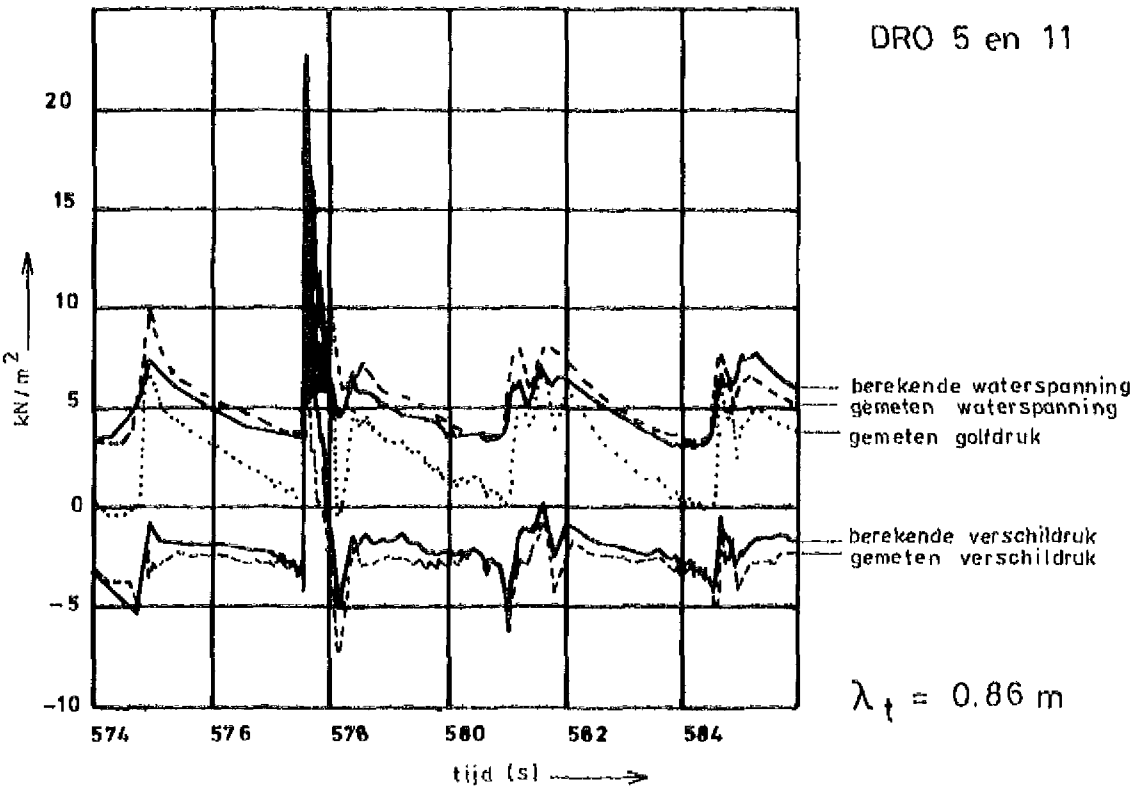
SIMULATIE MODEL PROEF VILVOORDSE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M. 2036

FIG. A 7



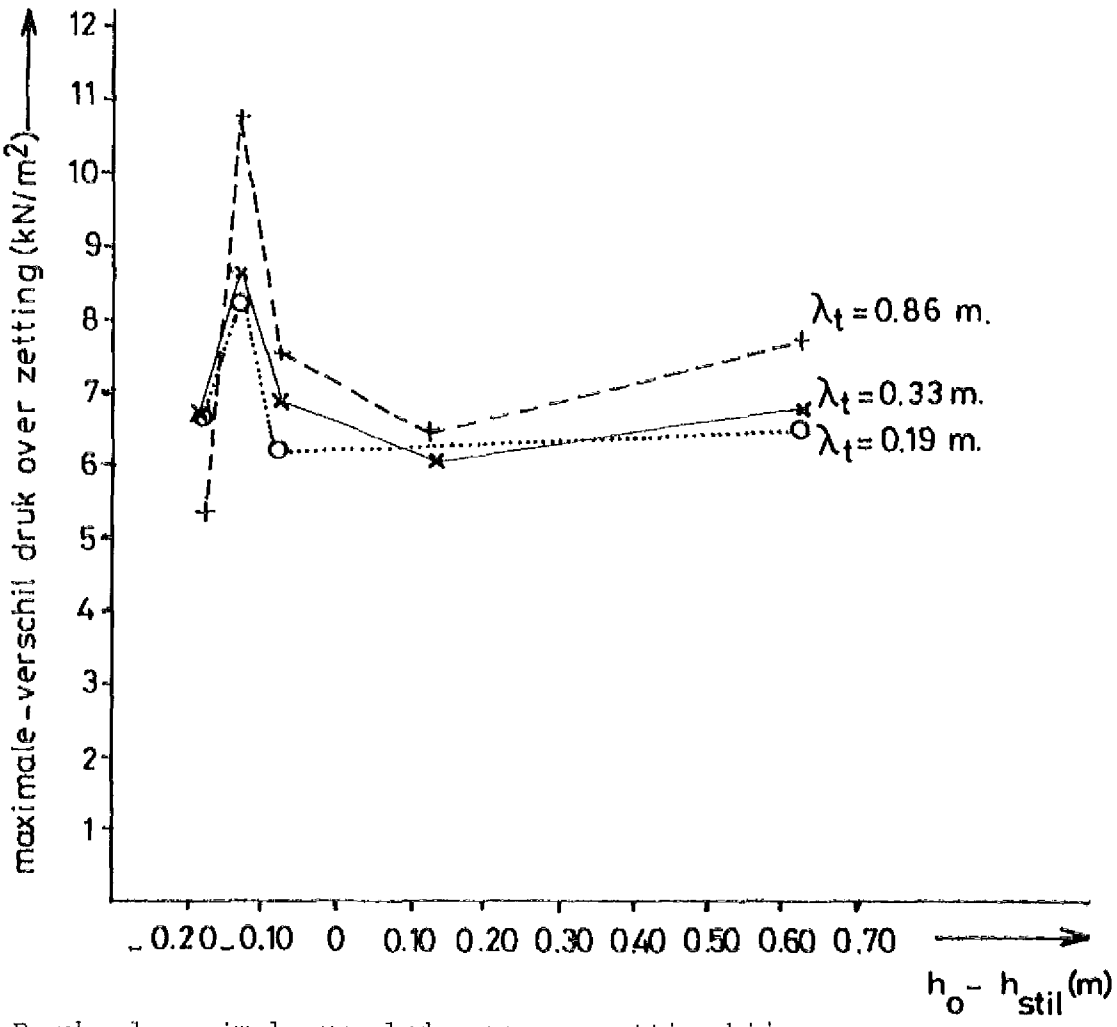




SIMULATIE MODELPROEF VILVOORDSE STEEN

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA

M. 2036

FIG. A 8




Berekende maximale overdruk over een zetting bij een op verschillende plaatsen aangebrachte overgangsconstructie.

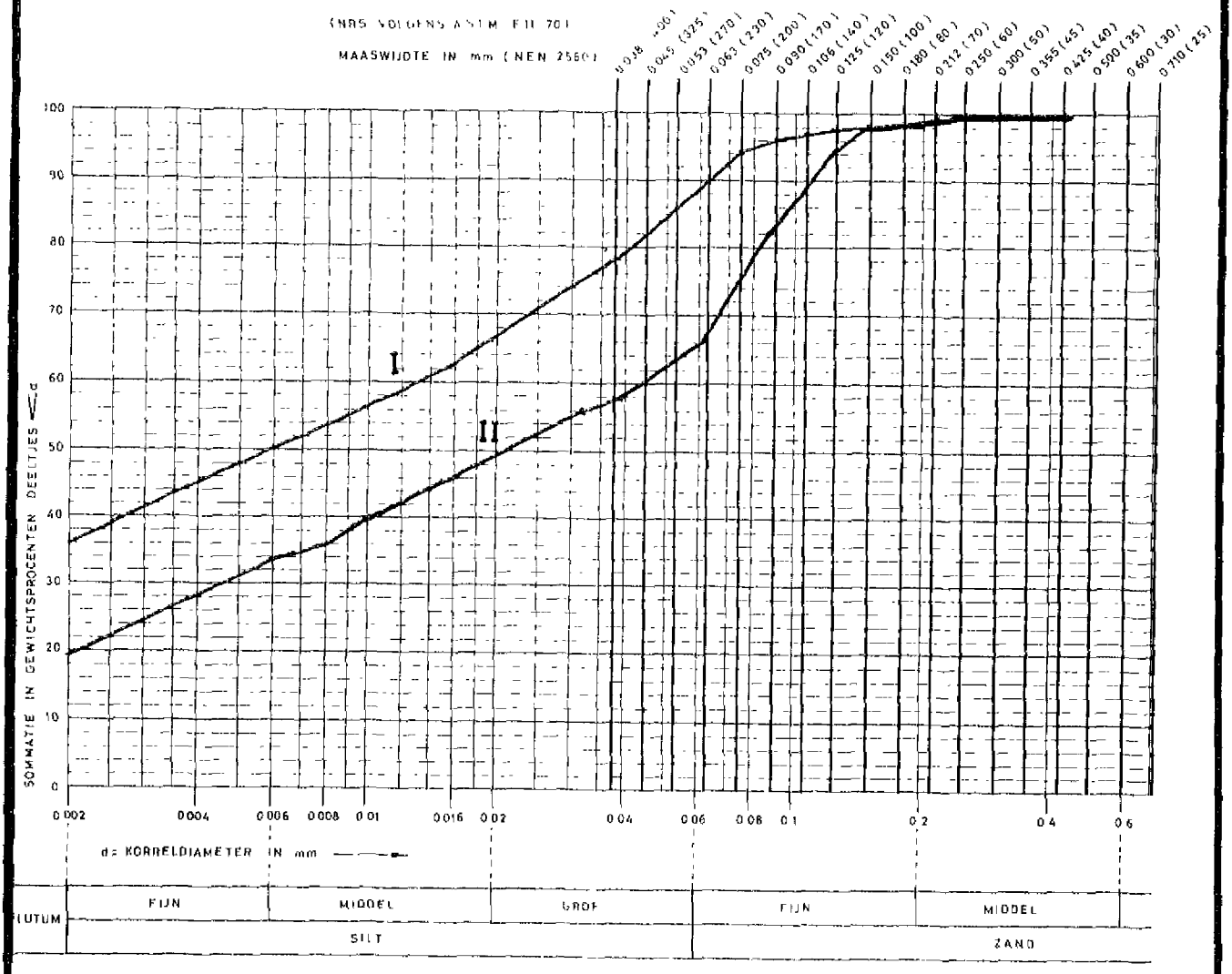
$h_{stil}$ = hoogte overgangsconstructie

$\lambda_t$ = leklengte gemeten langs talud

$H_s$ = 0.7 m

$\xi_z$ = 0.95

| | | |
|---|---|---|
| INVLOED OVERGANGSCONSTRUCTIE | | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM<br>LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA | M. 2036 | FIG. A 9. |




I = 'goede klei'

II = 'slechte klei'

| ZEEFKROMMES KLEI | | |
|---|---|---|
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM<br>LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA | M. 2036 | FIG. A 10 |

BIJLAGE B

Tijdbalk Modelonderzoek

| verschillende fasen | week 17 | | | | | week 18 | | | | | week 19 | | | | | week 20 | | | | | week 21 | | | | | week 22 | | | | | week 23 | | | | | week 24 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 23 ma | 24 di | 25 wo | 26 do | 27 vr | 30 ma | 1 di | 2 wo | 3 do | 4 vr | 7 ma | 8 di | 9 wo | 10 do | 11 vr | 14 ma | 15 di | 16 wo | 17 do | 18 vr | 21 ma | 22 di | 23 wo | 24 do | 25 vr | 28 ma | 29 di | 30 wo | 31 do | 1 vr | 4 ma | 5 di | 6 wo | 7 do | 8 vr | 11 ma | 12 di | 13 wo | 14 do | 15 vr |
| bouwen, verbouwen en afbreken | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| inmeten talud/drukopnemers | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| lekiengte meting trekproeven | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| instrumenteren/demonteren | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ingolven | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| korte duur proeven : Vilvoordse Haringman Basalt | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| lange duur proeven : Vilvoordse Haringman Basalt | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| destructie proef en kleierosie proef | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

PASEN | KONINGINNEDAG | HEMELVAARTSDAG | PINKSTEREN | 90%

inbouw model

beproeven 1e Vilvoordse steen (ronderz vorm)

beproeven Haringmanblokken glooiing

| verschillende fasen | week 25 | | | | | week 26 | | | | | week 27 | | | | | 28 | 29 | 30 | week 31 | | | | | week 32 | | | | | week 33 | | | | | week 34 | | | | | week 35 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 18 ma | 19 di | 20 wo | 21 do | 22 vr | 25 ma | 26 di | 27 wo | 28 do | 29 vr | 2 ma | 3 di | 4 wo | 5 do | 6 vr | | | | 30 ma | 31 di | 1 wo | 2 do | 3 vr | 6 ma | 7 di | 8 wo | 9 do | 10 vr | 13 ma | 14 di | 15 wo | 16 do | 17 vr | 20 ma | 21 di | 22 wo | 23 do | 24 vr | 27 ma | 28 di | 29 wo | 30 do | 31 vr |
| bouwen, verbouwen en afbreken | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| inmeten talud/drukopnemers | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| lekiengte meting trekproeven | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| instrumenteren/demonteren | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ingolven | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| korte duur proeven : Vilvoordse Haringman Basalt | | | | | | | | | | | | | | | | onderbreking i. v. m. vakanties | | | GOLFSCHOT DEFECT | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| lange duur proeven : Vilvoordse Haringman Basalt | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 50% | 60% 80% | | | | | | | | | | | | | |
| destructie proef en kleierosie proef | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

verbouwen model

beproeven Basalt glooiing

beproeven 2e Vilvoordse steen (plattere vorm)

destructie proef en klei - erosie proef

afbreken model

BIJLAGE B TIJDBALK VAN DE FASERING VAN DE BELANGRIJKSTE ONDERDELEN VAN HET MODELONDERZOEK

# BIJLAGE C

## Fotoverslag

FOTOLIJST

C 1 Basistalud voor Vilvoordse steen en Haringmanblokken (v.o.n.b. gootbodem, stortsteen, WL-blokken, perkoenrij, kleilaag, overgang met teenschot, mijnsteen).

C 2 Aanbrengen kleurbanden en vlijlagen op de kleilaag onder de Vilvoordse steen glooiing

C 3 Zetten Vilvoordse steen op vlijlagen met puinlaag

C 4 Trekproef voor Vilvoordse steen

C 5 Registratie apparatuur voor trekproeven

C 6 Golfdrukopnemer in koker tussen de Vilvoordse steen

C 7 Demontabele aansluiting voor waterspanningsmeter onder in een Vilvoordse steen

C 8 Leklengtemeting Vilvoordse steen glooiing

C 9 Vilvoordse steen die onder golfbelasting ca 0,08 m uit het talud is gekomen

C 10 Bouw Haringmanblokken glooiing; laagsgewijze verdichting mijnsteen onderlaag met een trilwals

C 11 Bouw Haringmanblokken glooiing, waterspanningsmeter in de mijnsteen; met stabilisatie kruisje

C 12 Bouw Haringmanblokken glooiing; aanbrengen uitvullaagje op de mijnsteen

C 13 Bouw Haringmanblokken glooiing; zetten van de blokken met een vier-bloks tang

C 14 Extreme golfaanval op Haringmanblokken glooiing

C 15 Extreme golfaanval op Haringmanblokken glooiing

C 16 Schade Haringmanblokken glooiing, na 17 uur, $H_s$ = 1,50 m

C 17 Trekproef voor Haringmanblokken glooiing

C 18 Destructie proef; voortgang van ondermijning Haringmanblokken door uitspoeling van mijnsteen, (lijnen voor 5, 15, 35 en 75 minuten golfaanval)

C 19 Destructie proef; schade na proef, na 155 minuten golfaanval

C 20 Bepaling doorlatendheid mijnsteen in de Filterbak

C 21 Stijgbuis meetopstelling met aansluiting aan de Filterbak

C 22 Bouw Basalt glooiing; afwerken en verdichten kleilaag

C 23 Zetten Basalt op vlijlagen en puinlaag

C 24 Extreme golfaanval op de Basalt; maximale golfoploop

C 25 Extreme golfaanval op de Basalt; golfklap

C 26 Schade Basalt glooiing, na 19 uur, $H_s$ = 1,85 m

C 27 Uitgebreide schade Basalt glooiing, na 19¼ uur, $H_s$ = 1,85 m

C 28 Kleurbaan onder vlijlaag, na de proeven, volledig intact (kleurverschil is niet zichtbaar, wel is zichtbaar dat de kleilaag volledig intact is)

C 29 Destructie proef Vilvoordse steen; gaten vóór de proef

C 30 Destructie proef Vilvoordse steen; gaten na 21 min, $H_s$ = 0,75 m

C 31 Destructie proef Vilvoordse steen; schade na 7¼ uur, $H_s$ = 0,75 m

C 32 Destructie proef Vilvoordse steen; klei-erosie tegen de palenrij na $8\frac{1}{3}$ uur, $H_s$ = 1,00 m

C 33 Meting watersnelheden op kale klei talud met behulp van de A.Z.T.M. (Accoustische Zand Transport Meter)

C 34 Erosiekuil in schrale klein na 2.40 uur, H = 1,05 m, T = 12 sec

C 35 Patroon kruisstempel op klei-talud

C 36 Kruisstempel afdruk in de klei

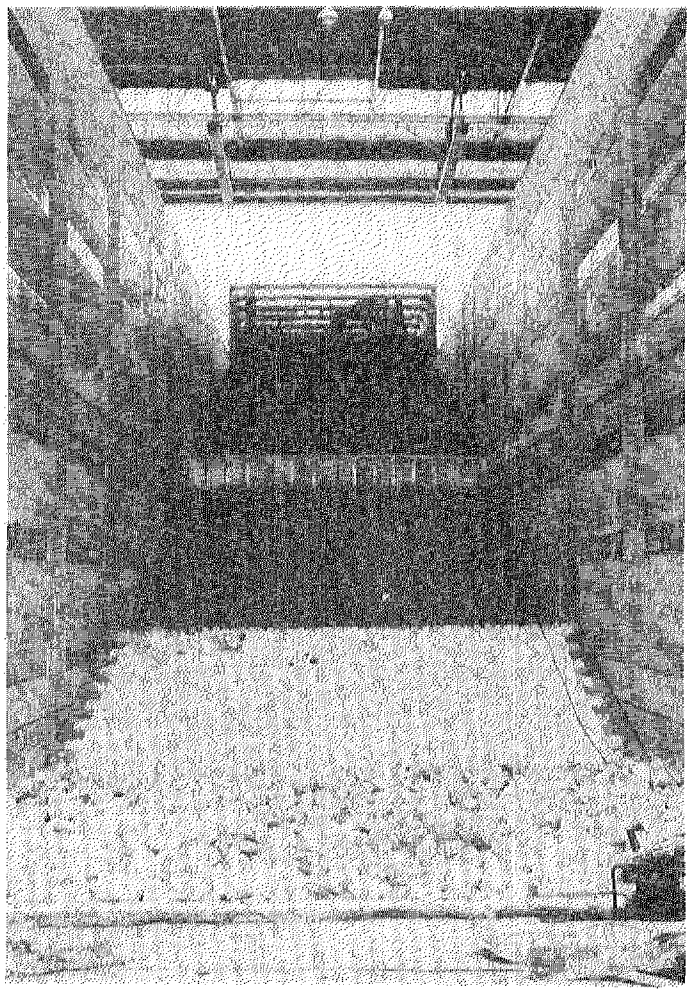
C 37 Klei-erosie na de proef ter plaatse van onderste kruisstempel in de schrale klei

C 38 Uitgebreide klei-erosie onder de waterlijn in de schrale klei

C 39 Karakteristiek van de 1e Vilvoordse steen glooiing (rondere vorm), raamwerk is 1 $m^2$

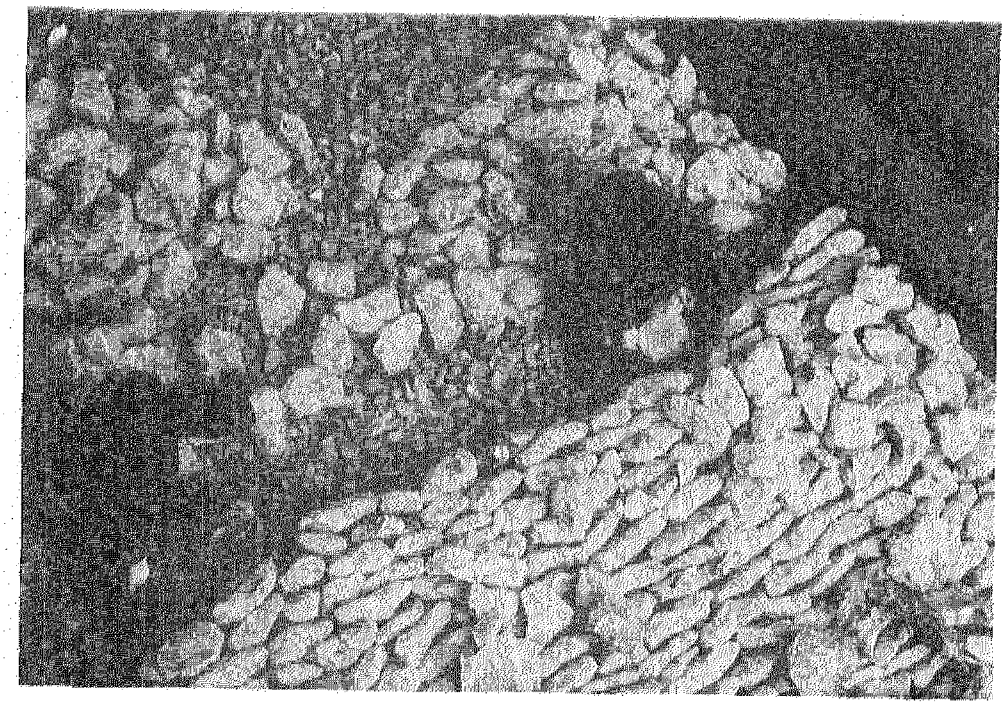
C 40 Karakteristiek van de 2e Vilvoordse steen glooiing (plattere vorm), raamwerk is 1 $m^2$

C 41 Karakteristiek van de Basalt glooiing, raamwerk is 1 $m^2$

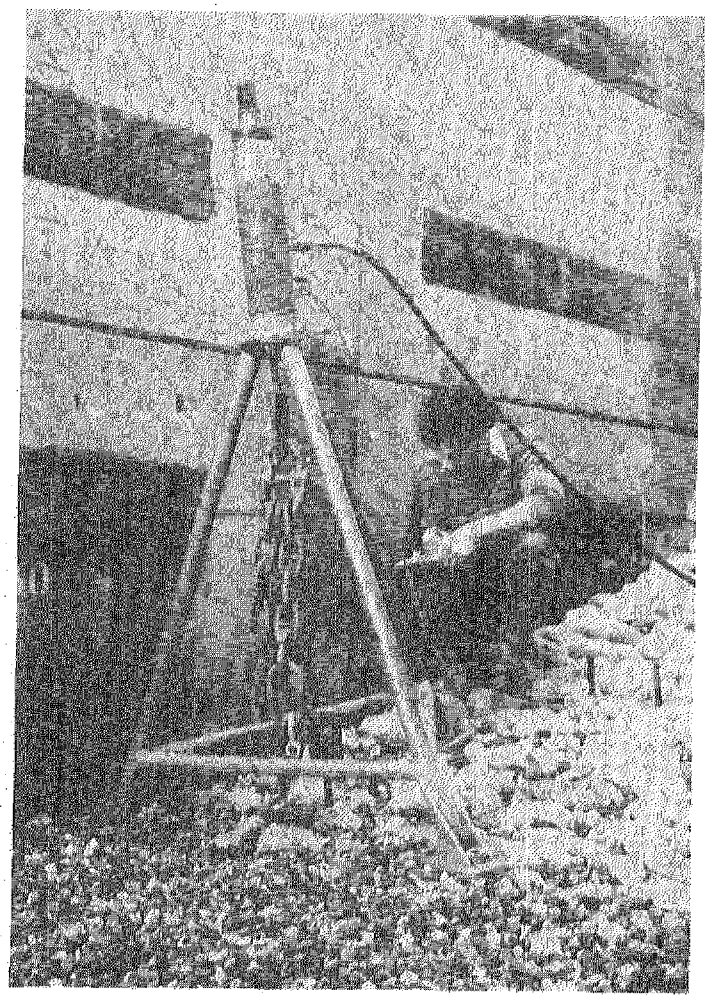


C 1 Basistalud voor Vilvoordse steen en Haringmanblokken (v.o.n.b. gootbodem, stortsteen, WL-blokken, perkoenrij, kleilaag,overgang met teenschot, mijnsteen)

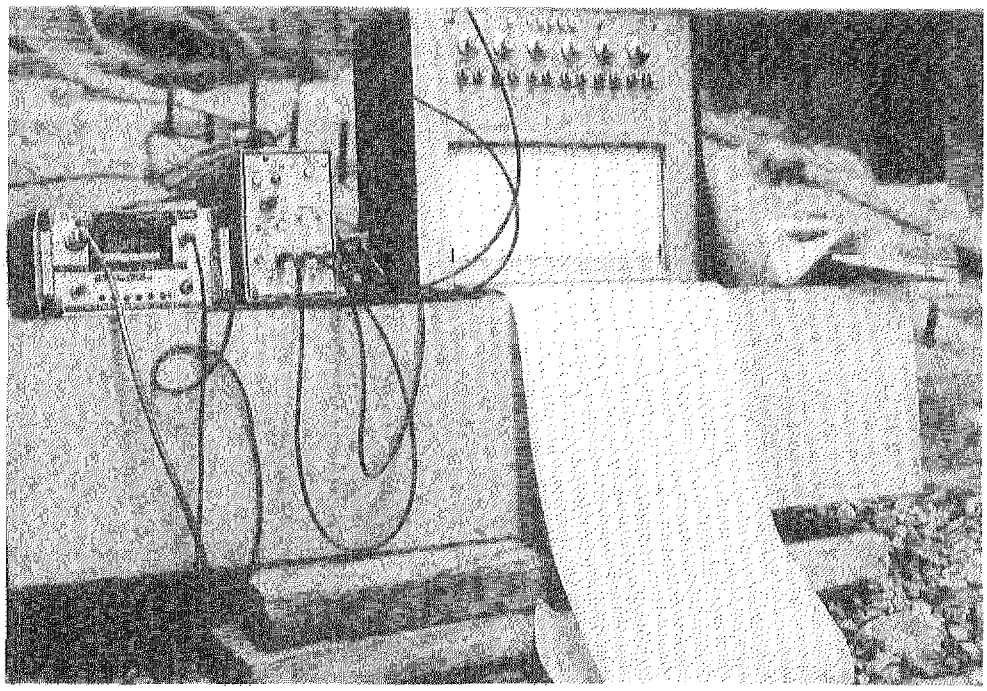
C 2 Aanbrengen kleurbanden en vlijlagen op de kleilaag onder de Vilvoordse steen glooiing



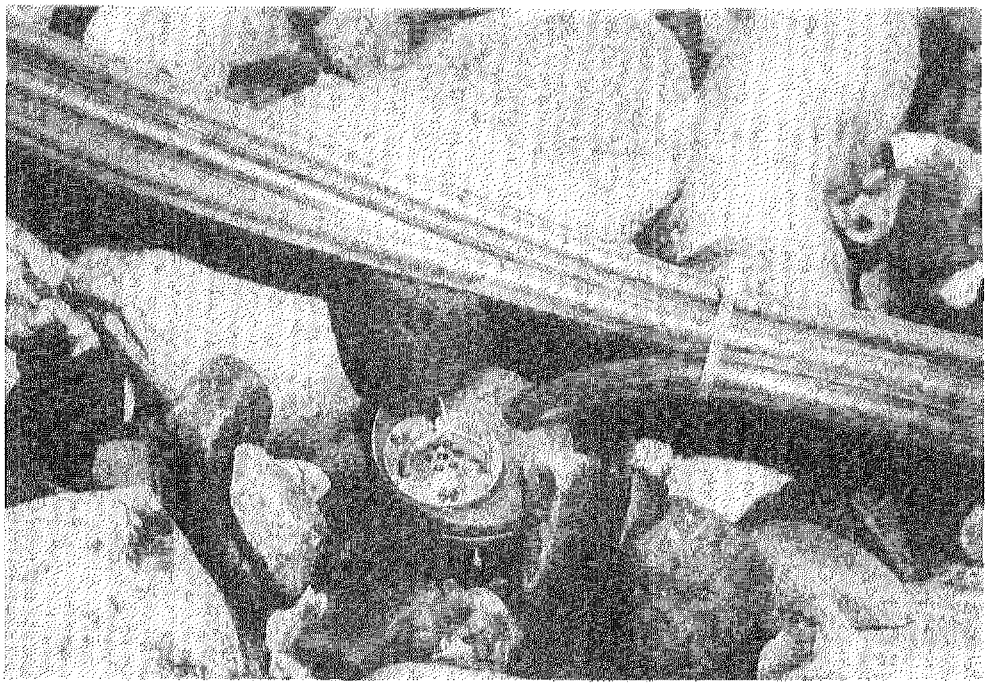
C 3 Zetten Vilvoordse steen op vlijlagen met puinlaag



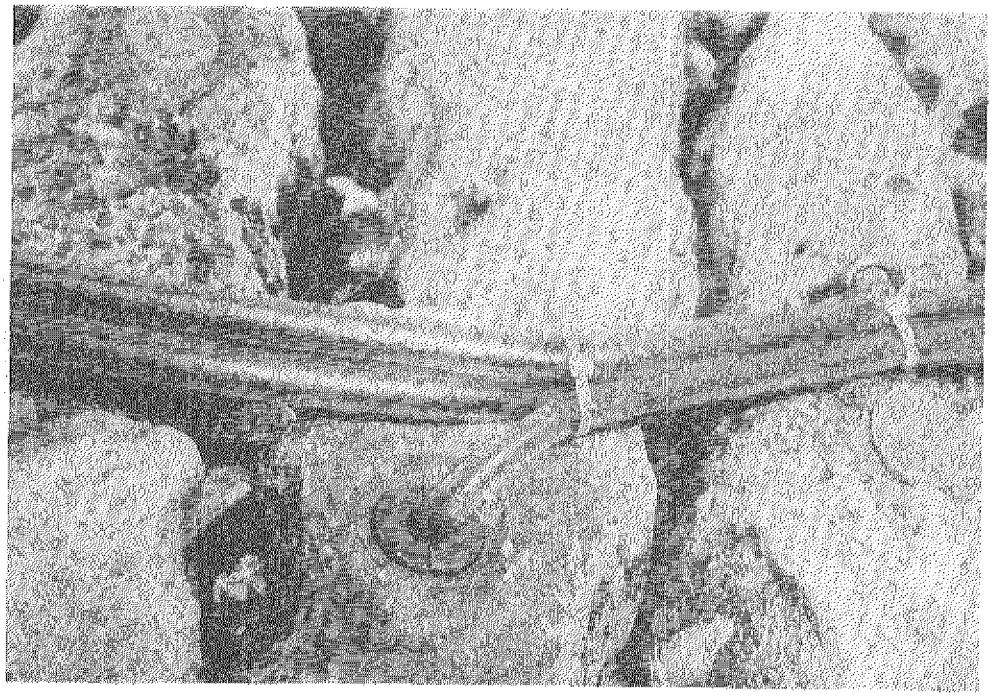
C 4 Trekproef voor Vilvoordse steen



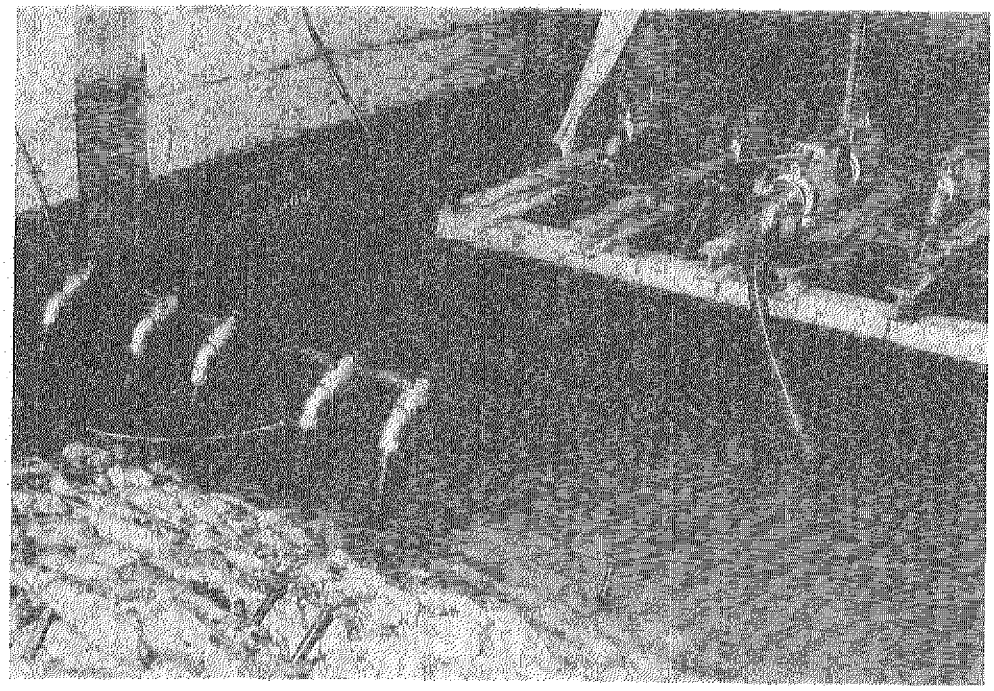
C 5 Registratie apparatuur voor trekproeven



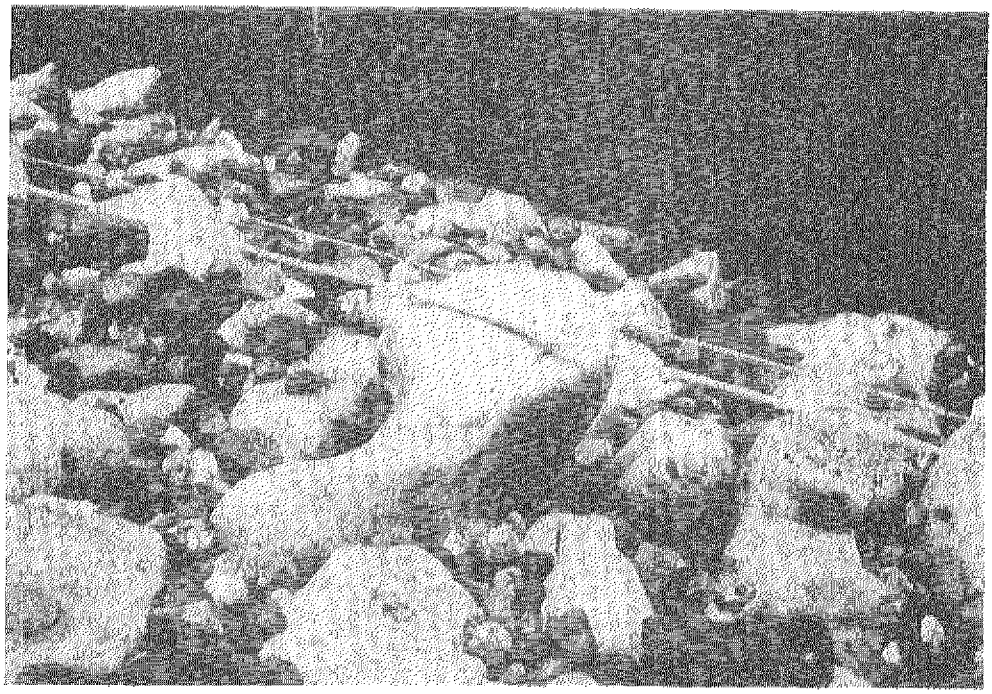
C 6 Golfdrukopnemer in koker tussen de Vilvoordse steen



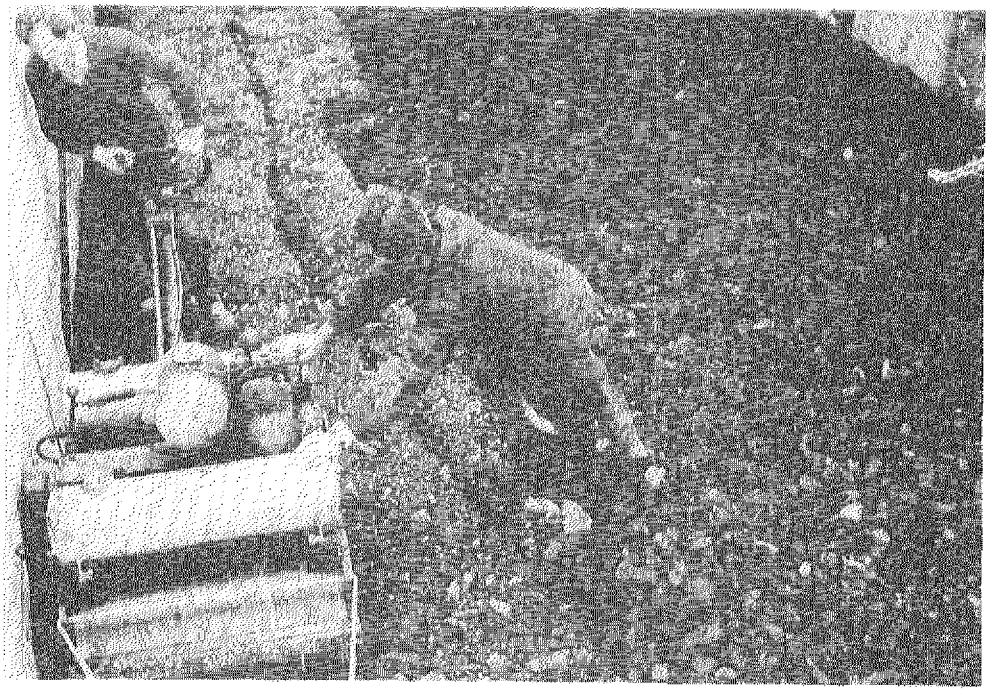
C 7 Demontabele aansluiting voor waterspanningsmeter onder in een Vilvoordse steen



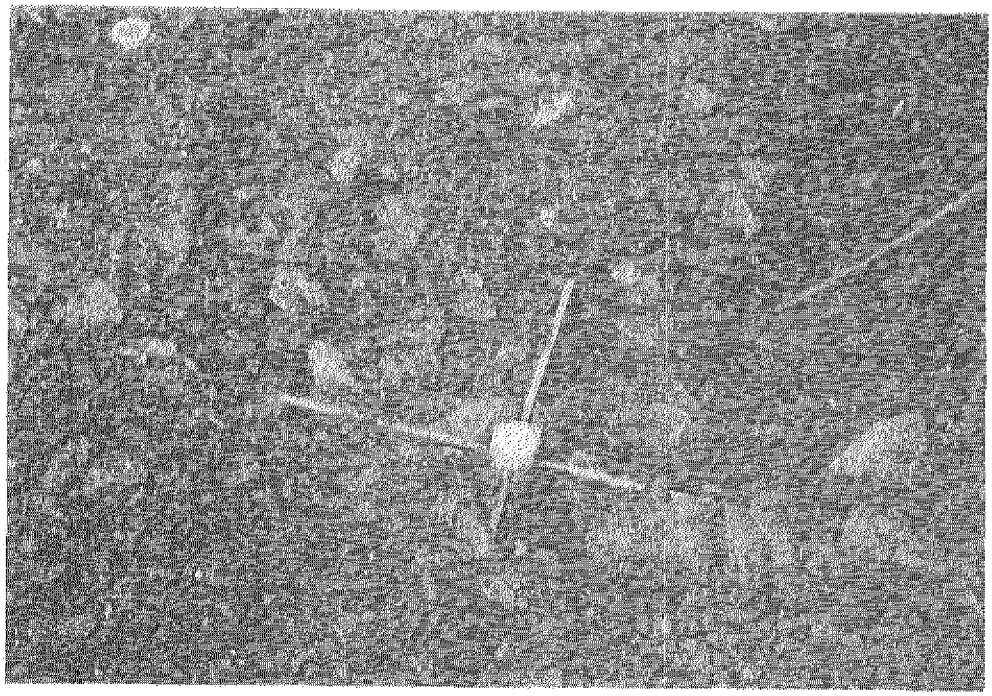
C 8 Leklengtemeting Vilvoordse steen glooiing



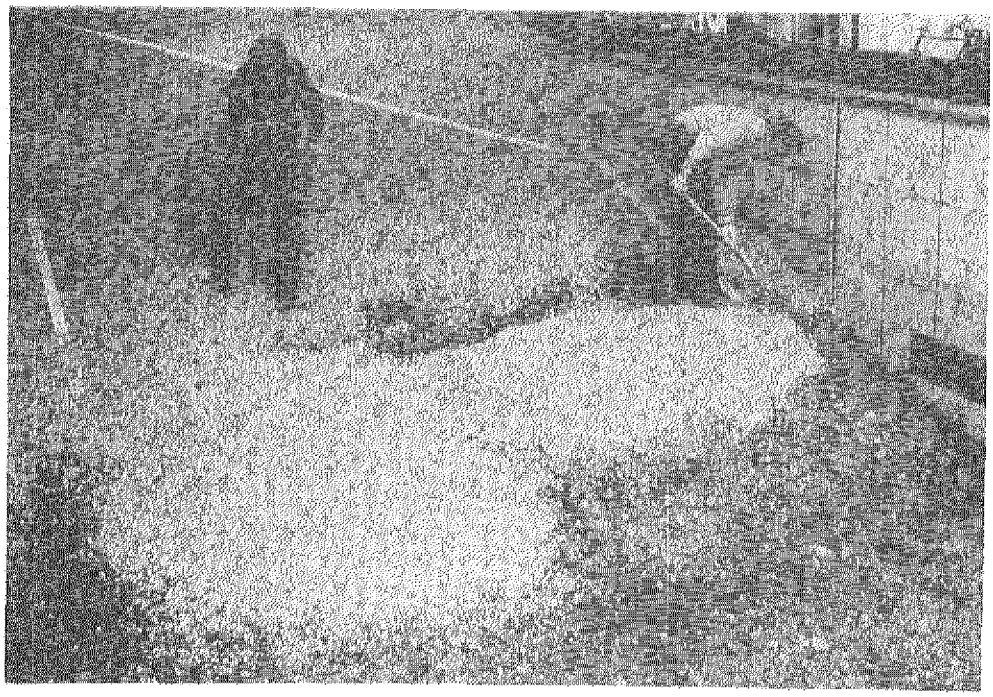
C 9 Vilvoordse steen die onder golfbelasting ca 0,08 m uit het talud is gekomen



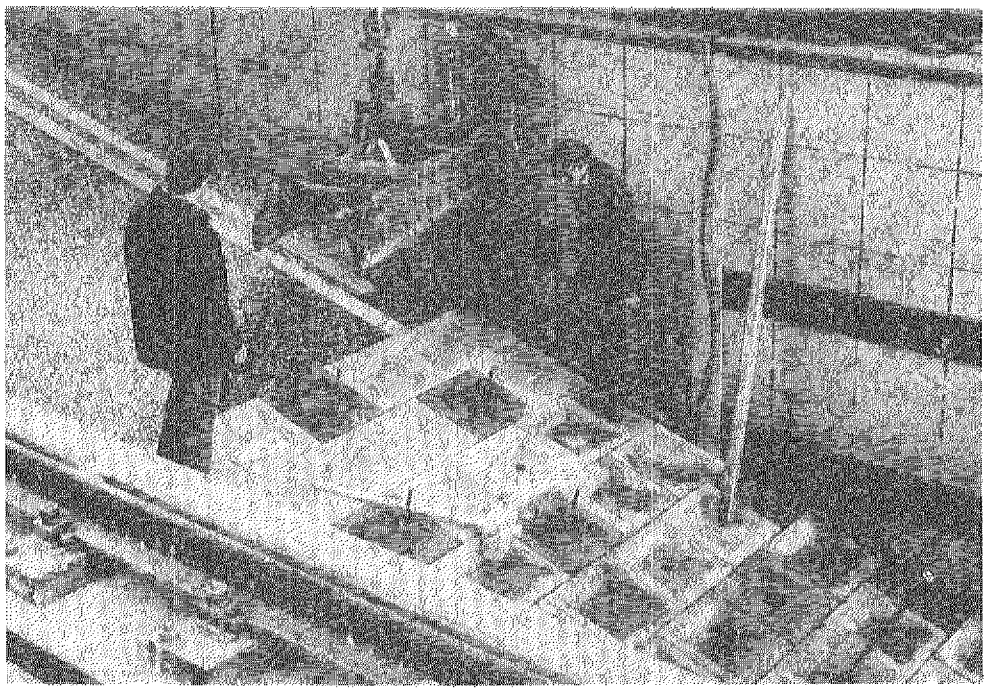
C 10 Bouw Haringmanblokken glooiing; laagsgewijze verdichting mijnsteen onderlaag met een trilwals



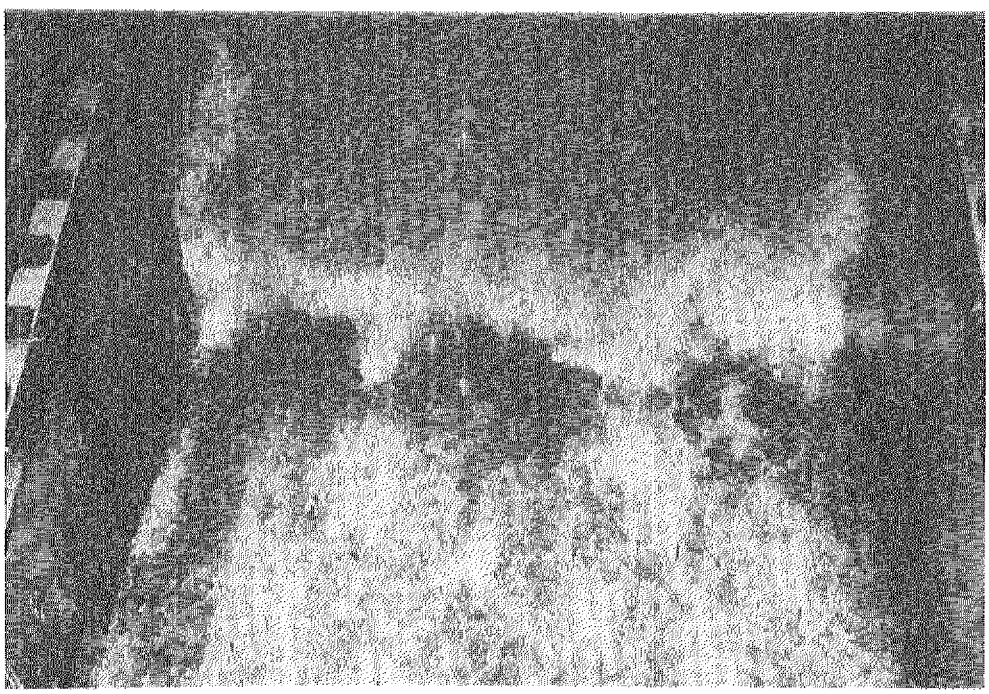
C 11 Bouw Haringmanblokken glooiing, waterspanningsmeter in de mijnsteen; met stabilisatie kruisje



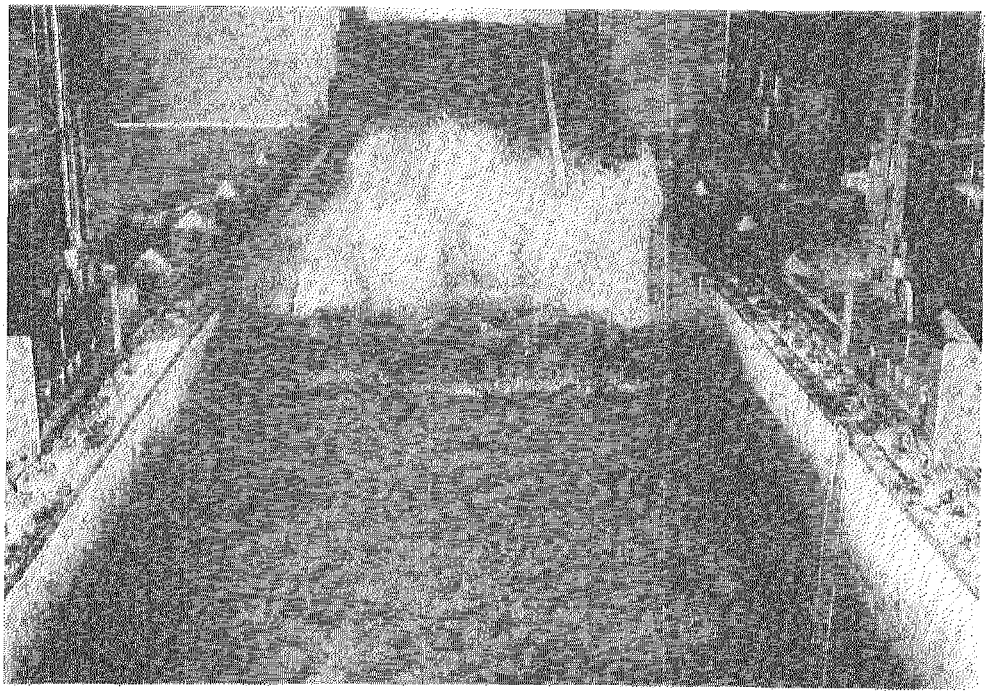
C 12 Bouw Haringmanblokken glooiing; aanbrengen uitvullaagje op de mijnsteen



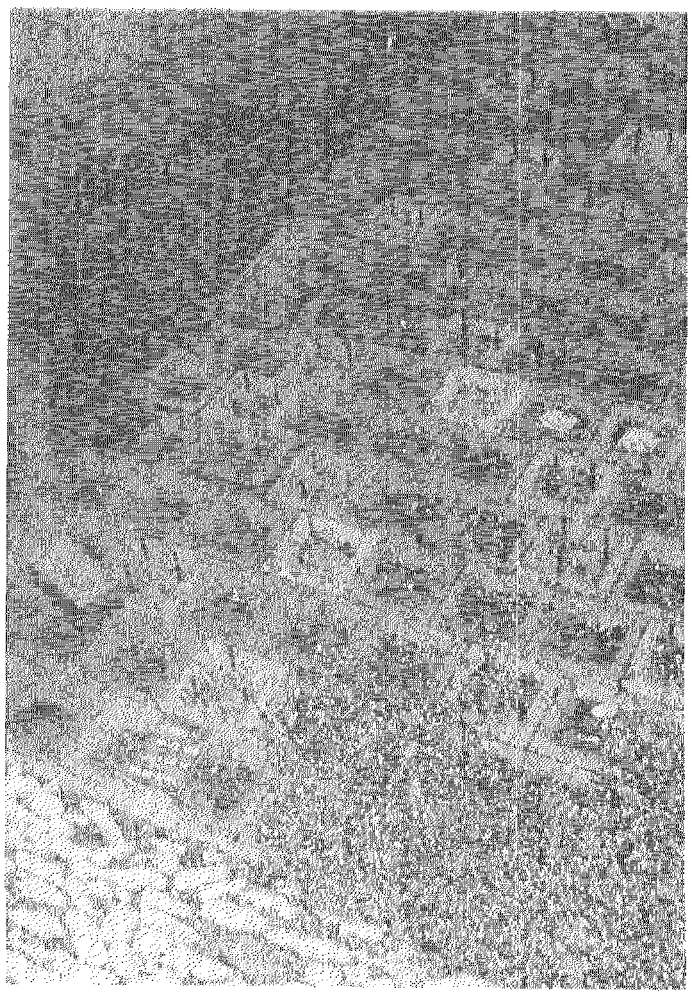
C 13 Bouw Haringmanblokken glooiing; zetten van de blokken met een vier-bloks tang



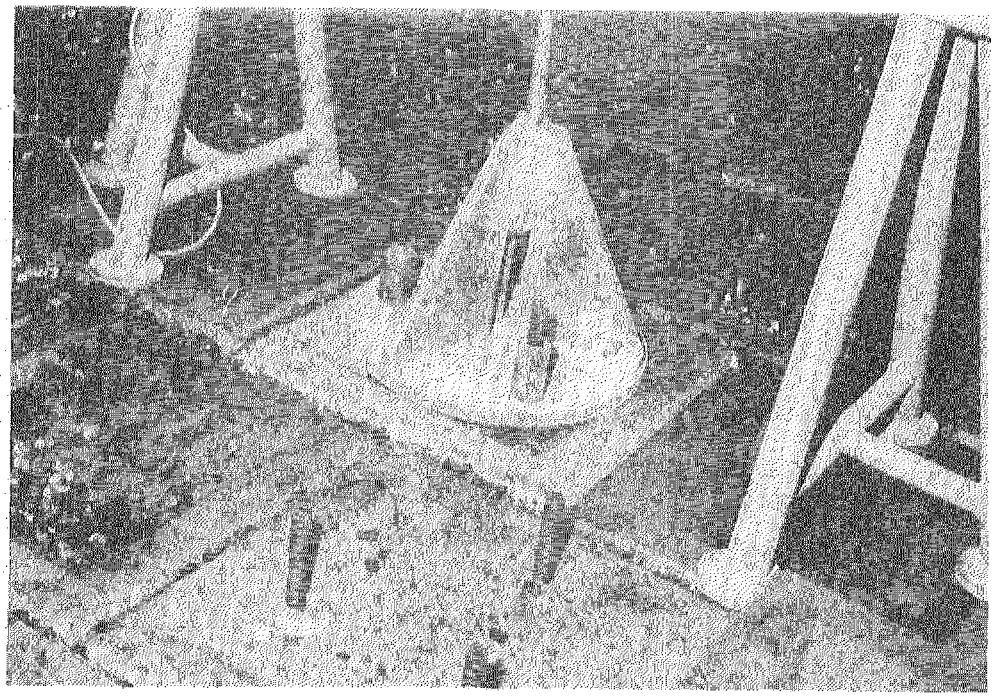
C 14 Extreme golfaanval op Haringmanblokken glooiing



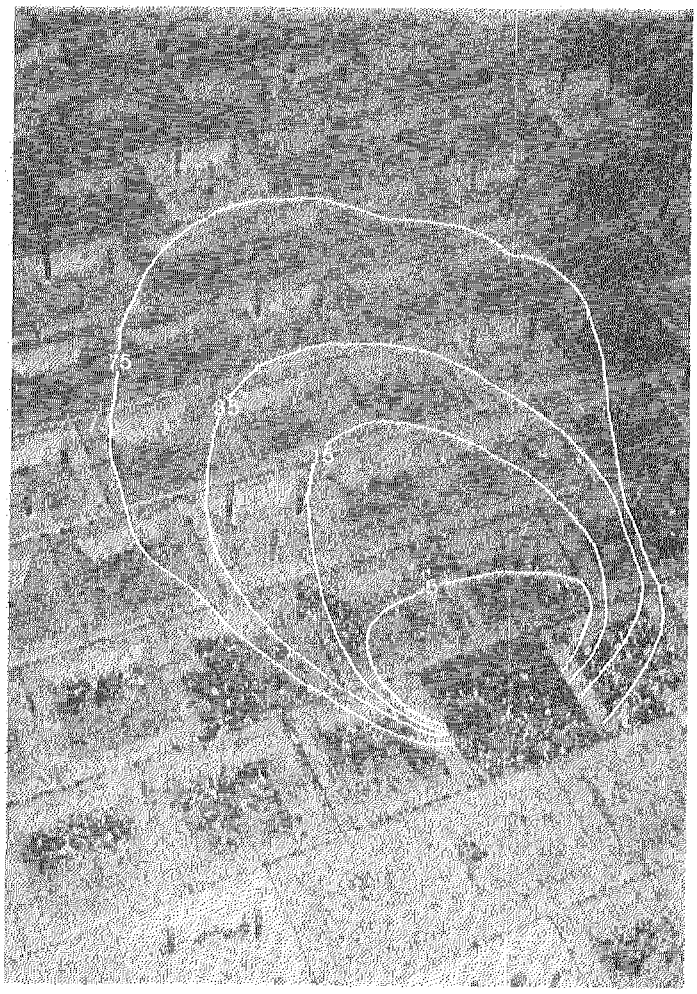
C 15 Extreme golfaanval op Haringmanblokken glooiing



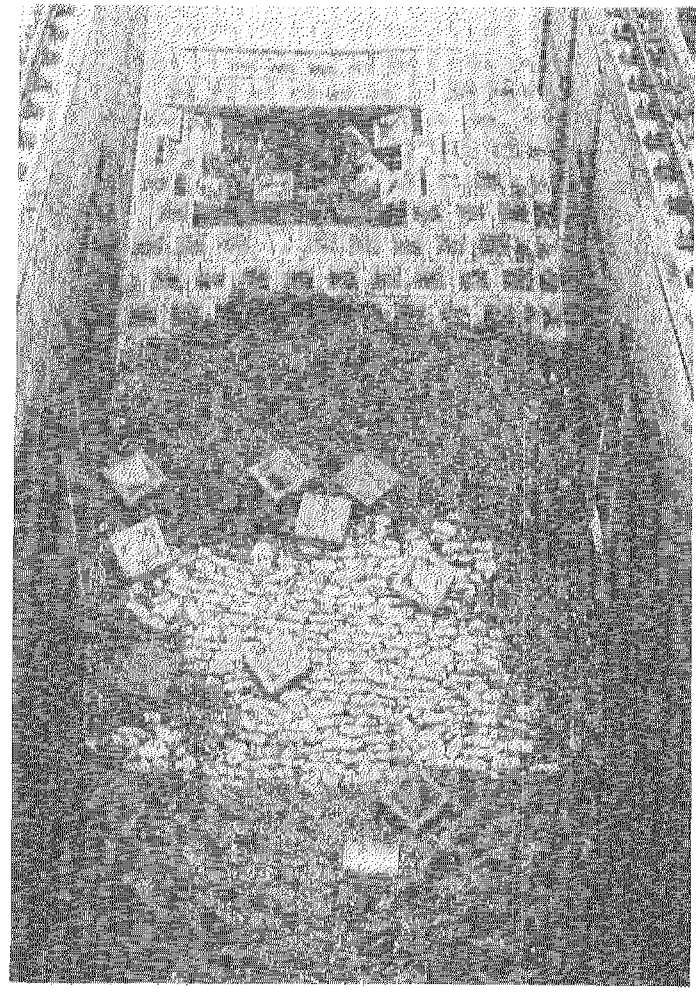
C 16 Schade Haringmanblokken glooiing, na 17 uur, $H_s$ = 1,50 m



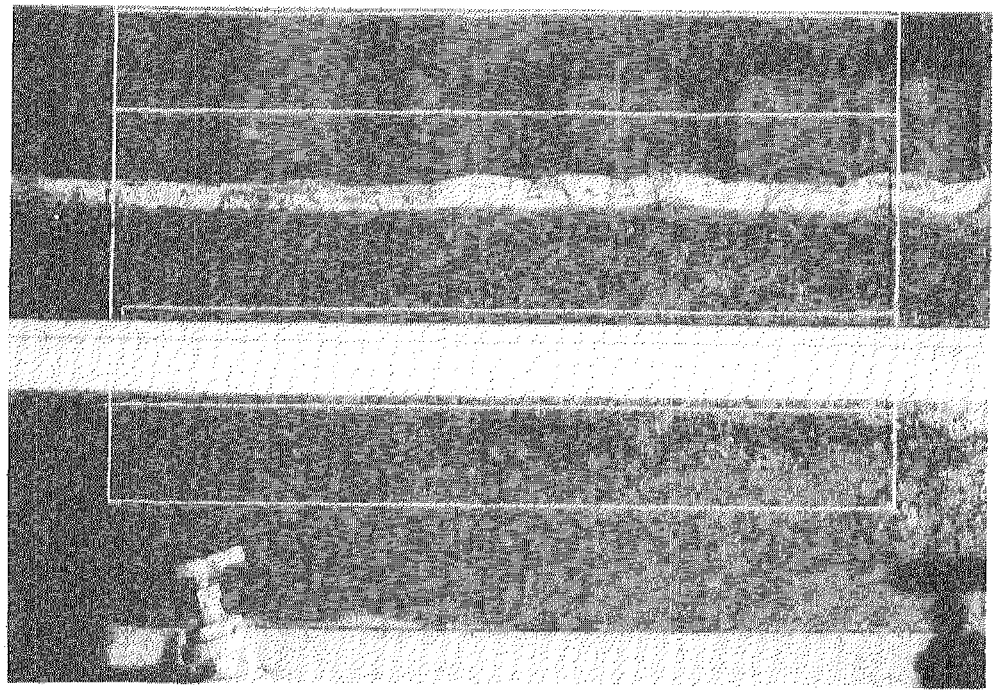
C 17 Trekproef voor Haringmanblokken glooiing



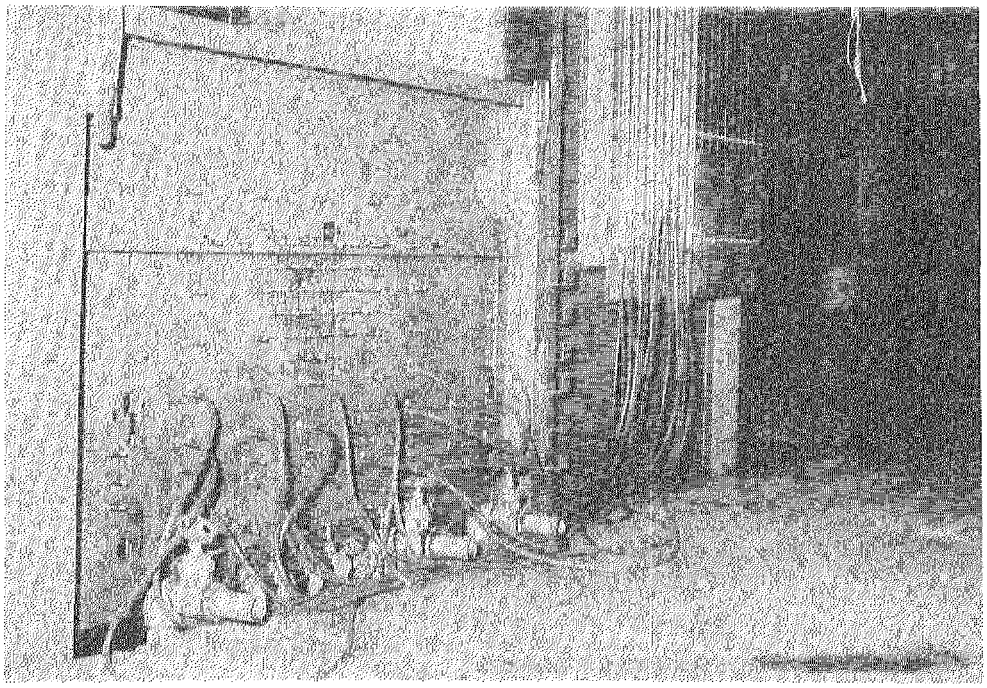

C 18 Destructie proef; voortgang van ondermijning
Haringmanblokken door uitspoeling van mijnsteen.
( lijnen voor 5, 15, 35, en 75 minuten golfaanval )



C 19 Destructie proef; schade na proef, na 155 minuten golfaanval



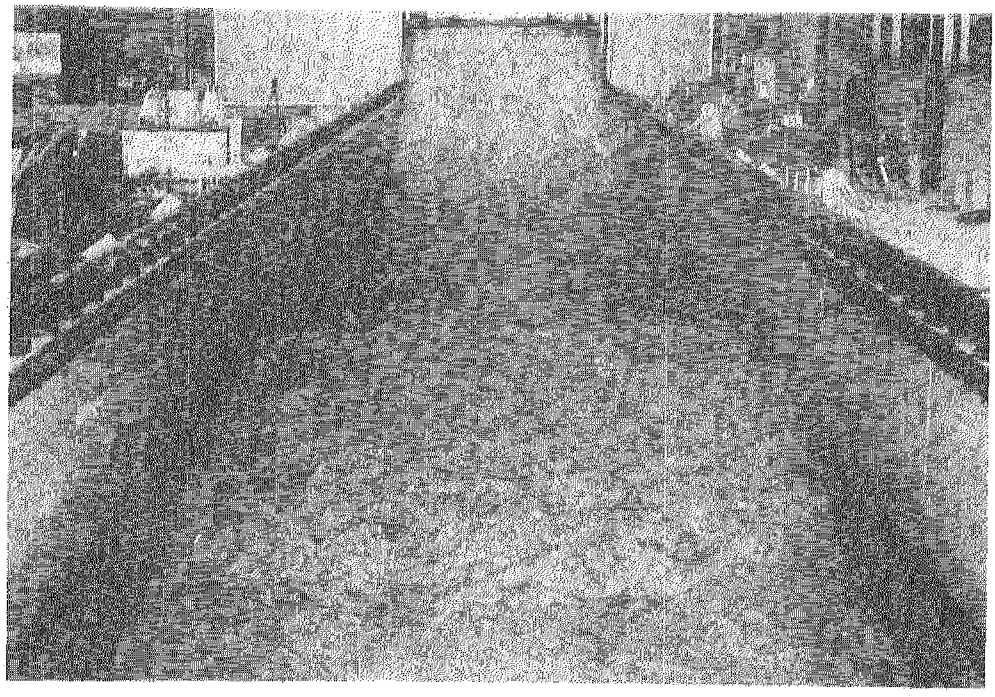
C 20 Bepaling doorlatendheid mijnsteen in de Filterbak



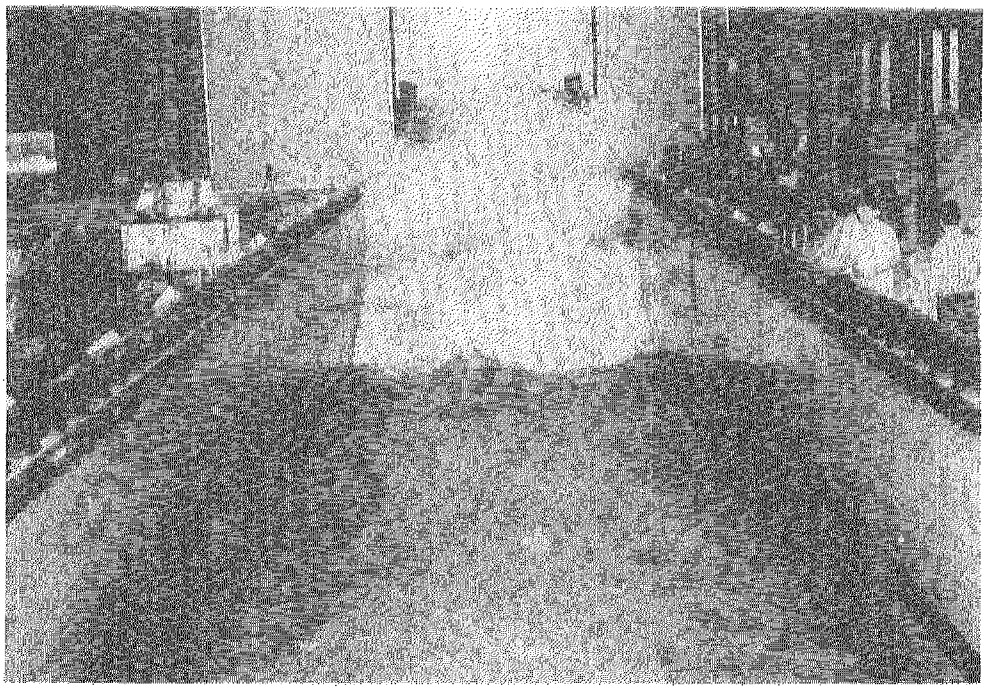
C 21 Stijgbuis meetopstelling met aansluitingen aan de Filterbak

C 22 Bouw Basalt glooiing; afwerken en verdichten kleilaag

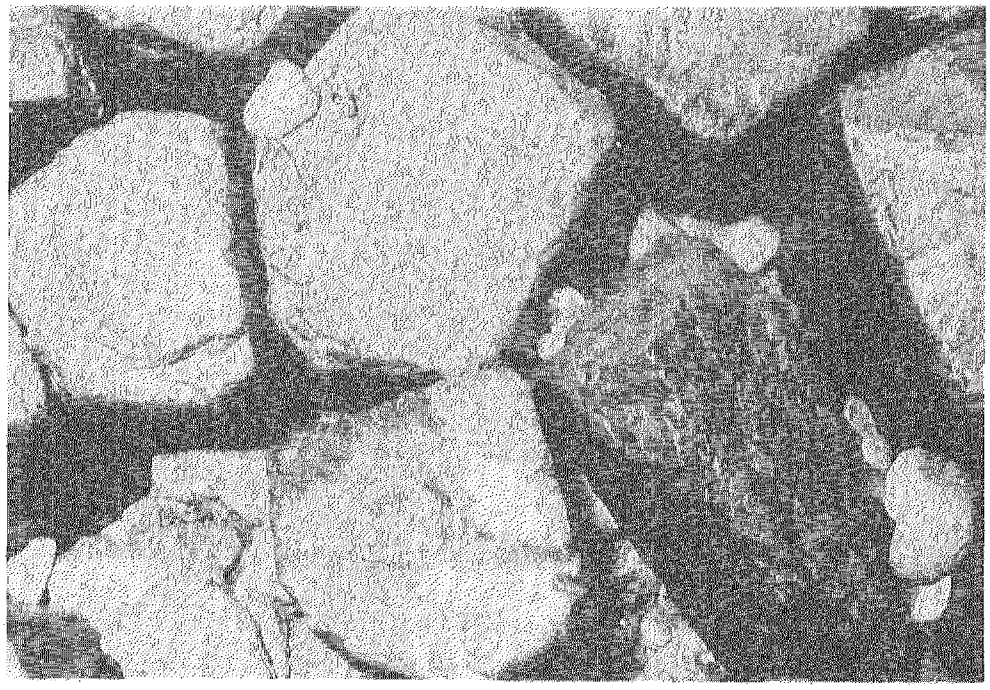
C 23 Zetten Basalt op vlijlagen en puinlaag



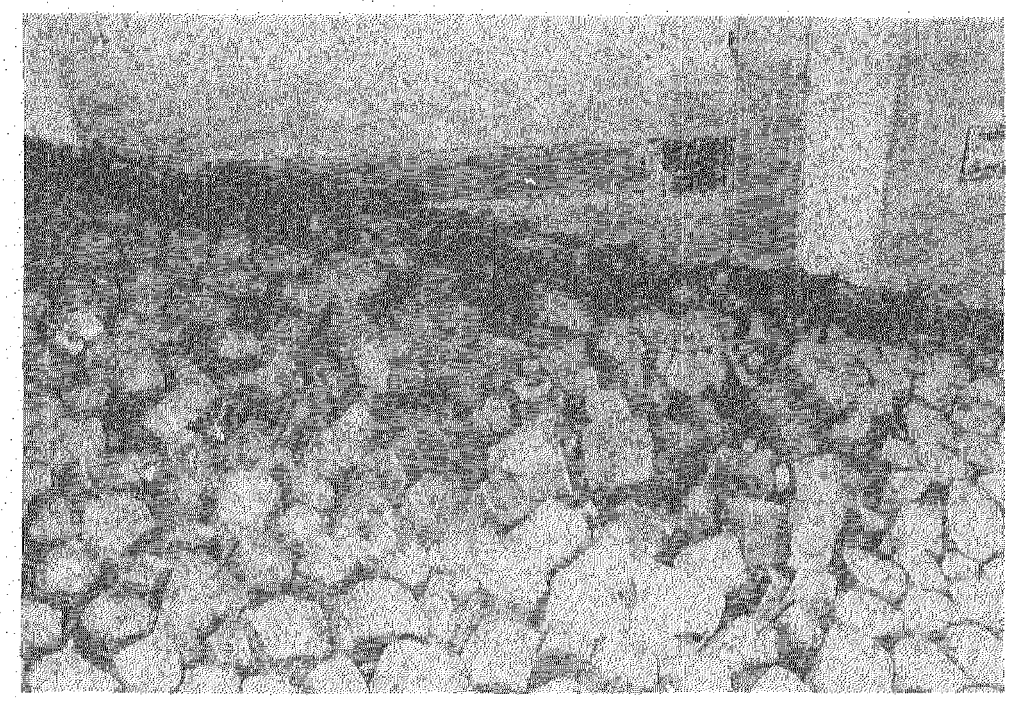
C 24 Extreme golfaanval op de Basalt; maximale golfoploop



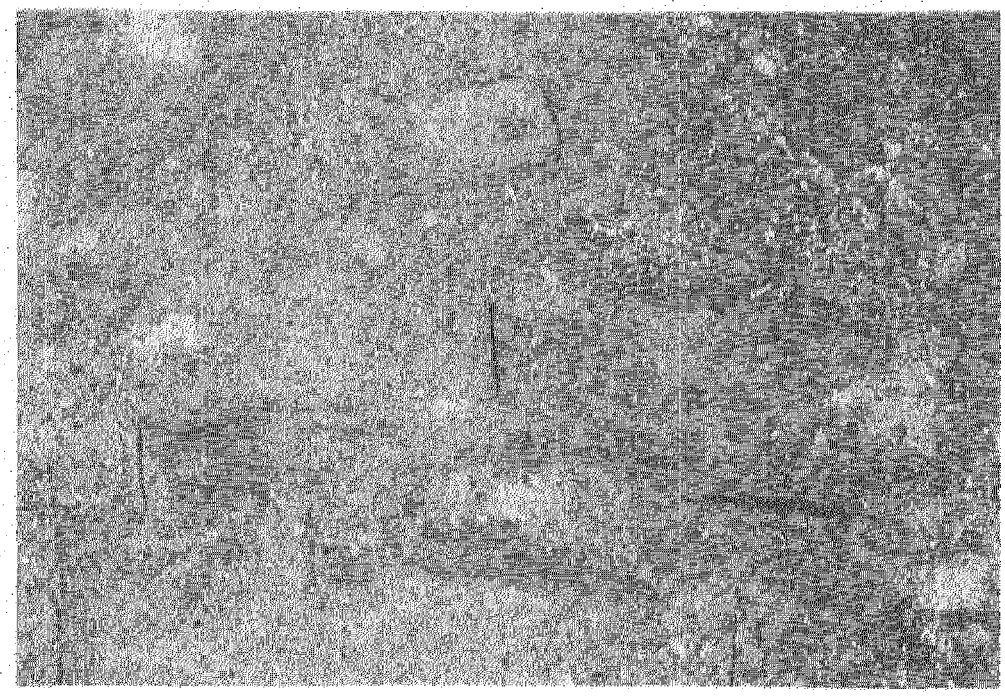
C 25 Extreme golfaanval op de Basalt; golfklap



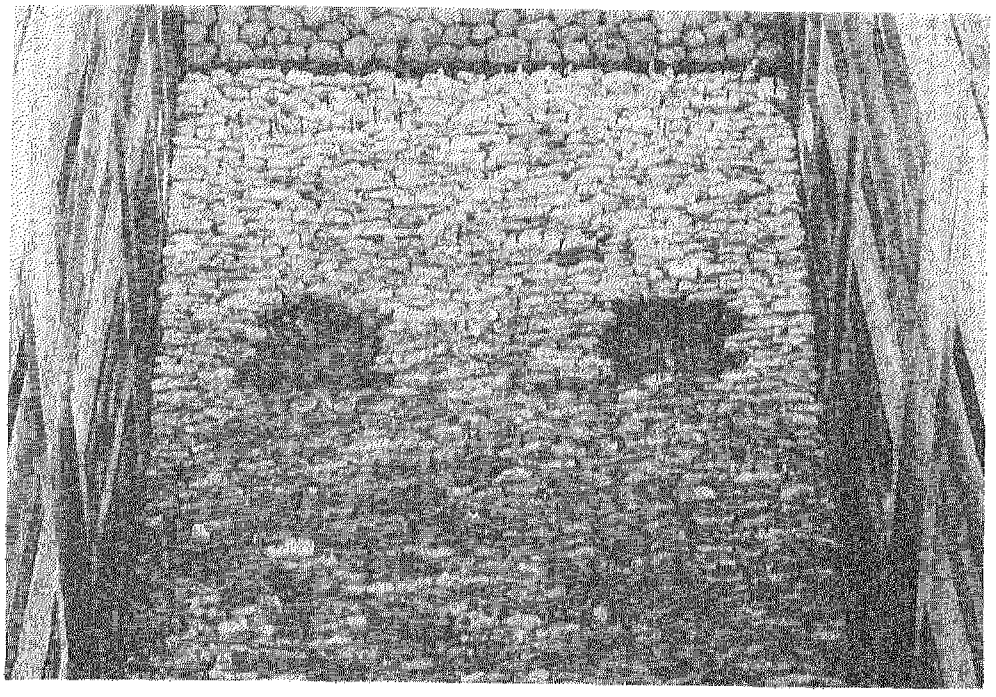
C 26 Schade Basalt glooiing, na 19 uur, $H_S$ = 1,85 m



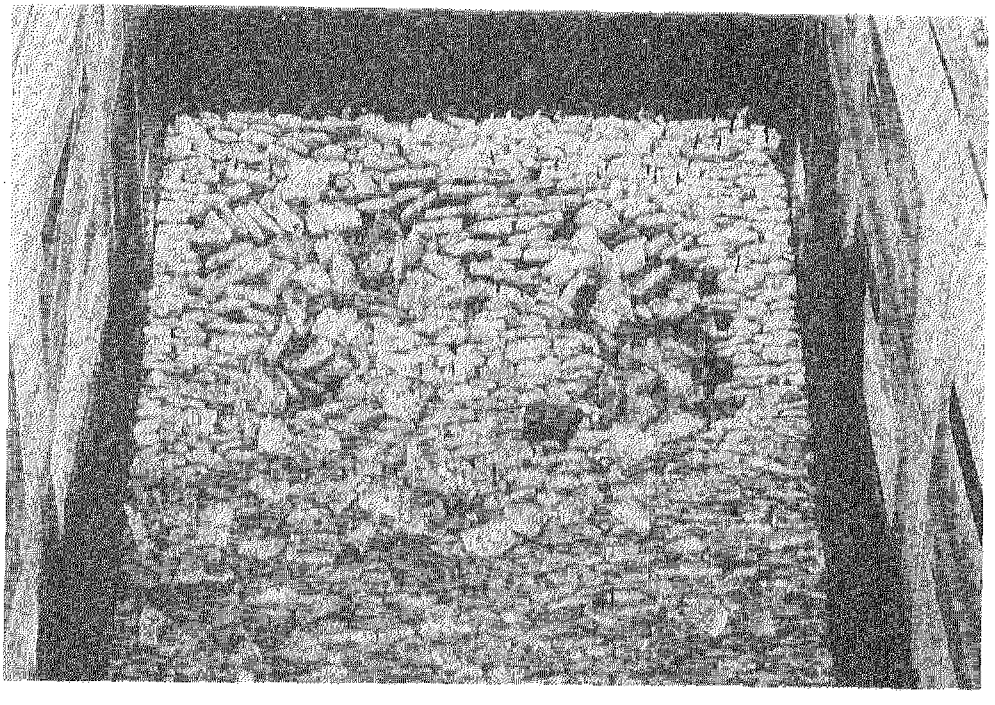
C 27 Uitgebreide schade Basalt glooiing, na 19¼ uur,
$H_S$ = 1,85 m



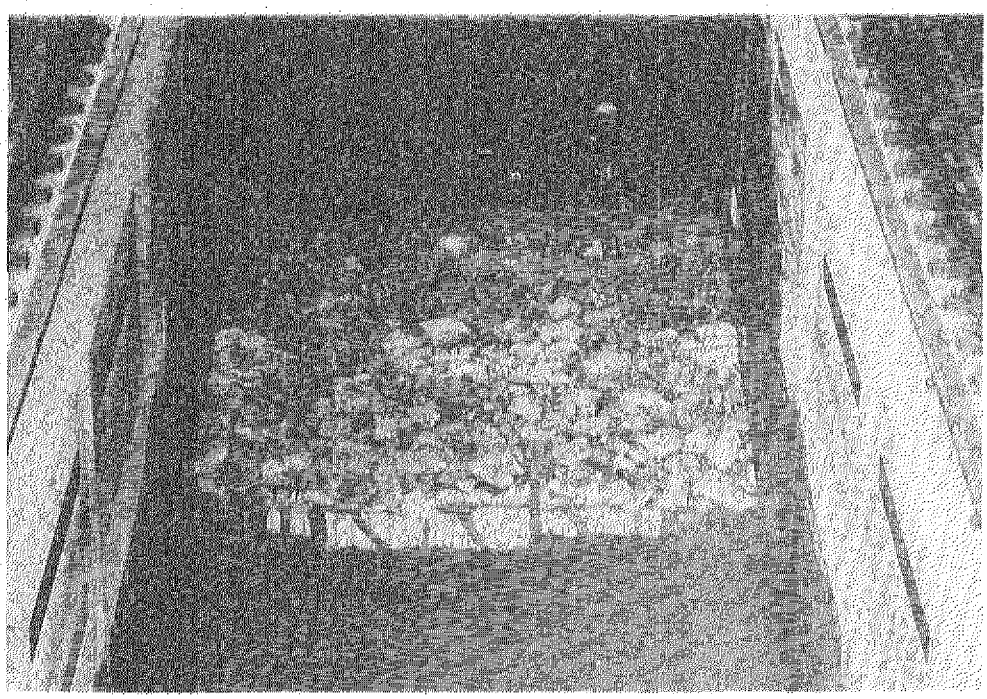
C 28 Kleurbaan onder vlijlaag, na de proeven, volledig intact
( kleurverschil is niet zichtbaar, wel is zichtbaar dat de kleilaag volledig intact is )



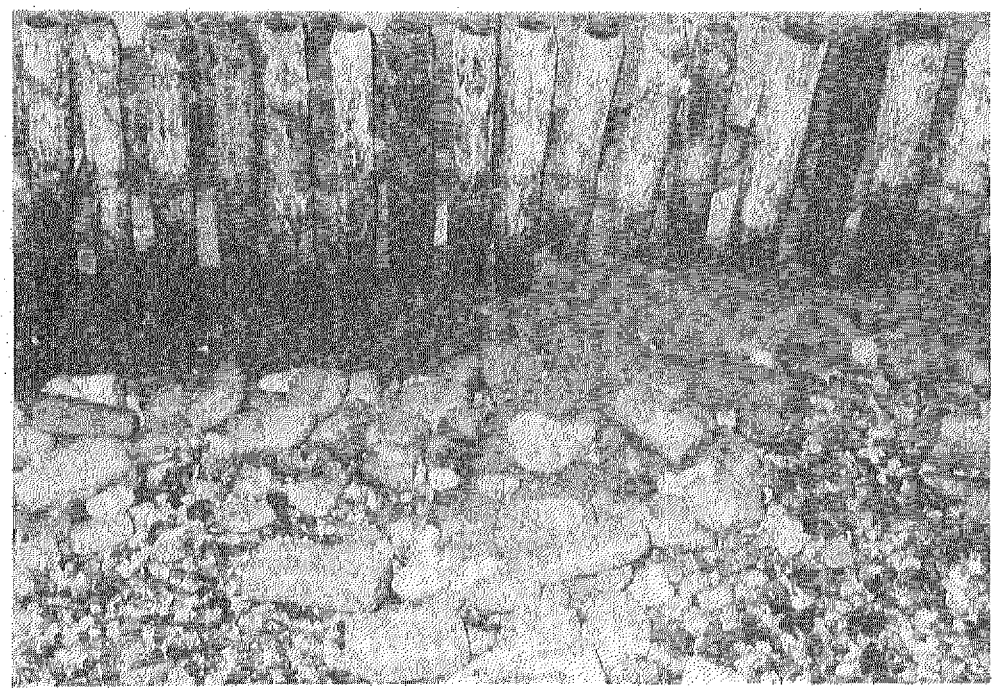
C 29 Destructie proef Vilvoordse steen; gaten vóór de proef



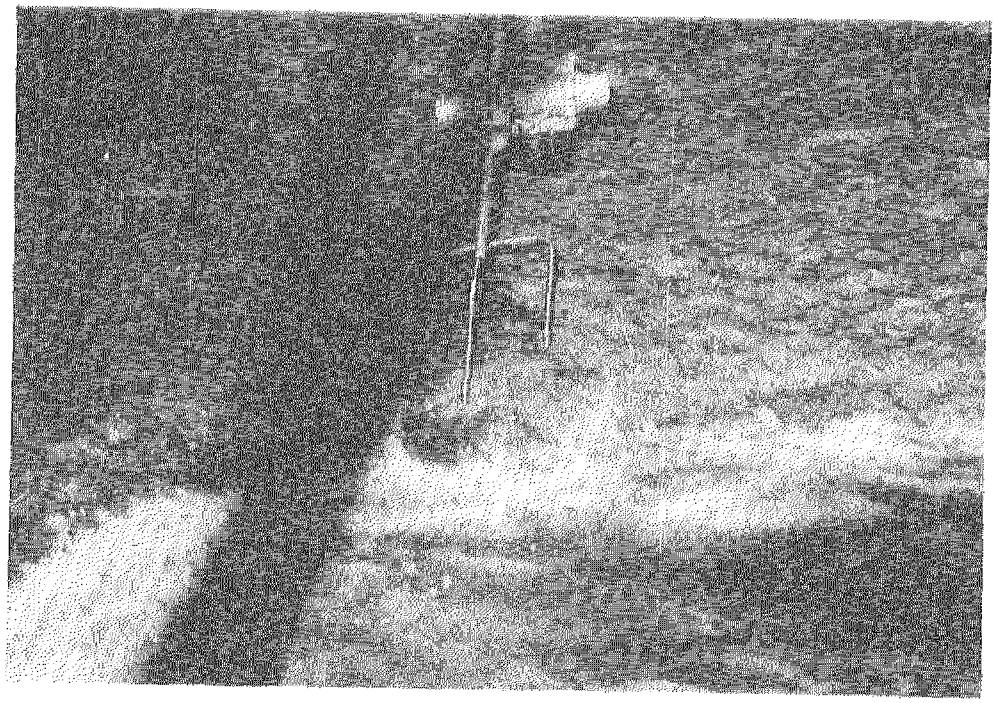
C 30 Destructie proef Vilvoordse steen; gaten na 21 min, $H_s$ = 0,75 m



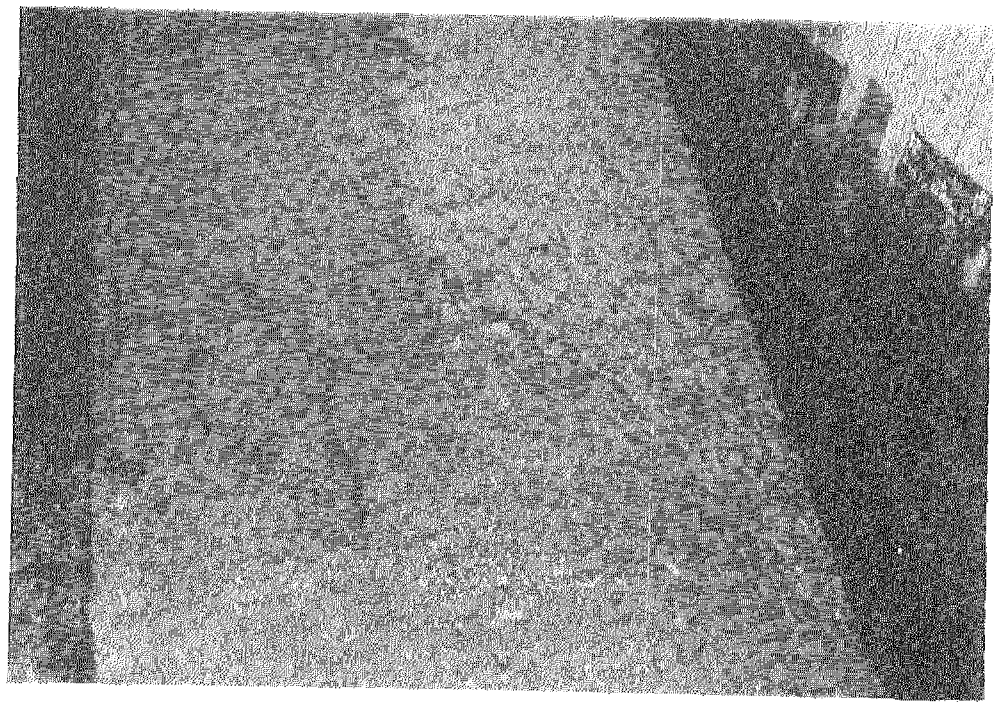
C 31 Destructie proef Vilvoordse steen; schade na $7\frac{1}{4}$ uur, $H_s$ = 0,75 m



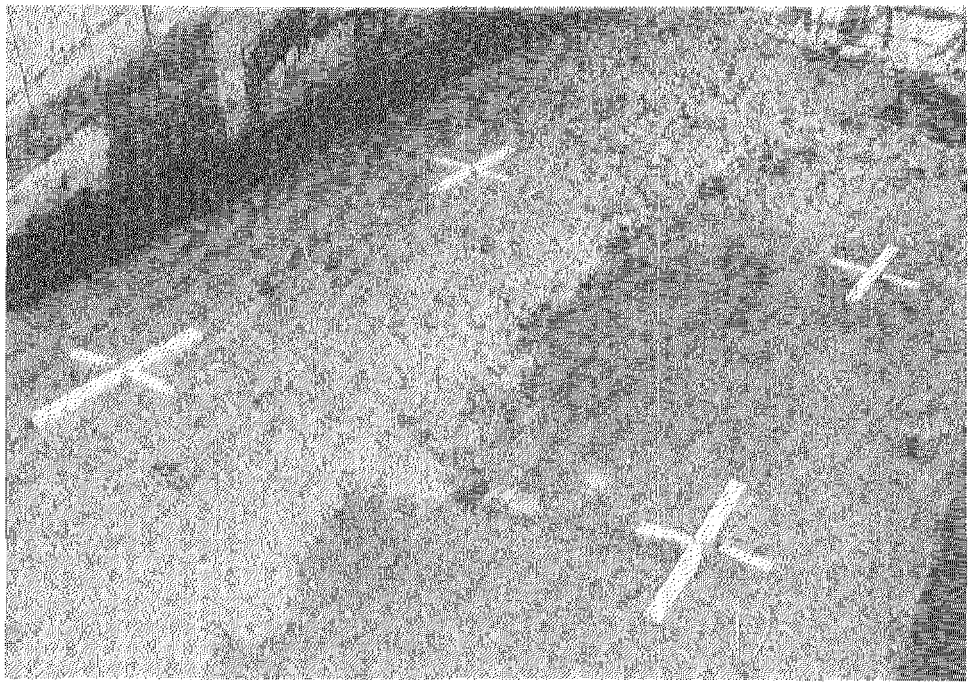
C 32 Destructie proef Vilvoordse steen; klei-erosie tegen de palenrij na $8\frac{1}{3}$ uur, $H_s$ = 1,00 m



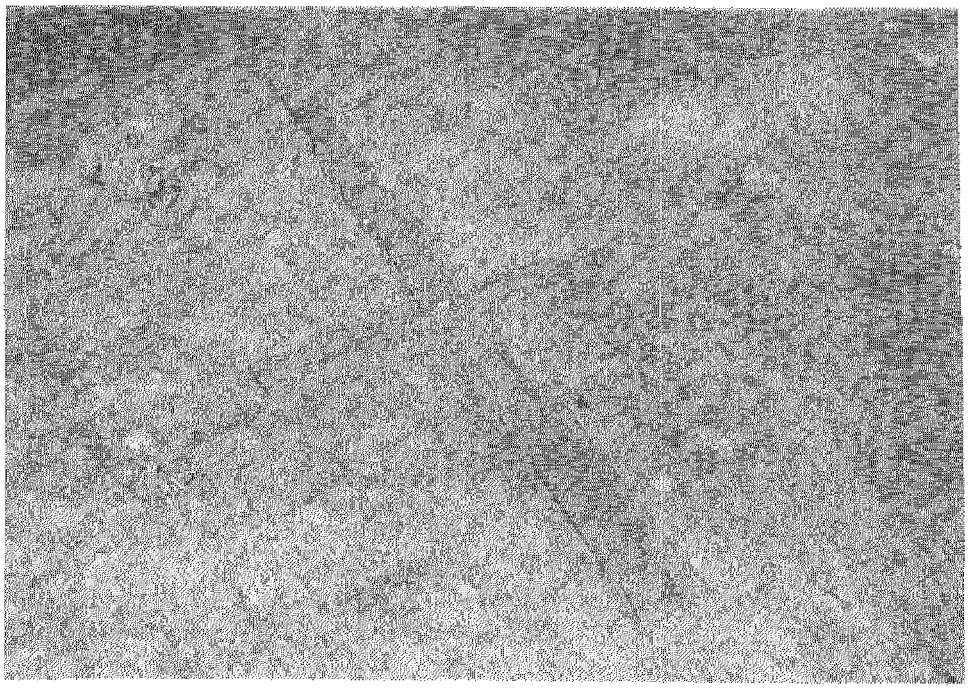
C 33 Meting watersnelheden op kale klei talud met behulp van de A.Z.T.M. ( Accoustische Zand Transport Meter )



C 34 Erosiekuil in schrale klei na 2.40 uur, H = 1,05 m, T = 12 sec

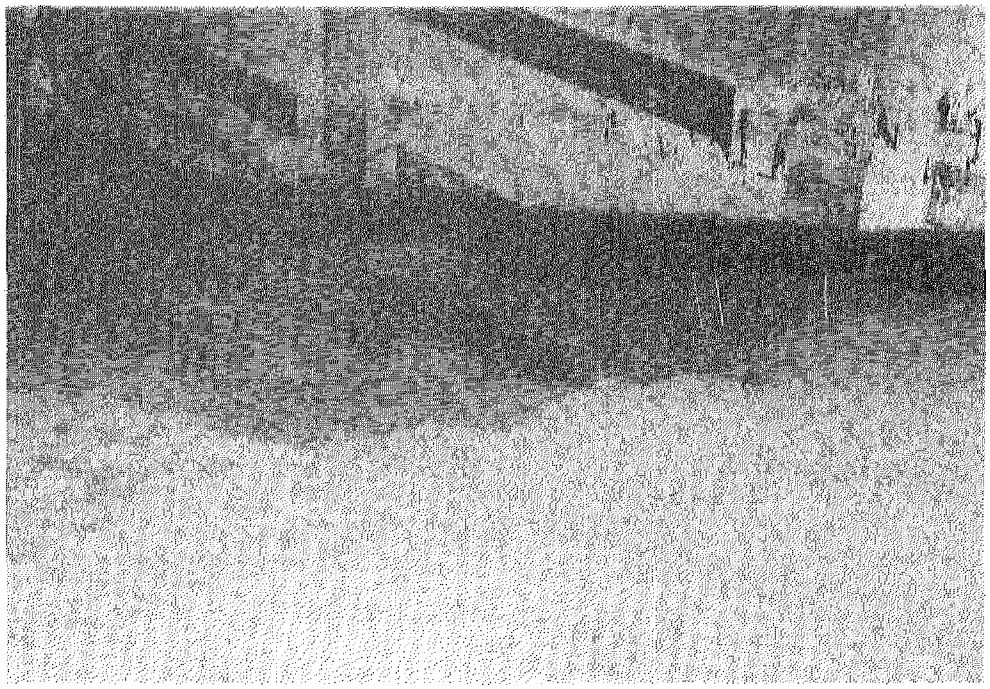


C 35 Patroon kruisstempels op klei-talud

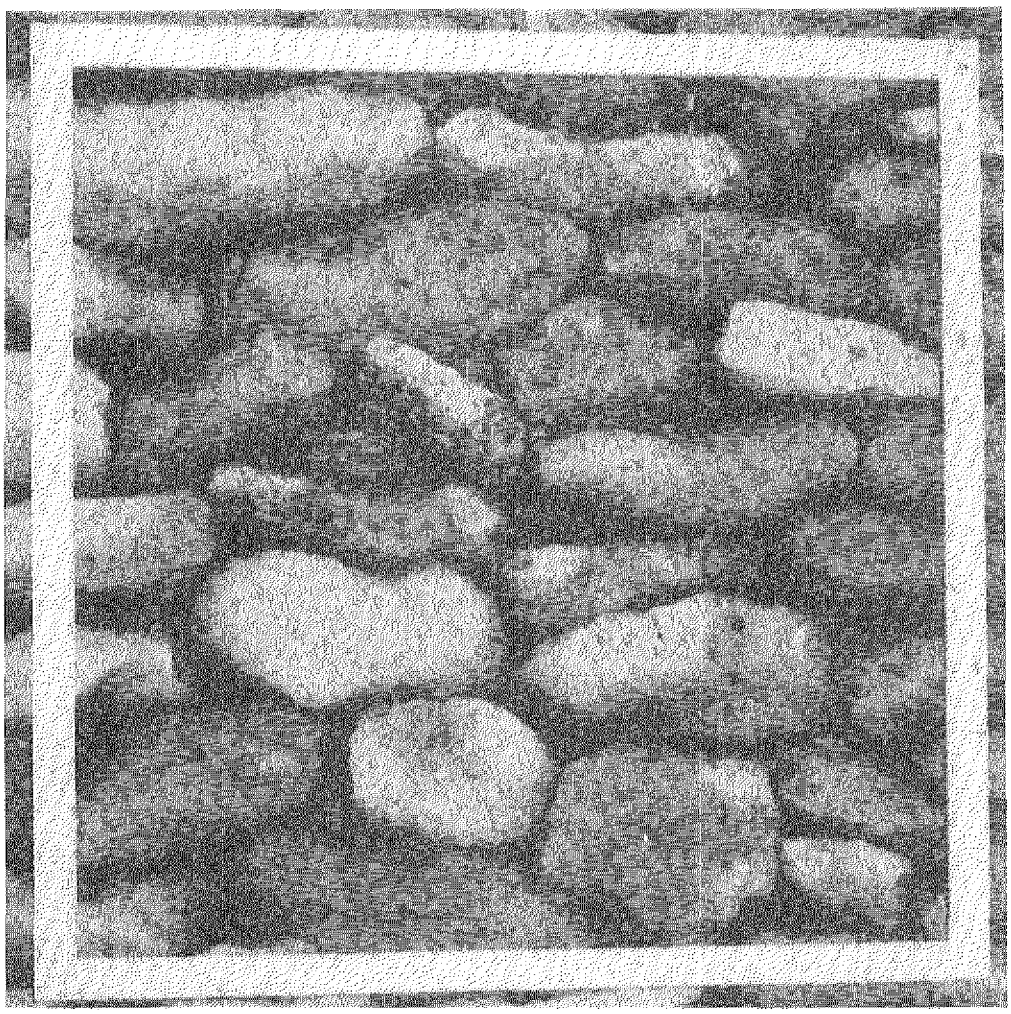


C 36 Kruisstempel afdruk in de klei

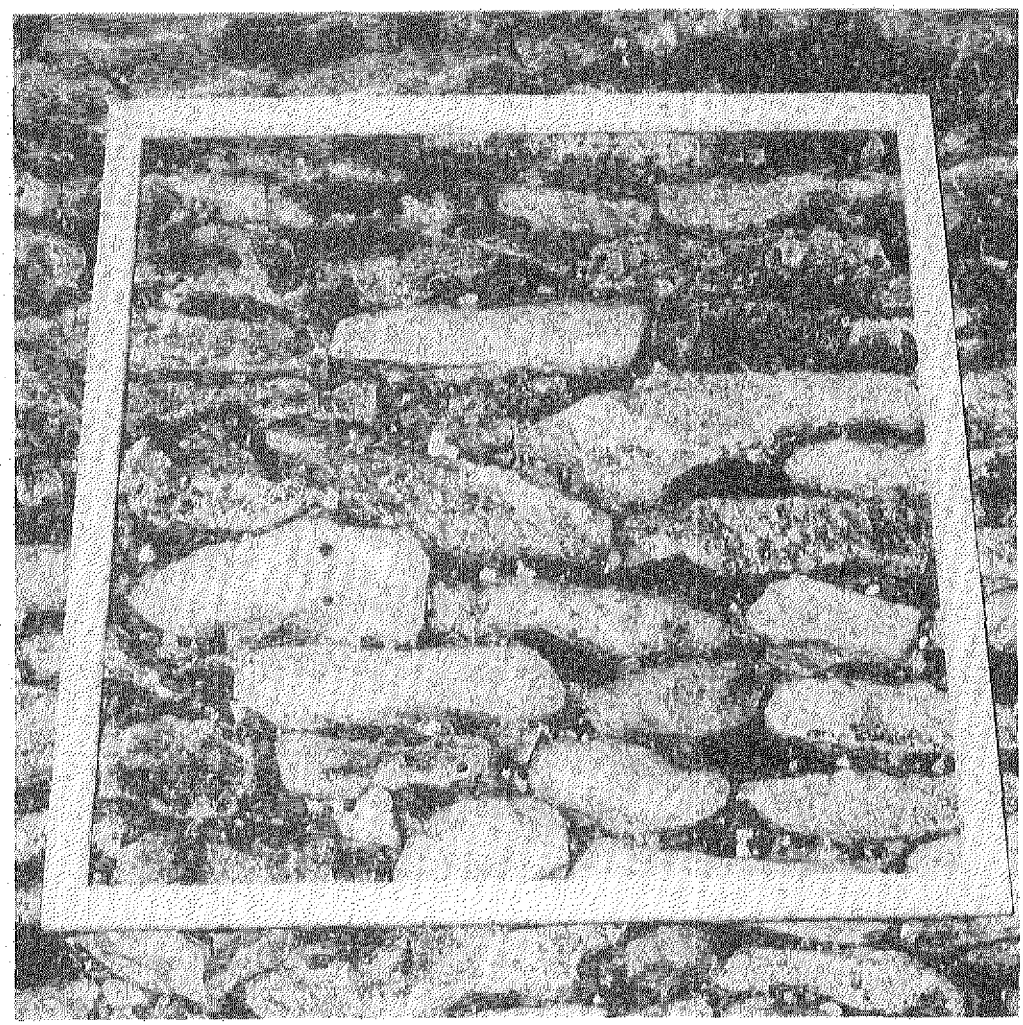
C 37 Klei-erosie na de proef ter plaatse van onderste kruisstempel in de schrale klei



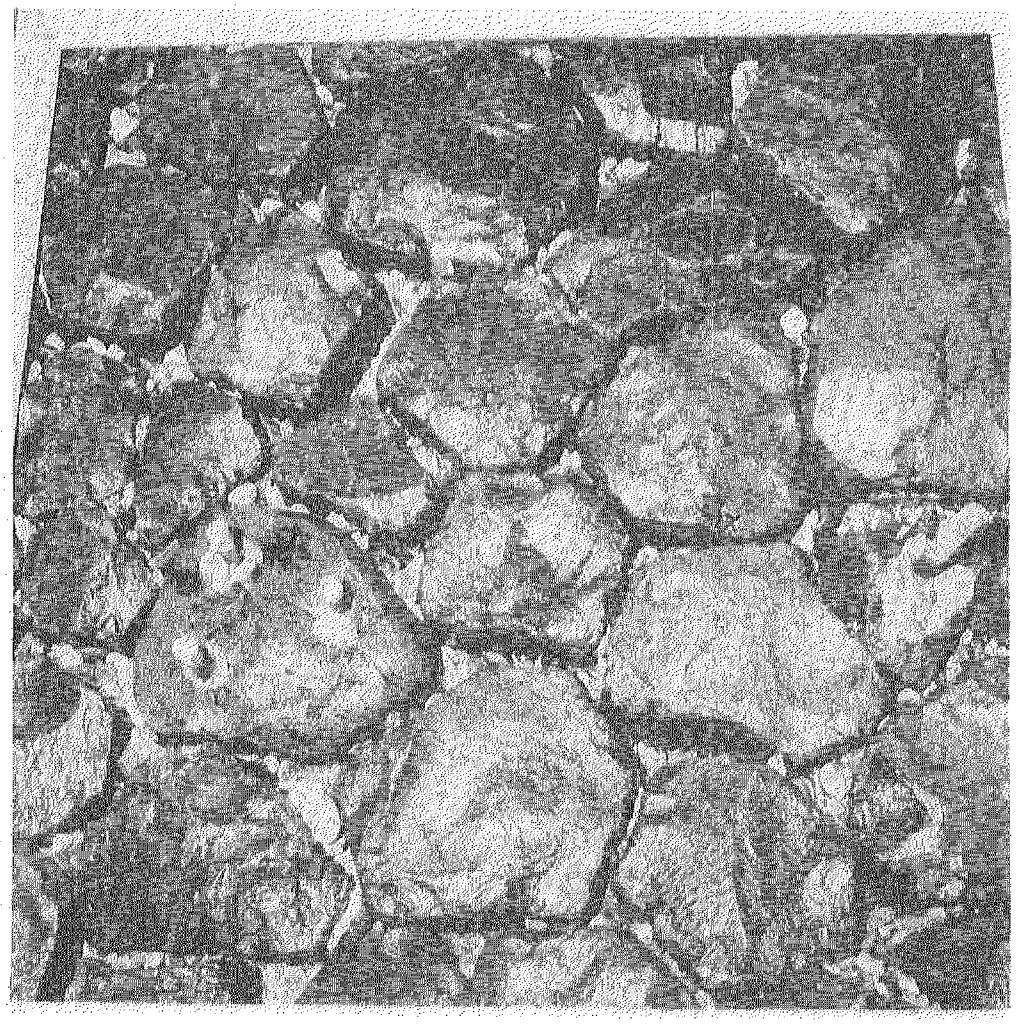
C 38 Uitgebreide klei-erosie onder de waterlijn in de schrale klei



C 39 Karakteristiek van de 1e Vilvoordse steen glooiing
( rondere vorm ), raamwerk is 1 $m^2$



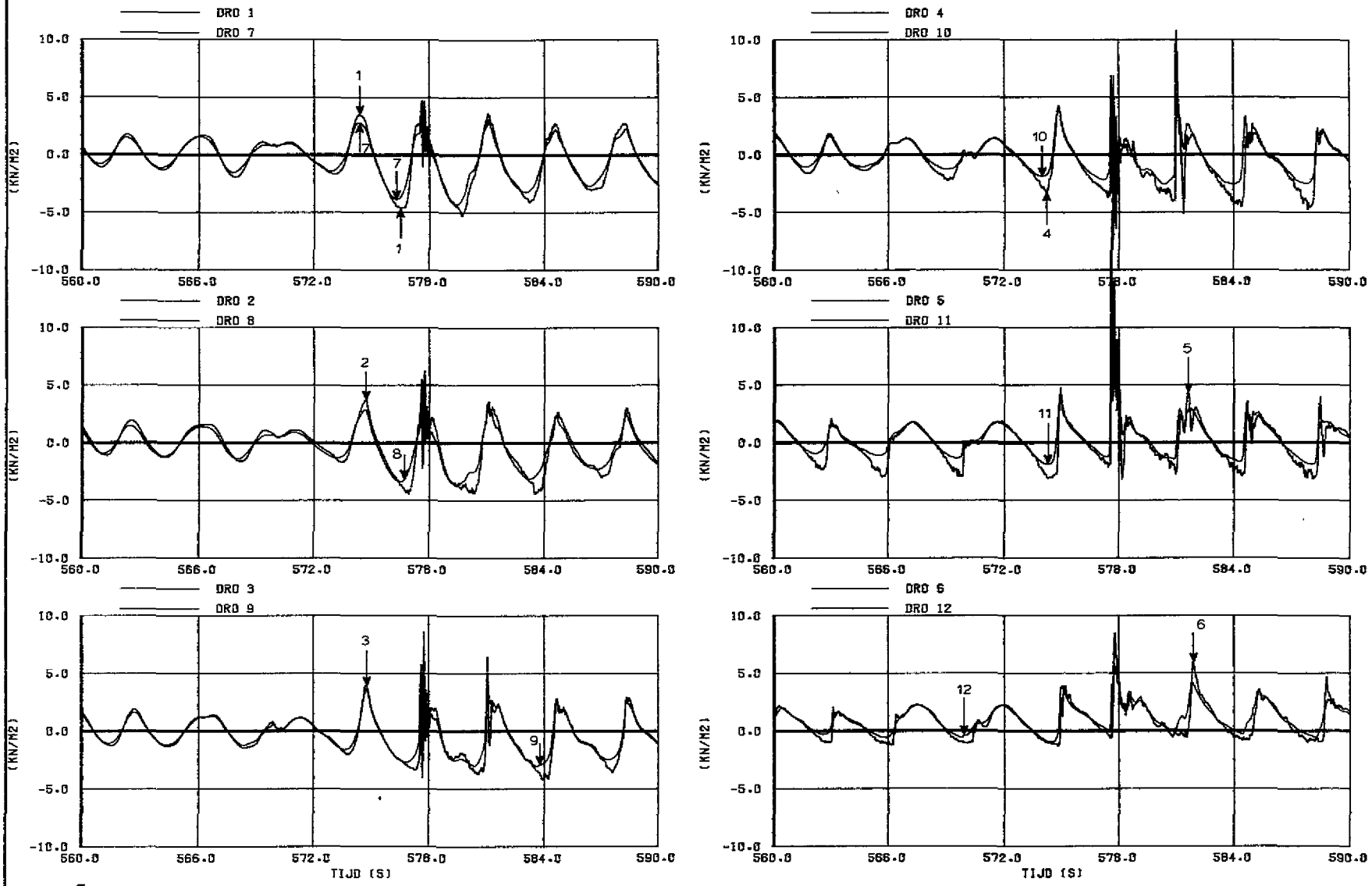
C 40 Karakteristiek van de 2e Vilvoordse steen glooiing
( plattere vorm ), raamwerk is 1 $m^2$



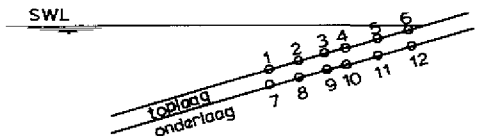
C 41 Karakteristiek van de Basalt glooiing,
raamwerk is 1 $m^2$

BIJLAGE D

Drukregistraties en verhangen



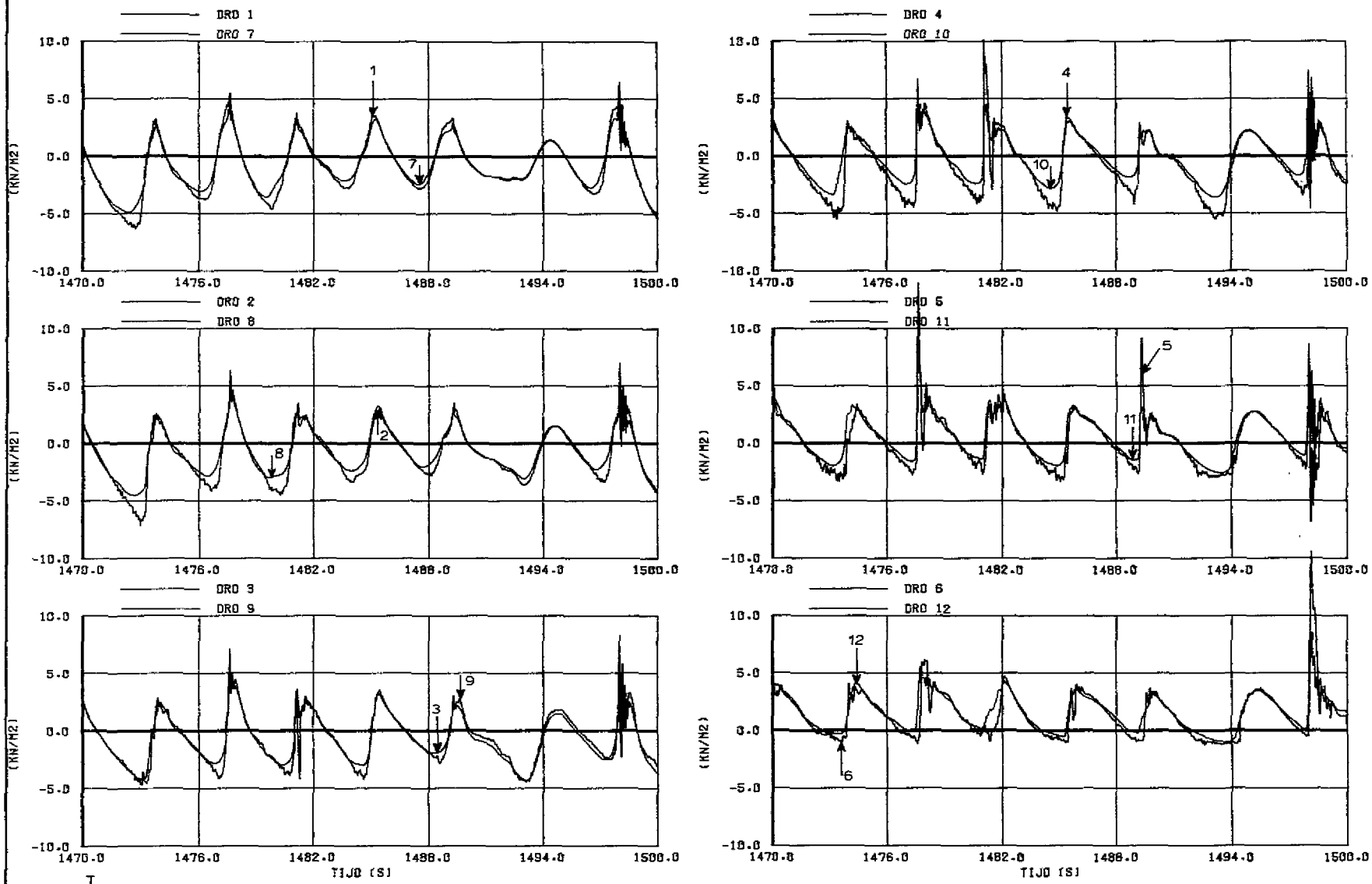

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 3,3 kN/m$^2$



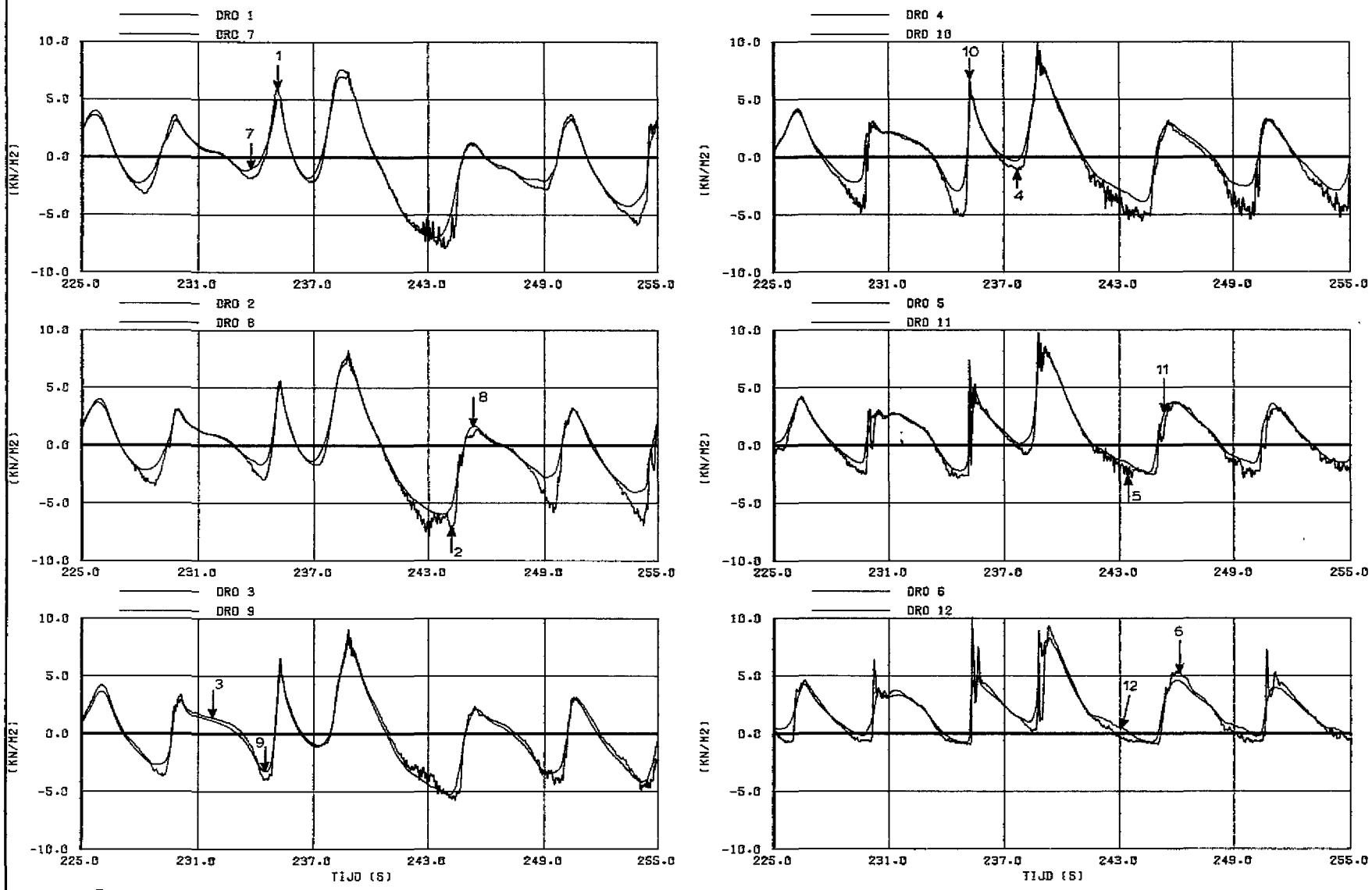

$H_{si}$ = 0,743 m (=60% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 3,41 s
$W_s$ = 2,87 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 3.1 en tabel 3.1

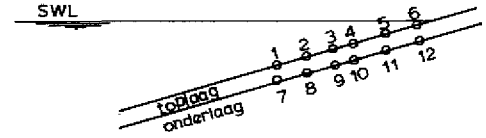
| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE VILVOORDSE STEEN | P 81 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D1 |




| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE VILVOORDSE STEEN | P 02 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D2 |



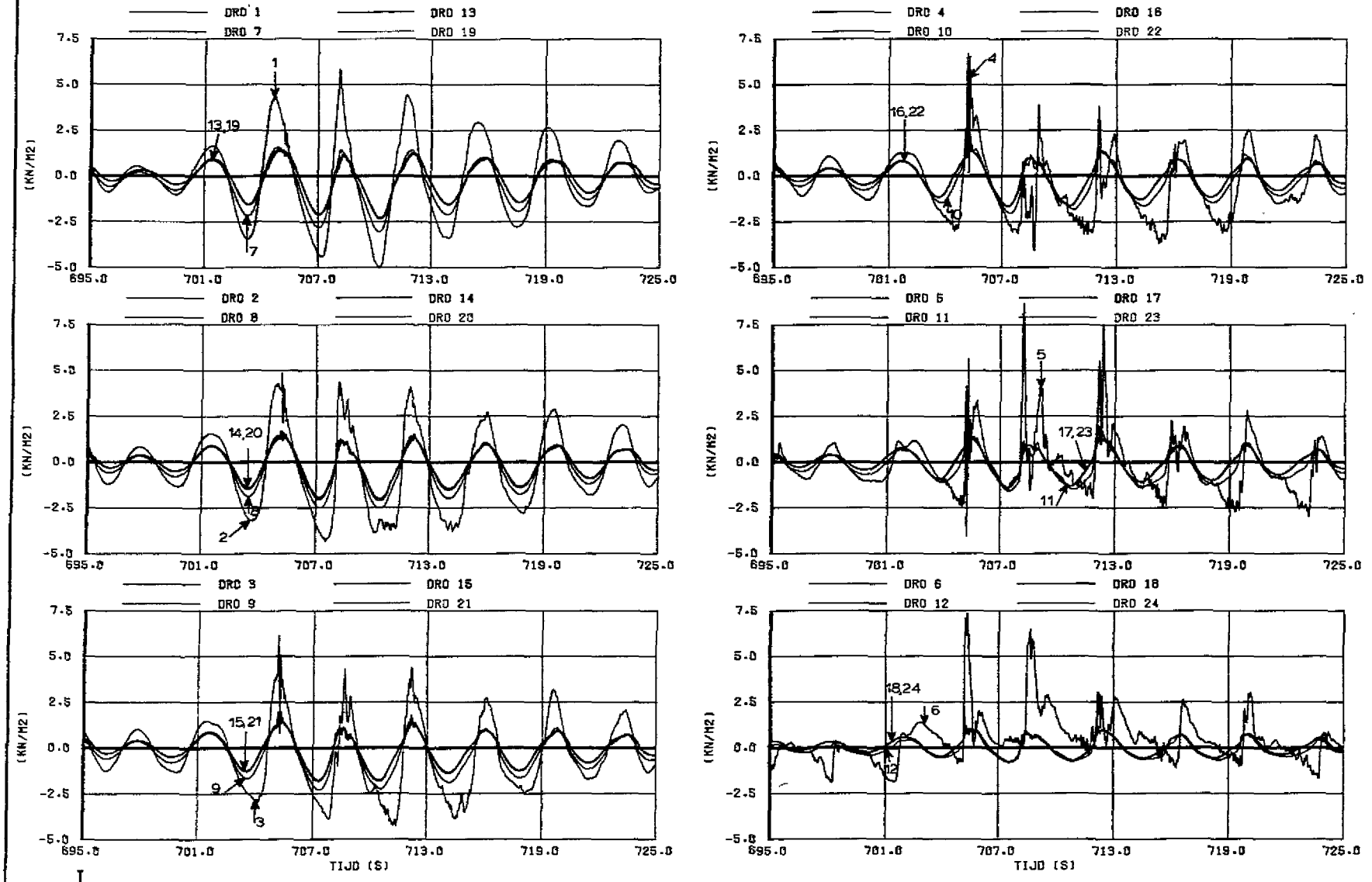

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 3,3 kN/m$^2$



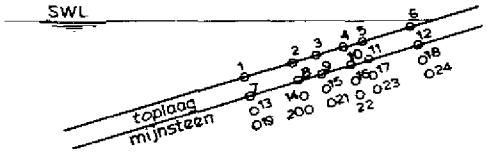

$H_{si}$ = 0,746 m (=60% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 5,12 s
$W_s$ = 2,87 m
$H_s/L_g$ = 3 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 3.1 en tabel 3.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE VILVOORDSE STEEN | P 03 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG.D3 |



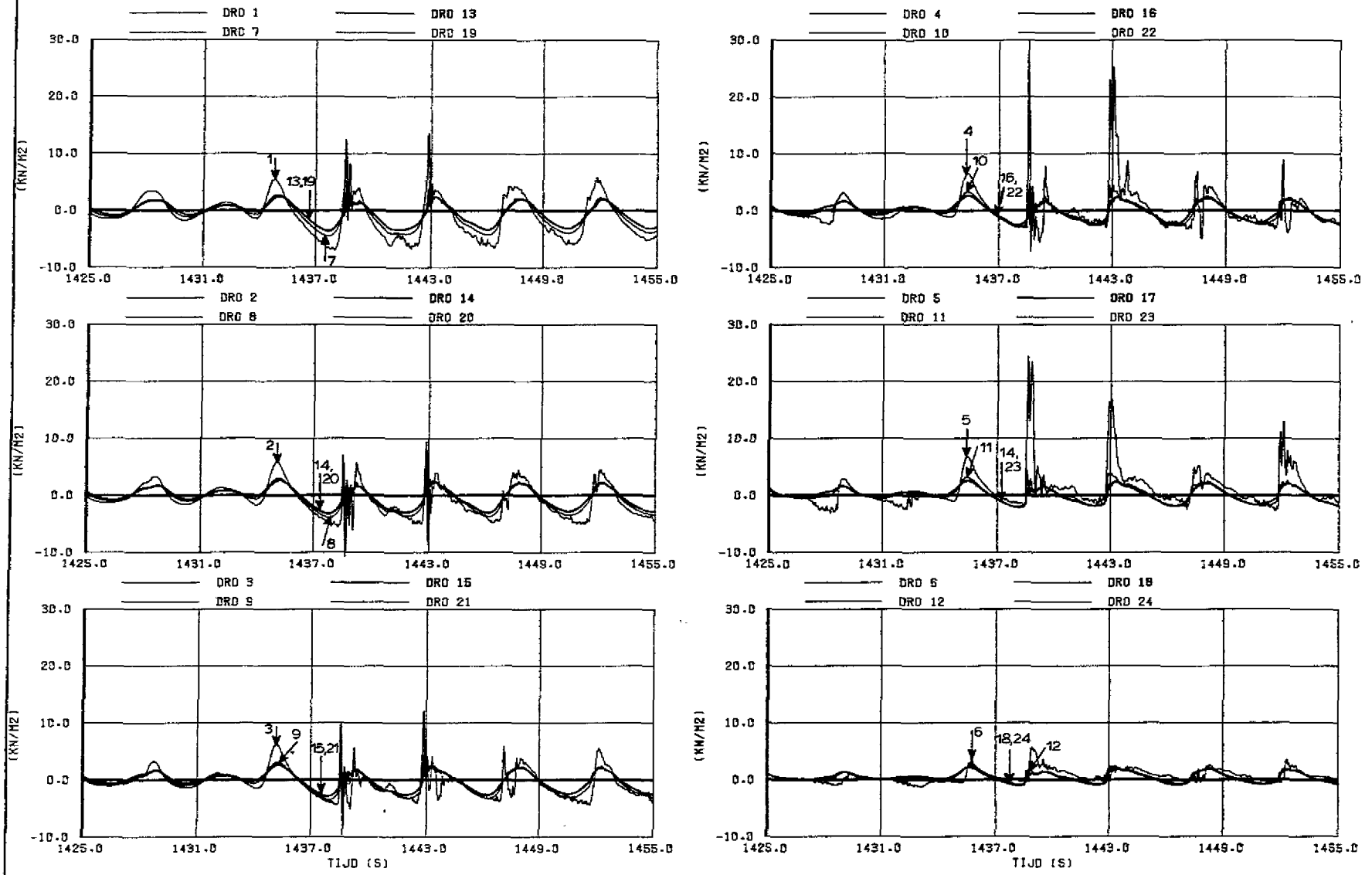

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag ≈ 2,52 kN/m²



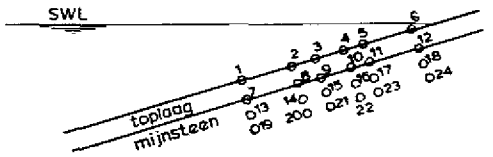

$H_{s1}$ = 0,964 m (≈ 60% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 3,41 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 04 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D4 |



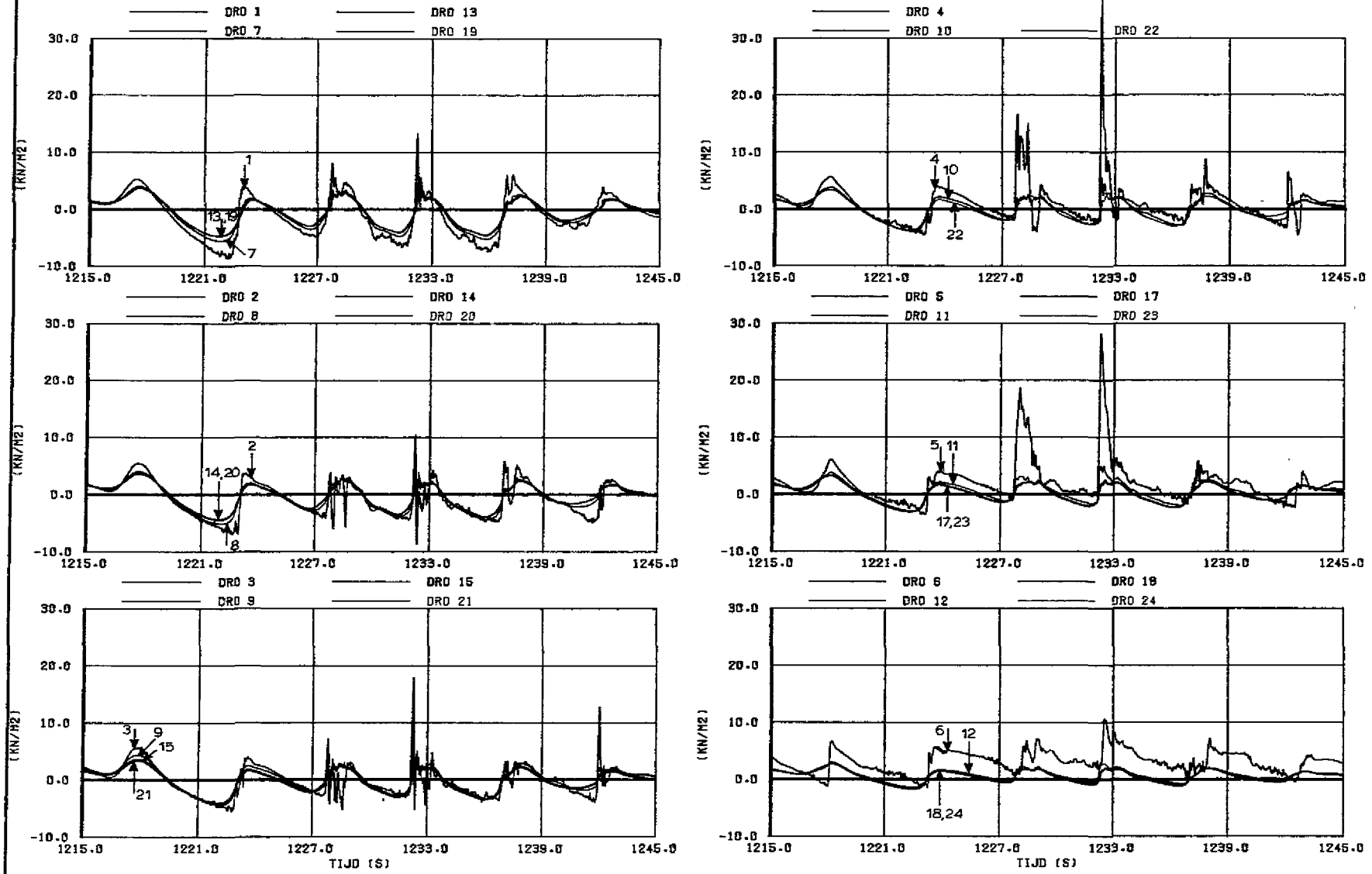

I grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²



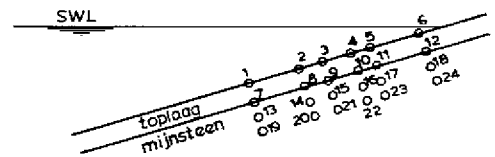

$H_{si}$ = 1,253 m (=80% $H_{s}$ max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 05 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D5 |



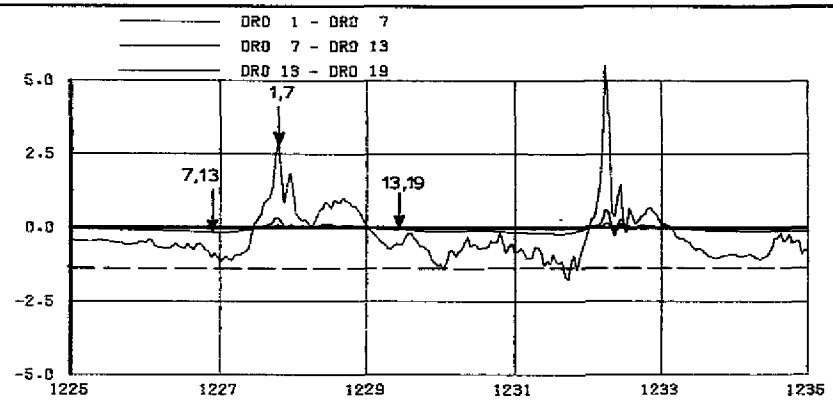

I grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²

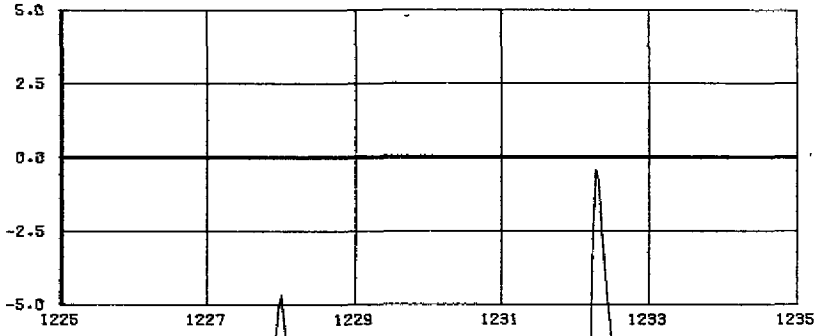


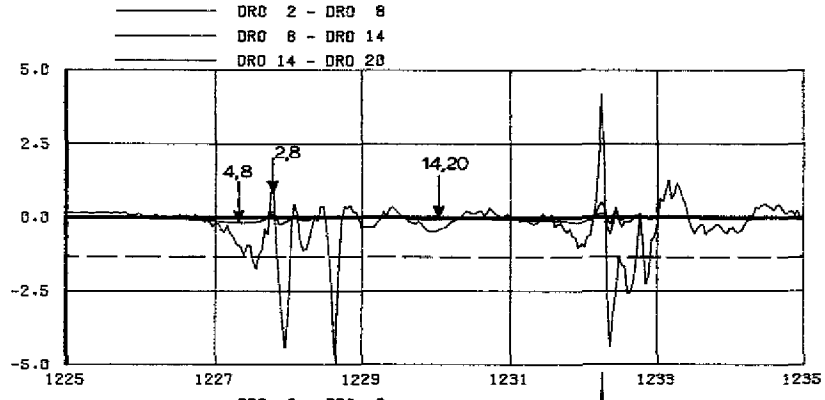

$H_{s1}$ = 1,43 m (=100% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 5,12 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

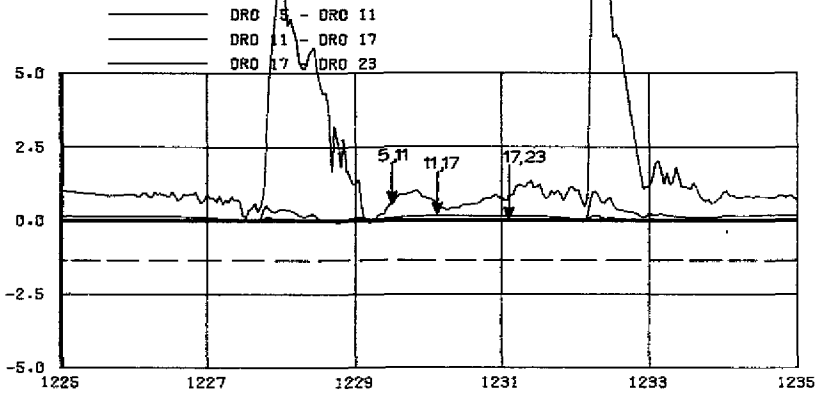
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

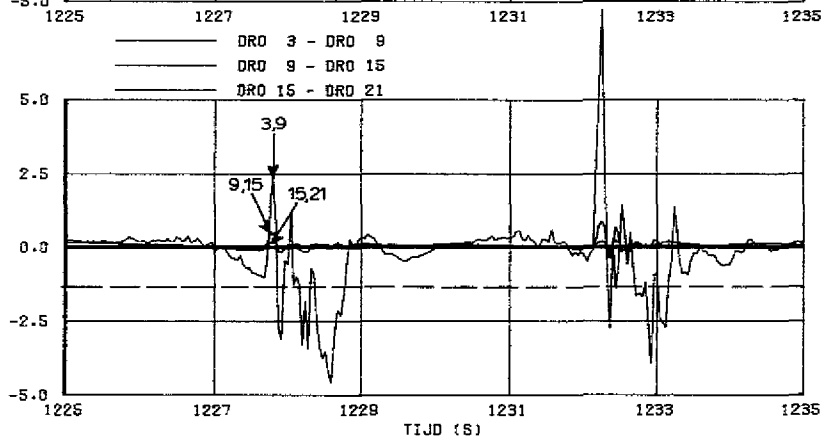
| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 86 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D6 |

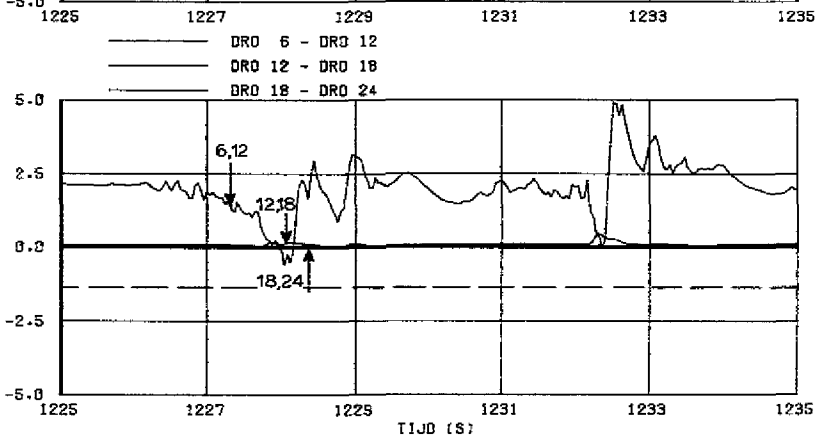


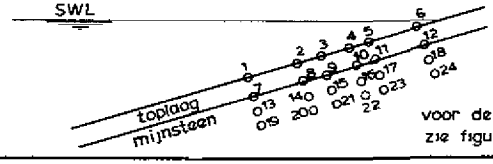



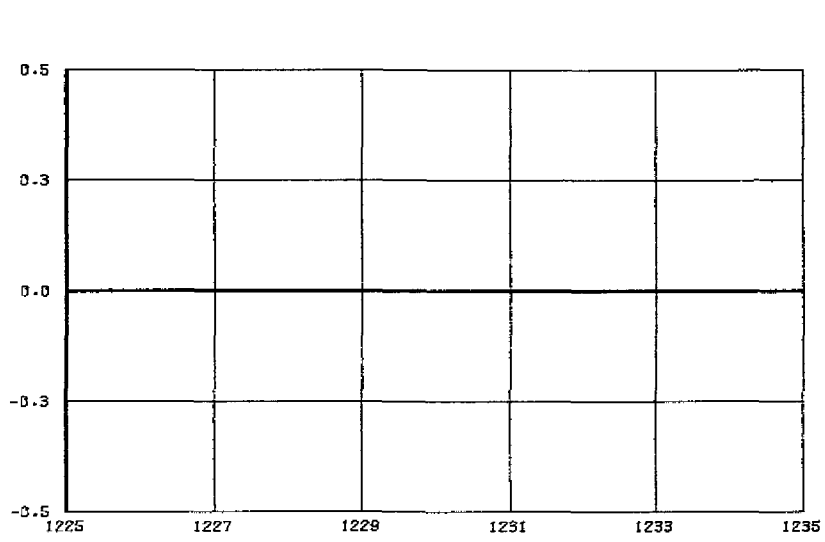



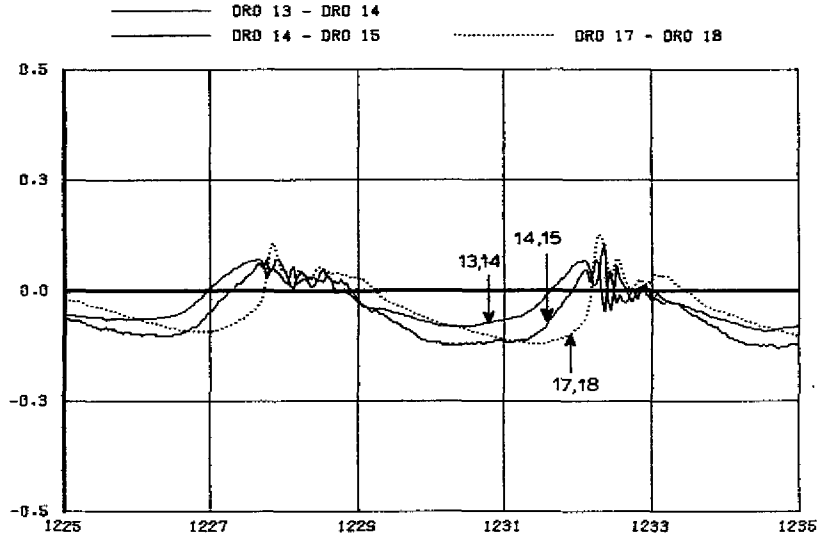



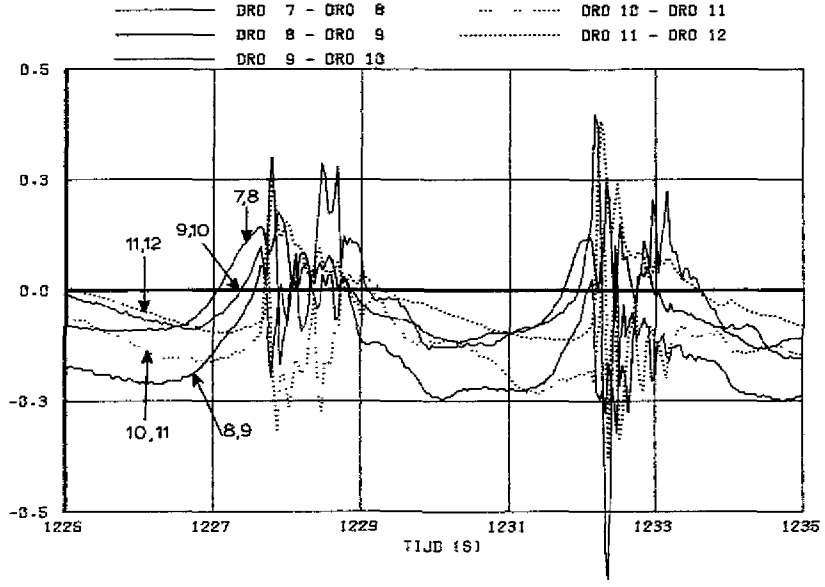

$H_{s1}$ = 1,43 m (=100% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 5,12 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

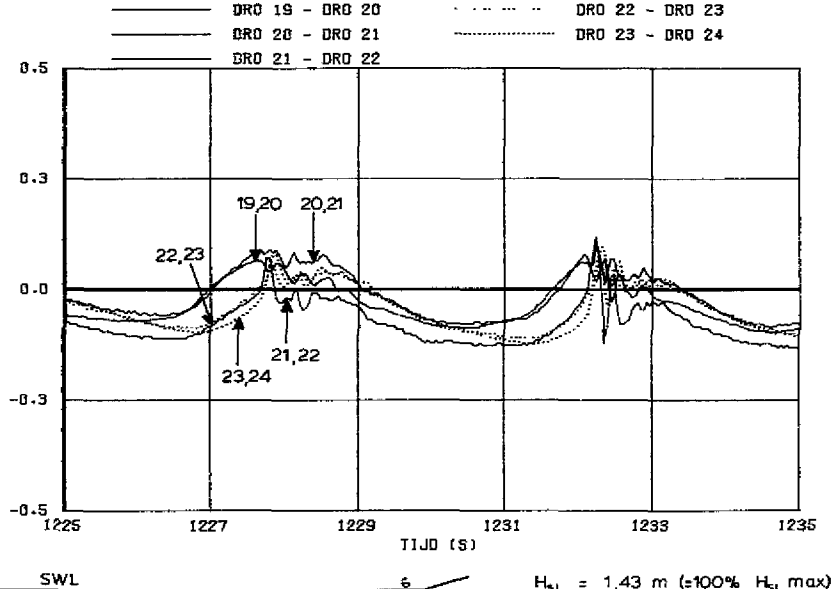
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

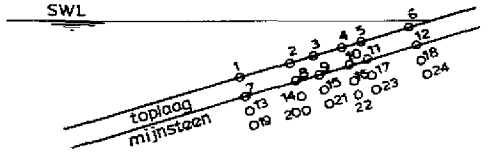
| | | |
|---|---|---|
| VERHANGEN IN MIJNSTEEN LOODRECHT | P 06 | |
| | HARINGMANBLOKKEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D7 |



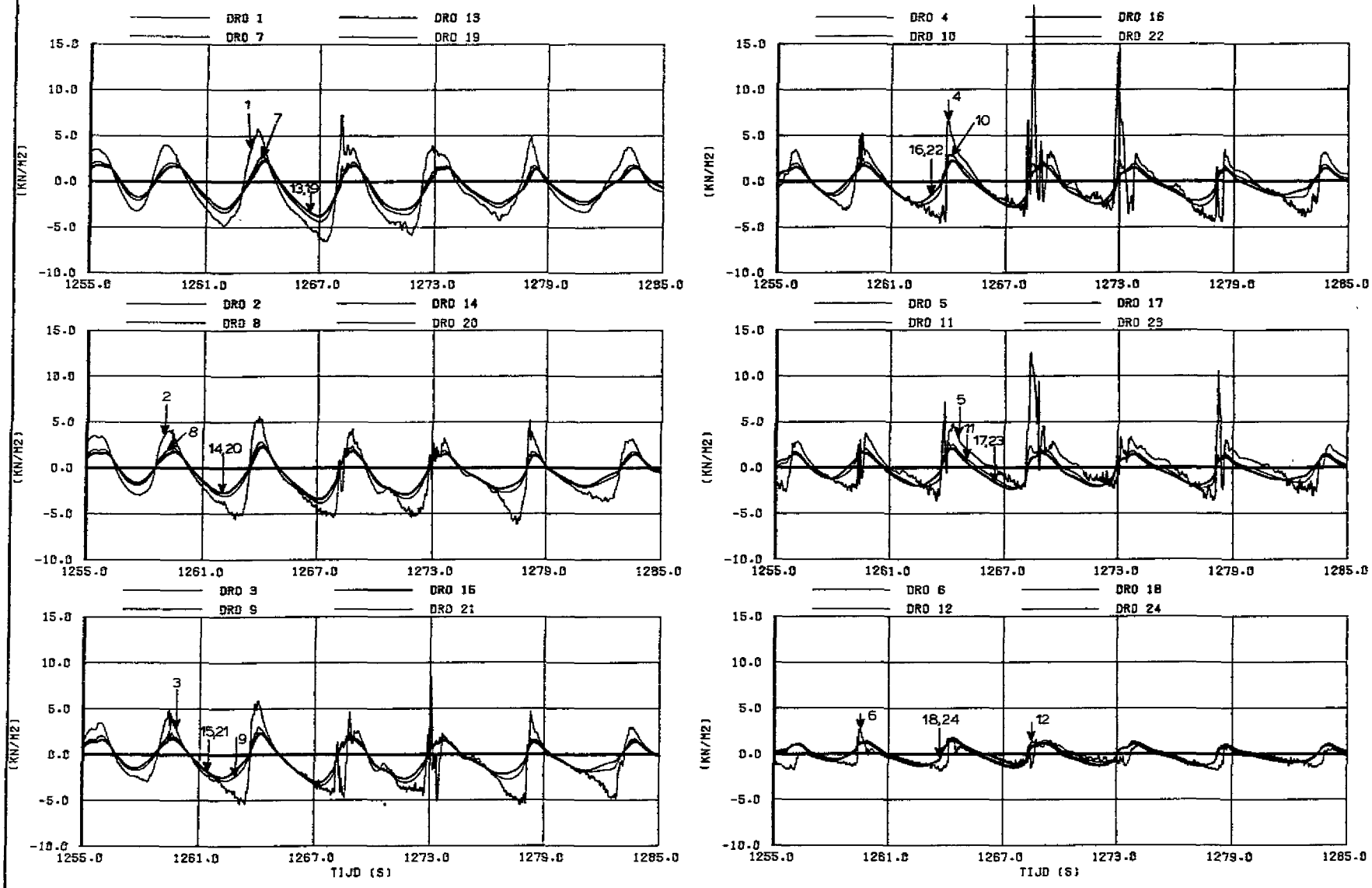



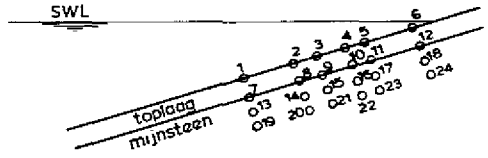

$H_{s1}$ = 1,43 m (=100% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 5,12 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| VERHANGEN PARALLEL AAN DE BOVENZIJDE VAN HET TALUD | P 06 | |
| | HARINGMANBLOKKEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D8 |



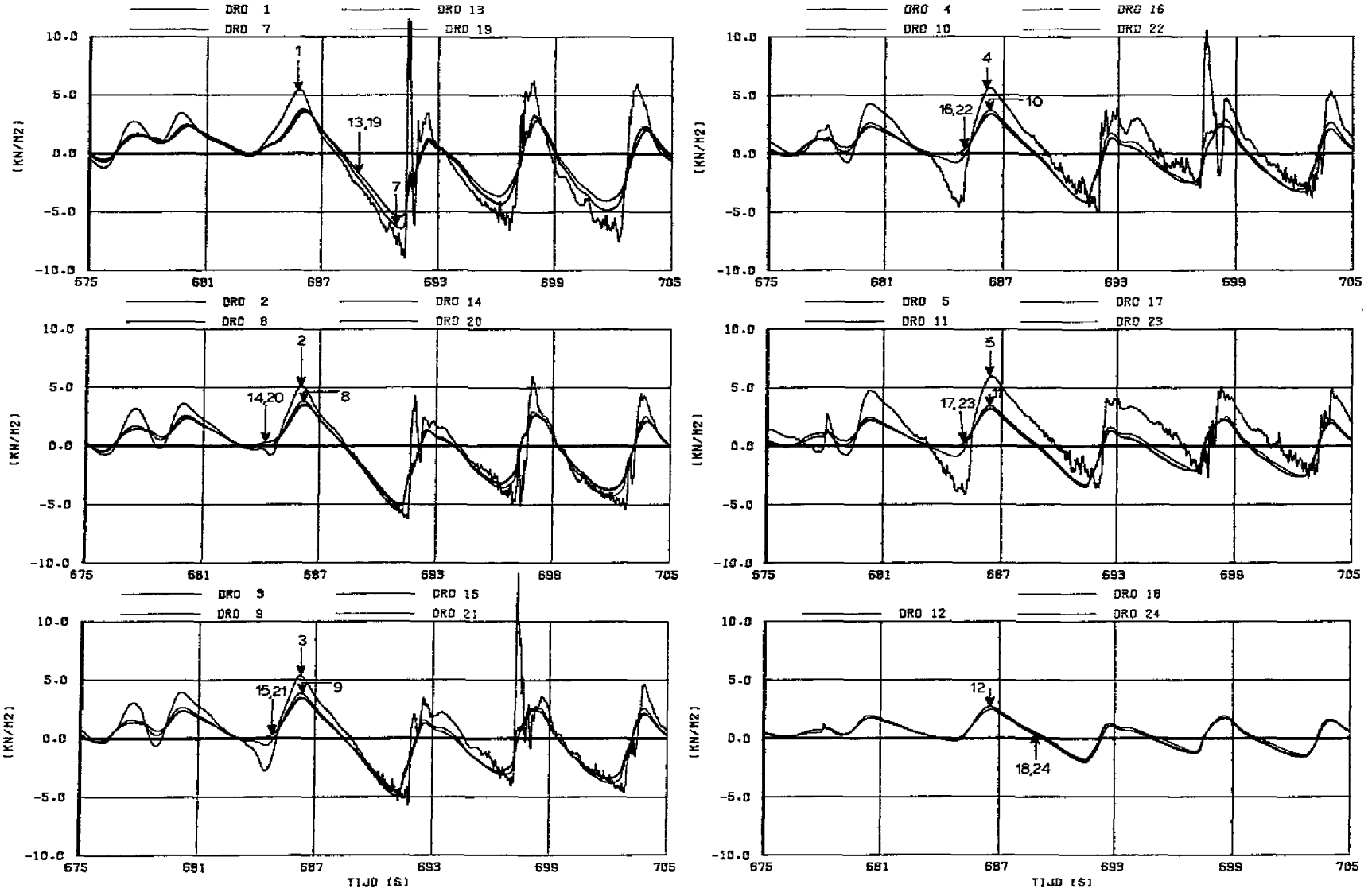

I grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²



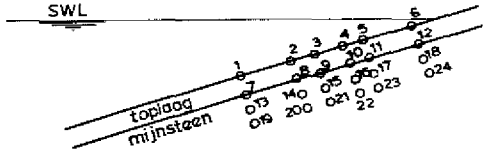

$H_{s1}$ = 0,891 m (=60% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 4,73 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 3 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 07 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D9 |



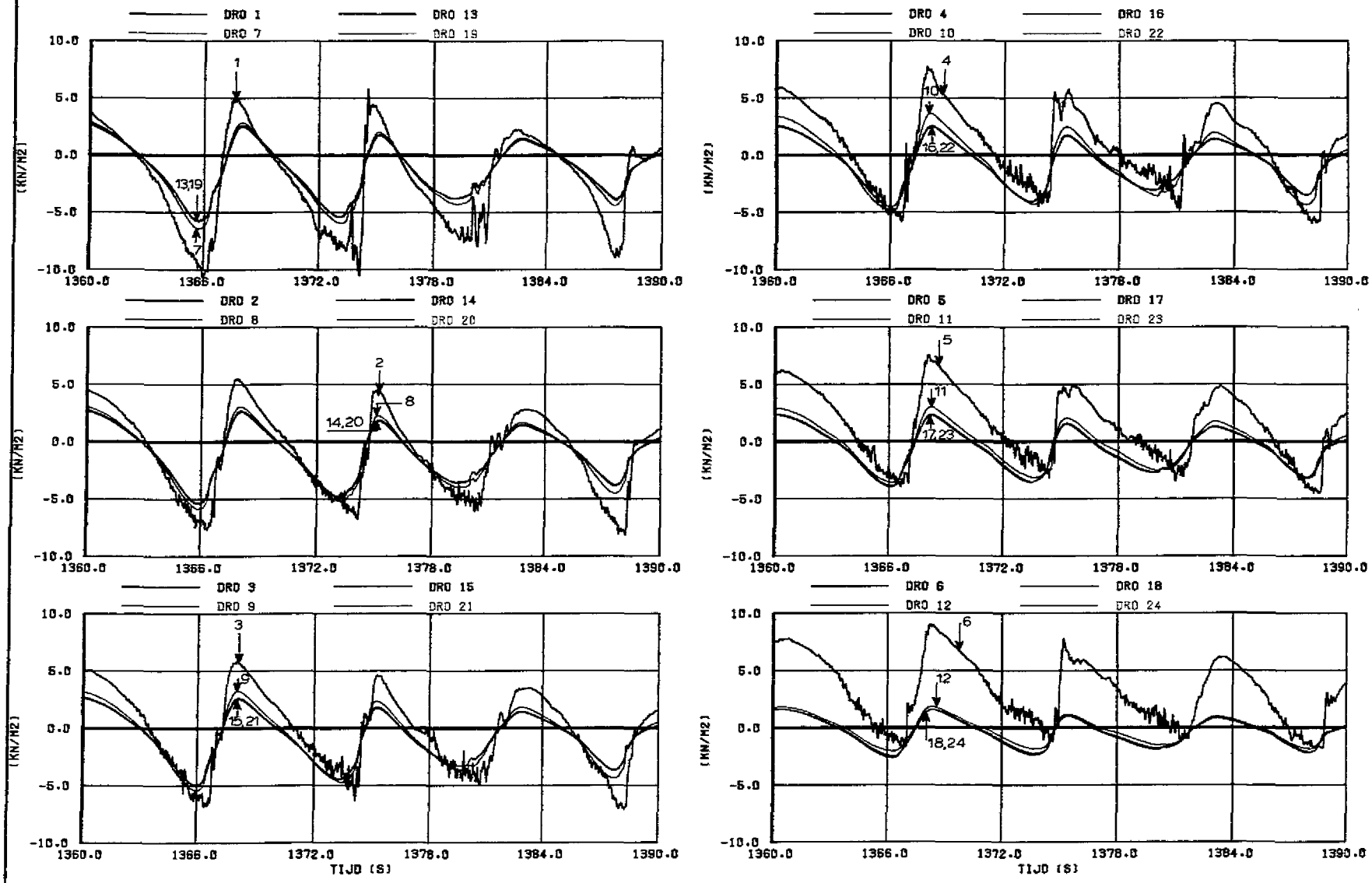

I grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²



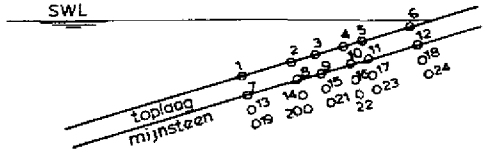

$H_{si}$ = 1,103 m (=80% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 6,14 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 3 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 08 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D10 |



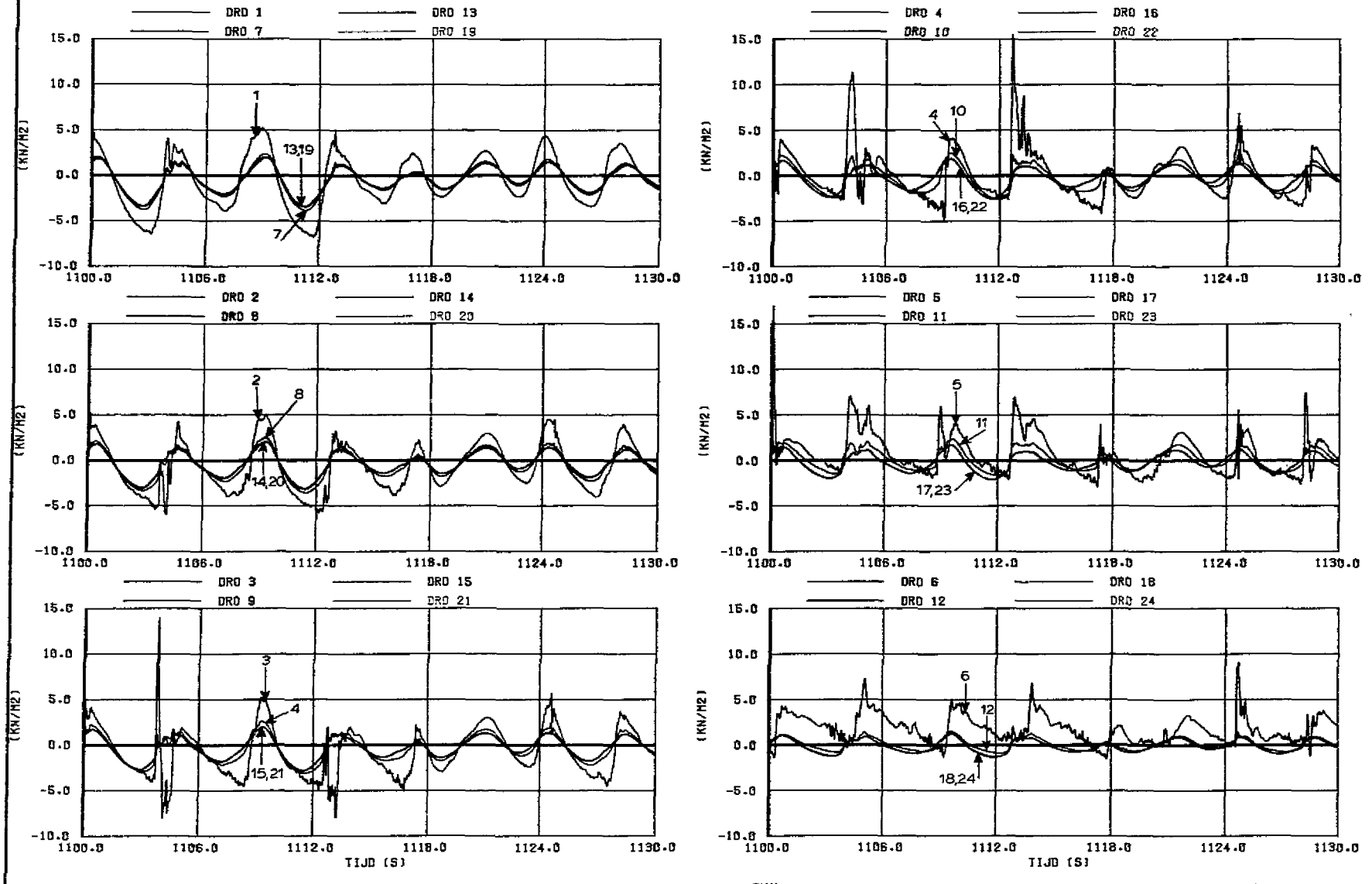

I grootte van drukverschil voor stabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²



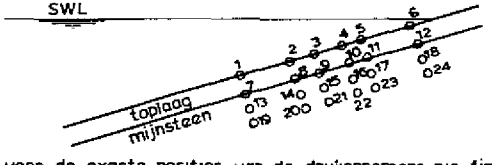

$H_{s1}$ = 0,853m (=60% $H_{s,max}$)
$T_p$ = 7,68 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 2 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 09 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG.D11 |



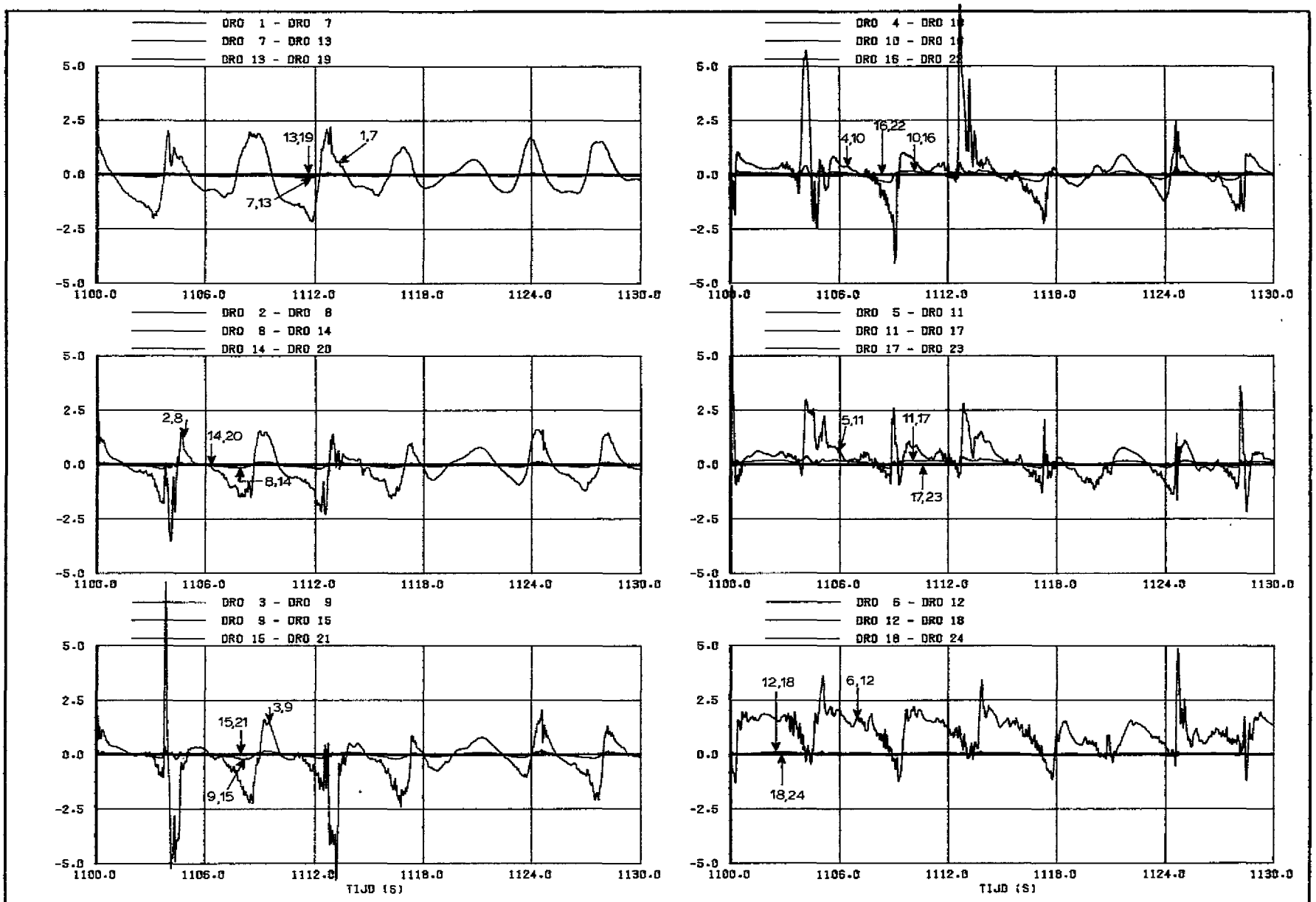

I grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 2,52 kN/m²



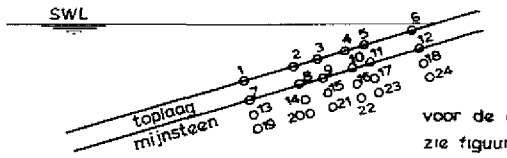

$H_{s1}$ = 1,33 m (=90% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 10 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D12 |

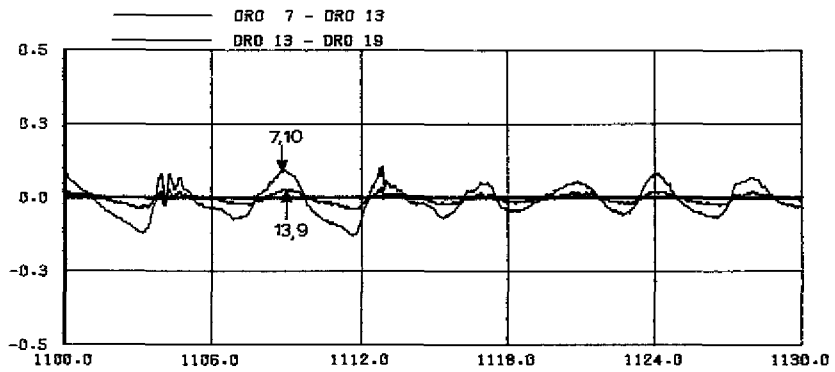


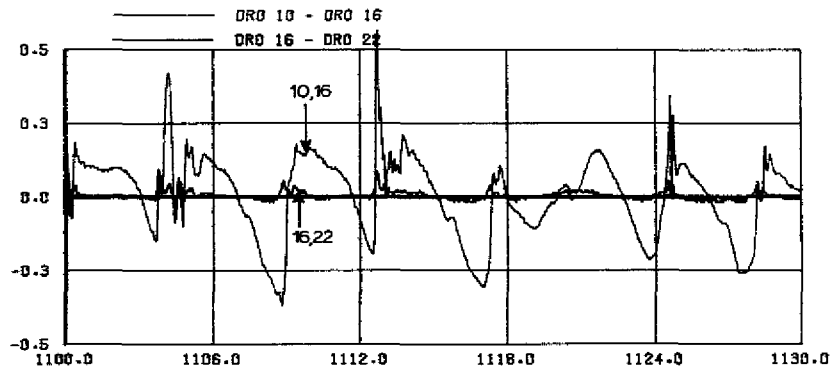

| | | |
|---|---|---|
| VERHANGEN IN MIJNSTEEN LOODRECHT | P 10 | |
| | HARINGMANBLOKKEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG.D13 |

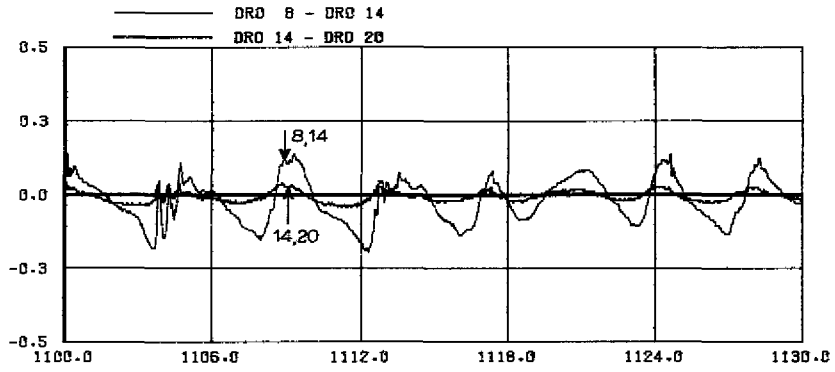


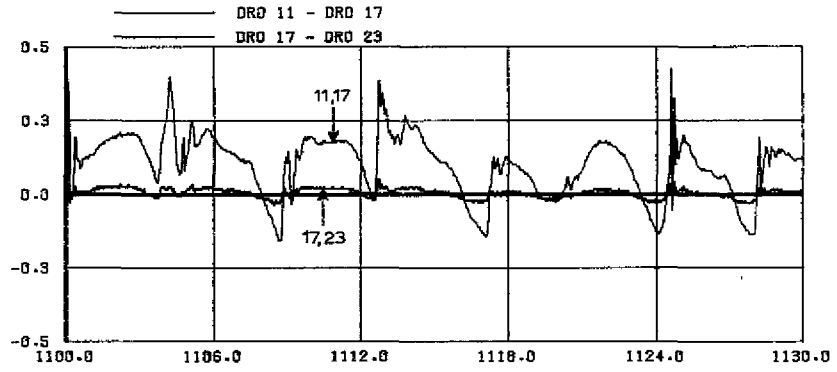

$H_{s1}$ = 1,33 m (=90% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

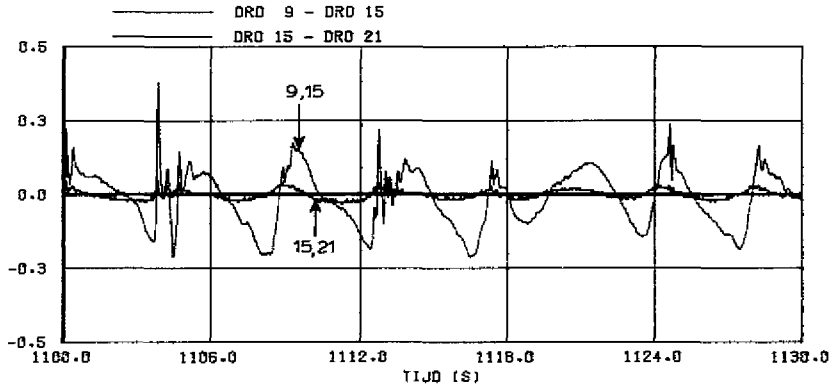
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

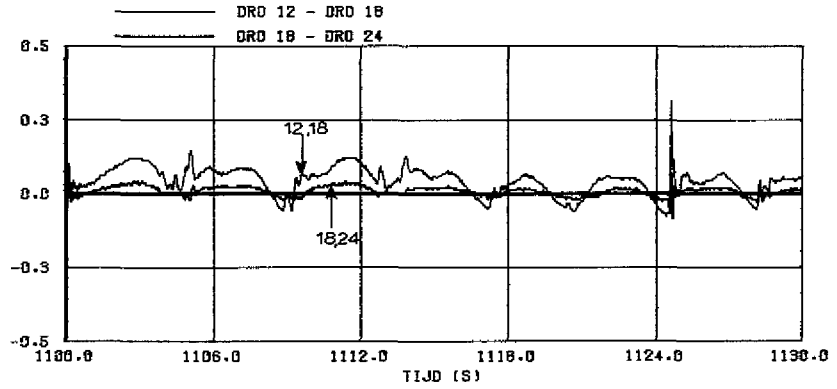


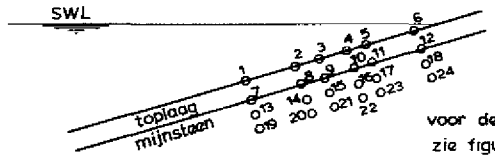



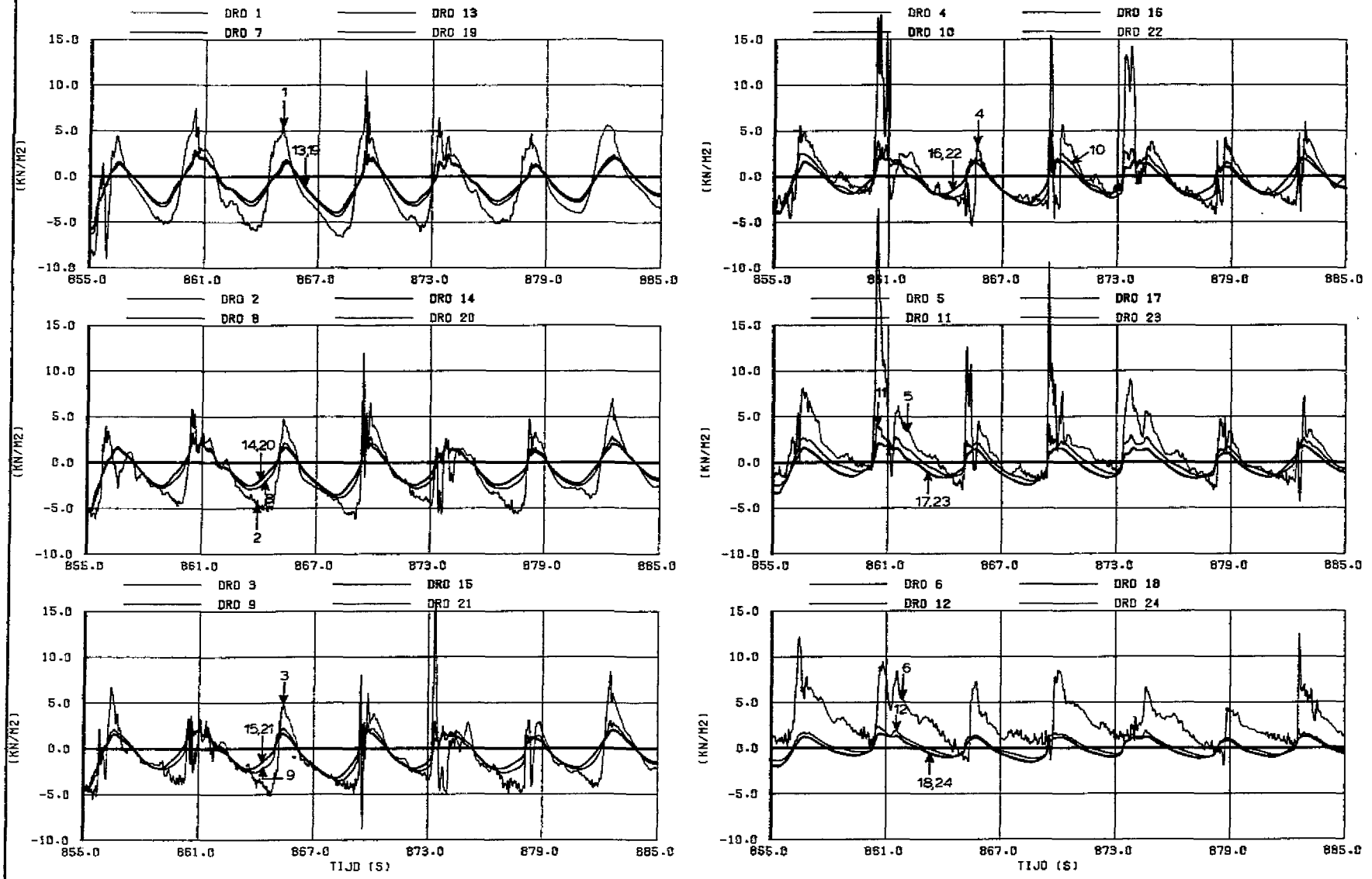



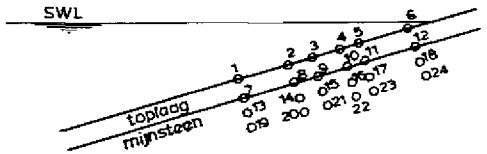

$H_{si}$ = 1,33 m (=90% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

| | | |
|---|---|---|
| VERHANGEN IN MIJNSTEEN LOODRECHT | P 10 | |
| | HARINGMANBLOKKEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D14 |



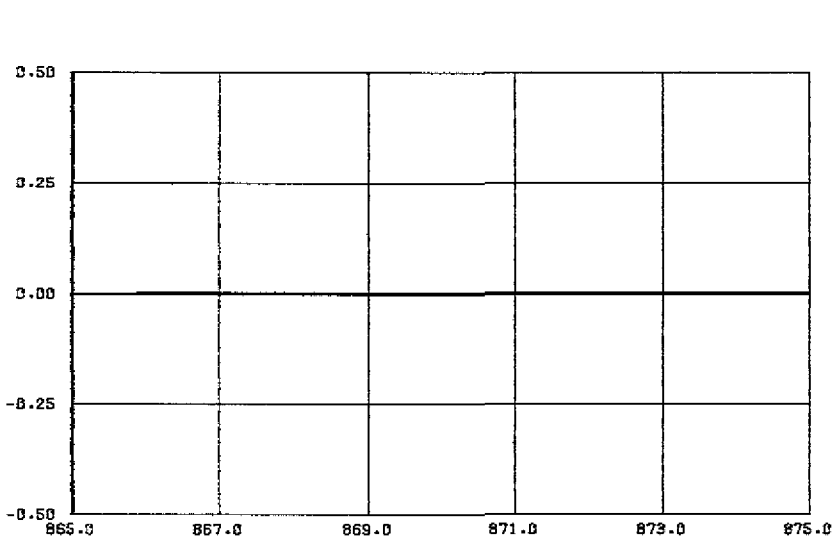

I grootte van drukverschil voor stabiliteit toplaag = 2,52 kN/m$^2$

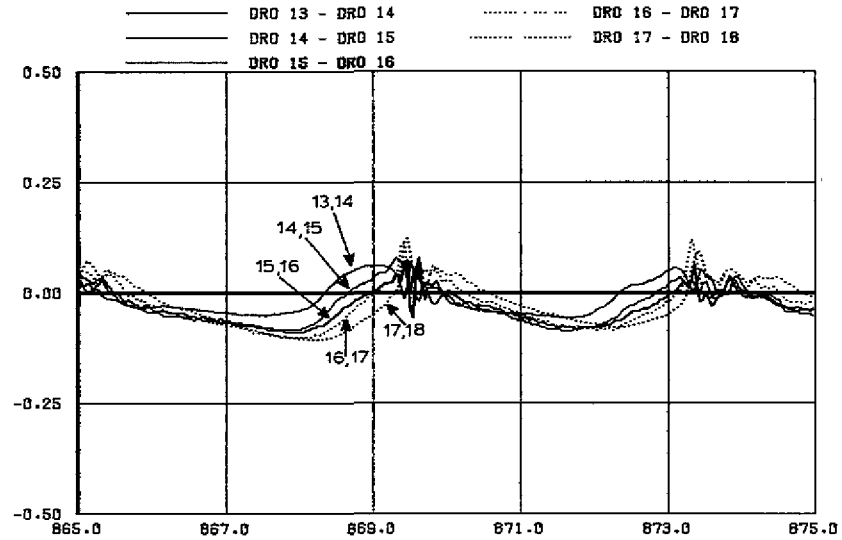


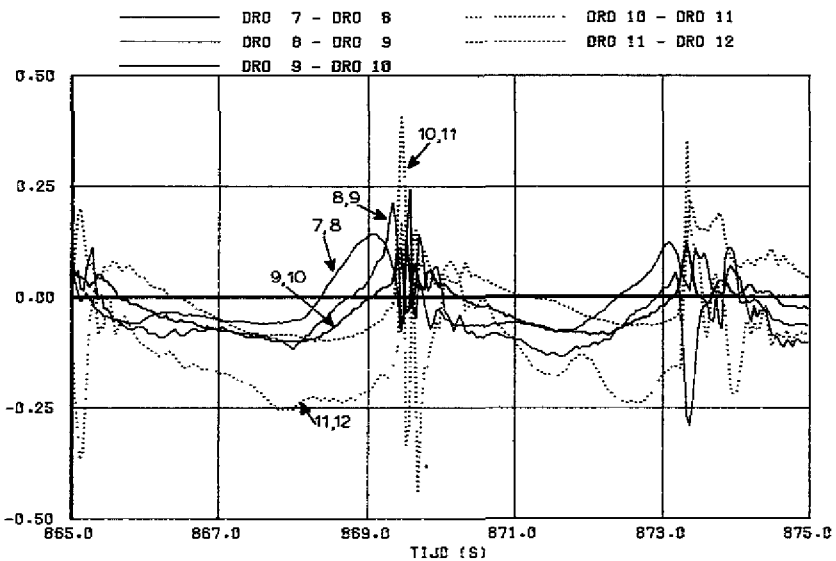

$H_{s1}$ = 1,326m (=90% $H_s$, max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

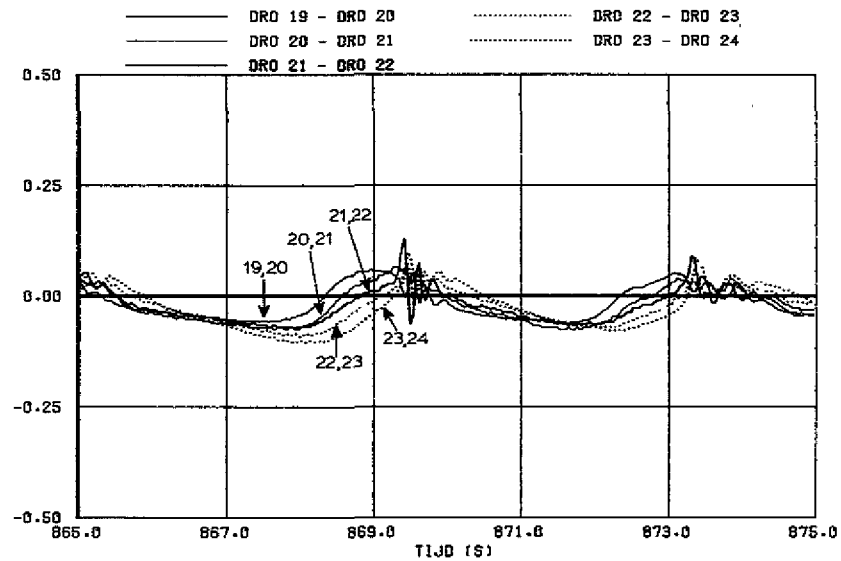
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

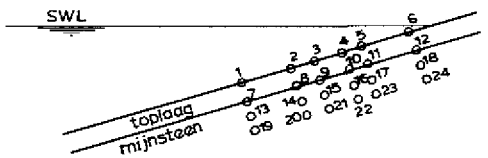
| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE HARINGMANBLOKKEN EN IN DE MIJNSTEEN | P 18 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D15 |





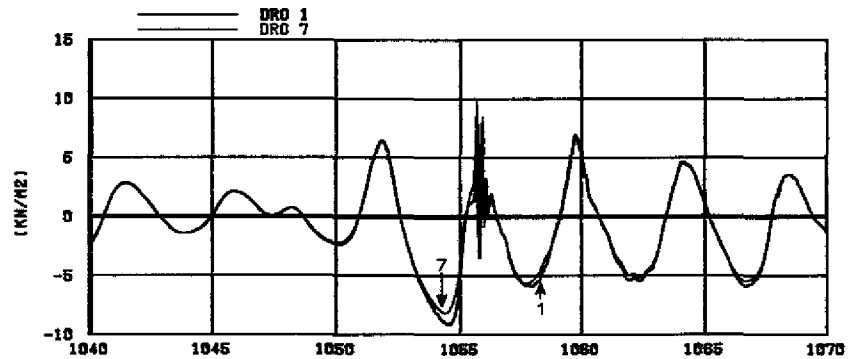



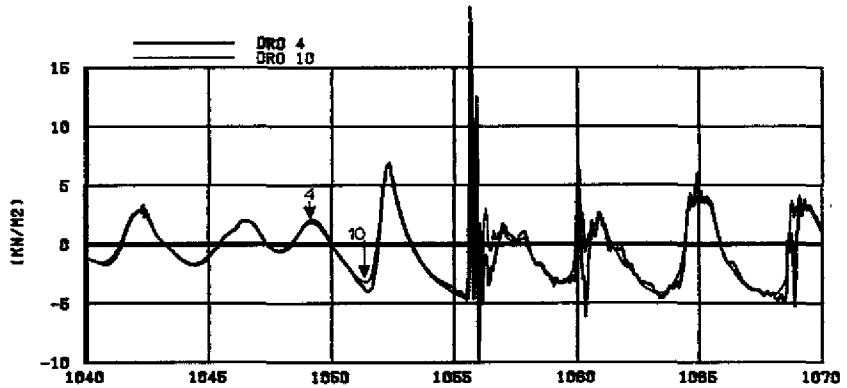



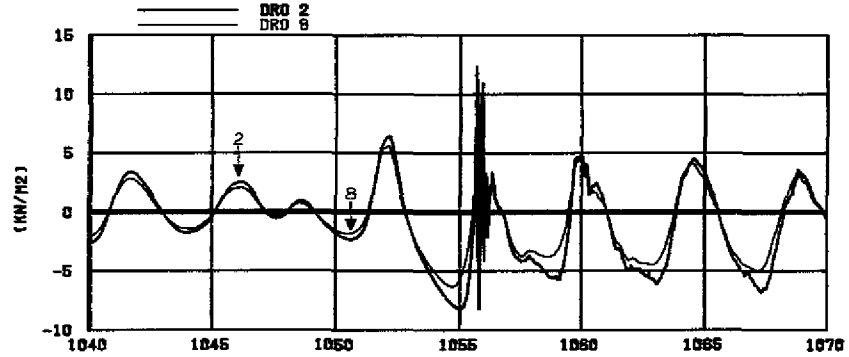

$H_{s1}$ = 1,33 m (=90% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 4,39 s
$W_s$ = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

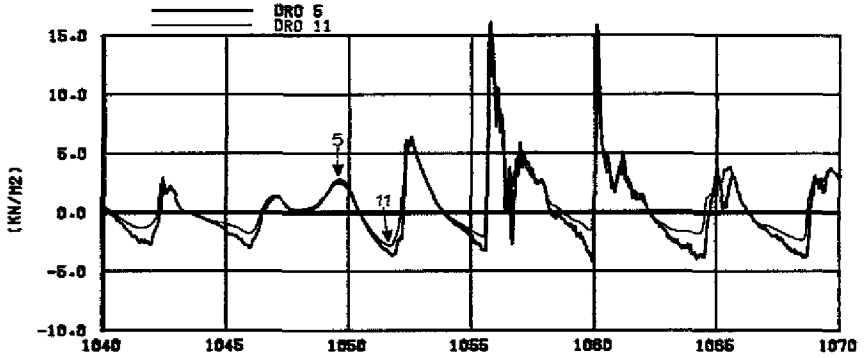
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 4.1 en tabel 4.3

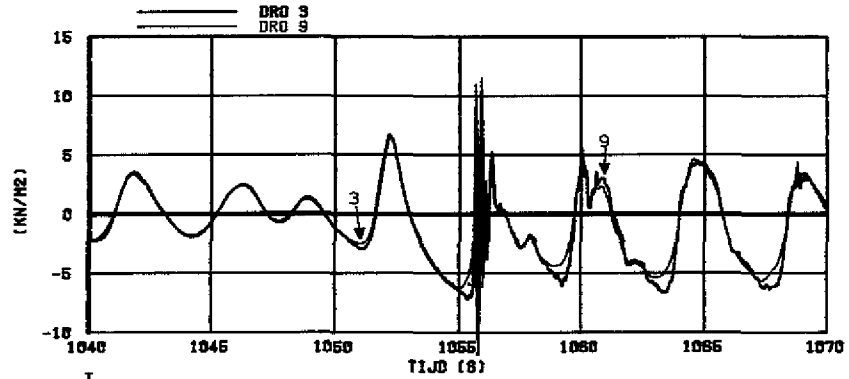
| | | |
|---|---|---|
| VERHANGEN PARALLEL AAN DE BOVENZIJDE VAN HET TALUD | P 16 | |
| | HARINGMANBLOKKEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D16 |

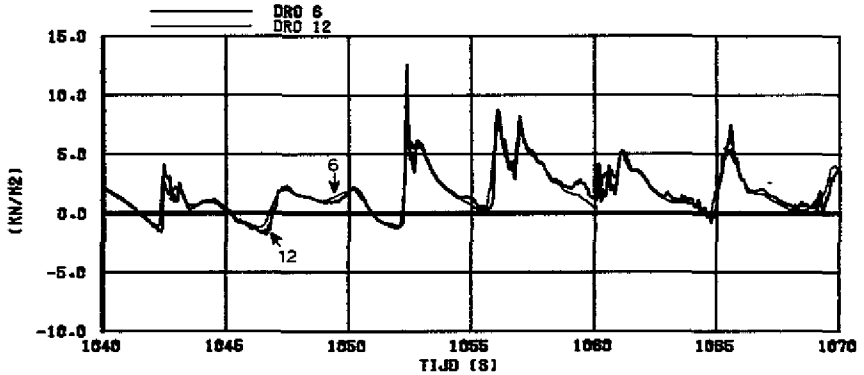


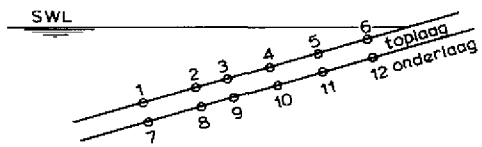



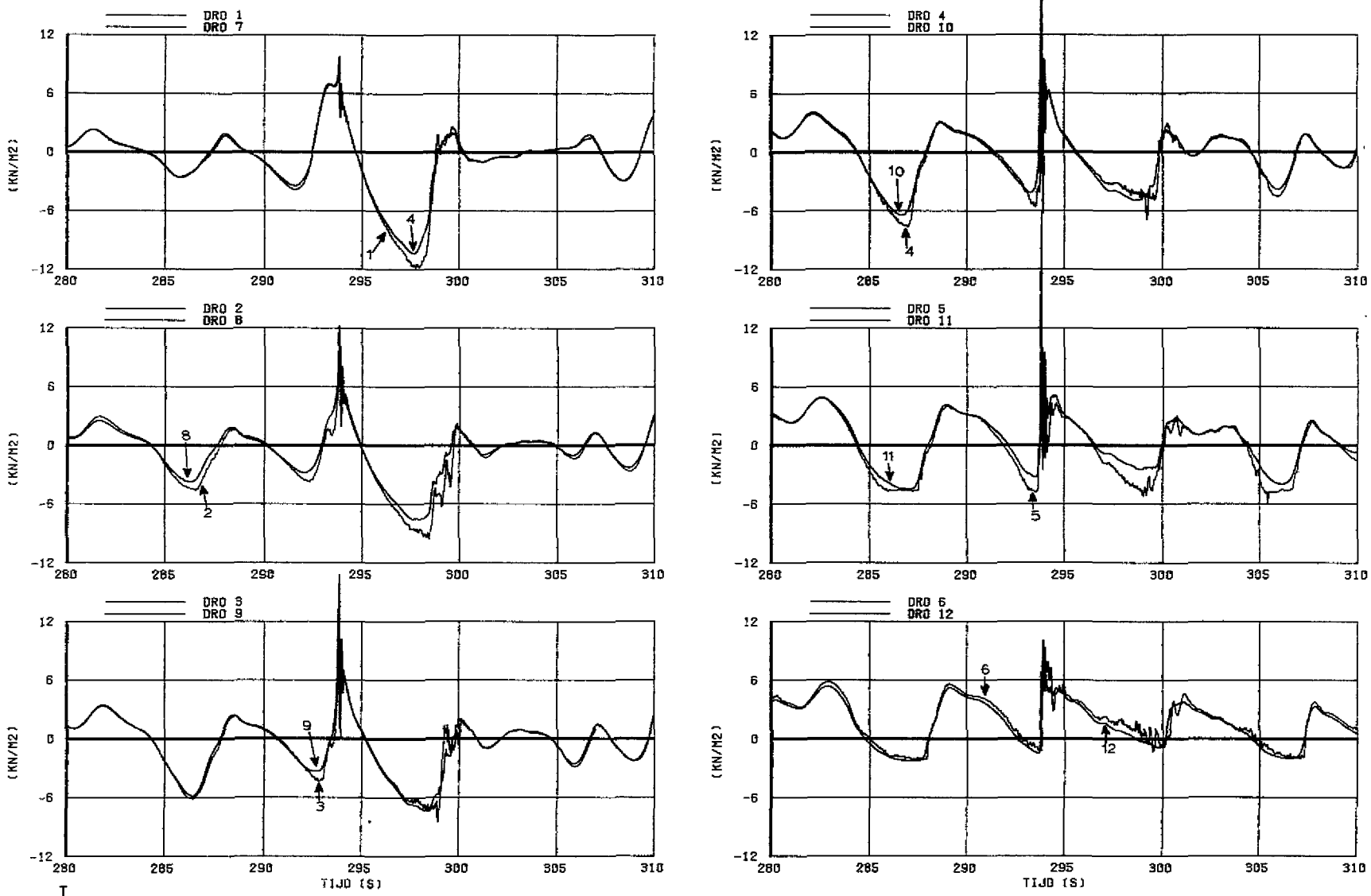

grootte van drukverschil voor stabiliteit toplaag = 5,87 kN/m²



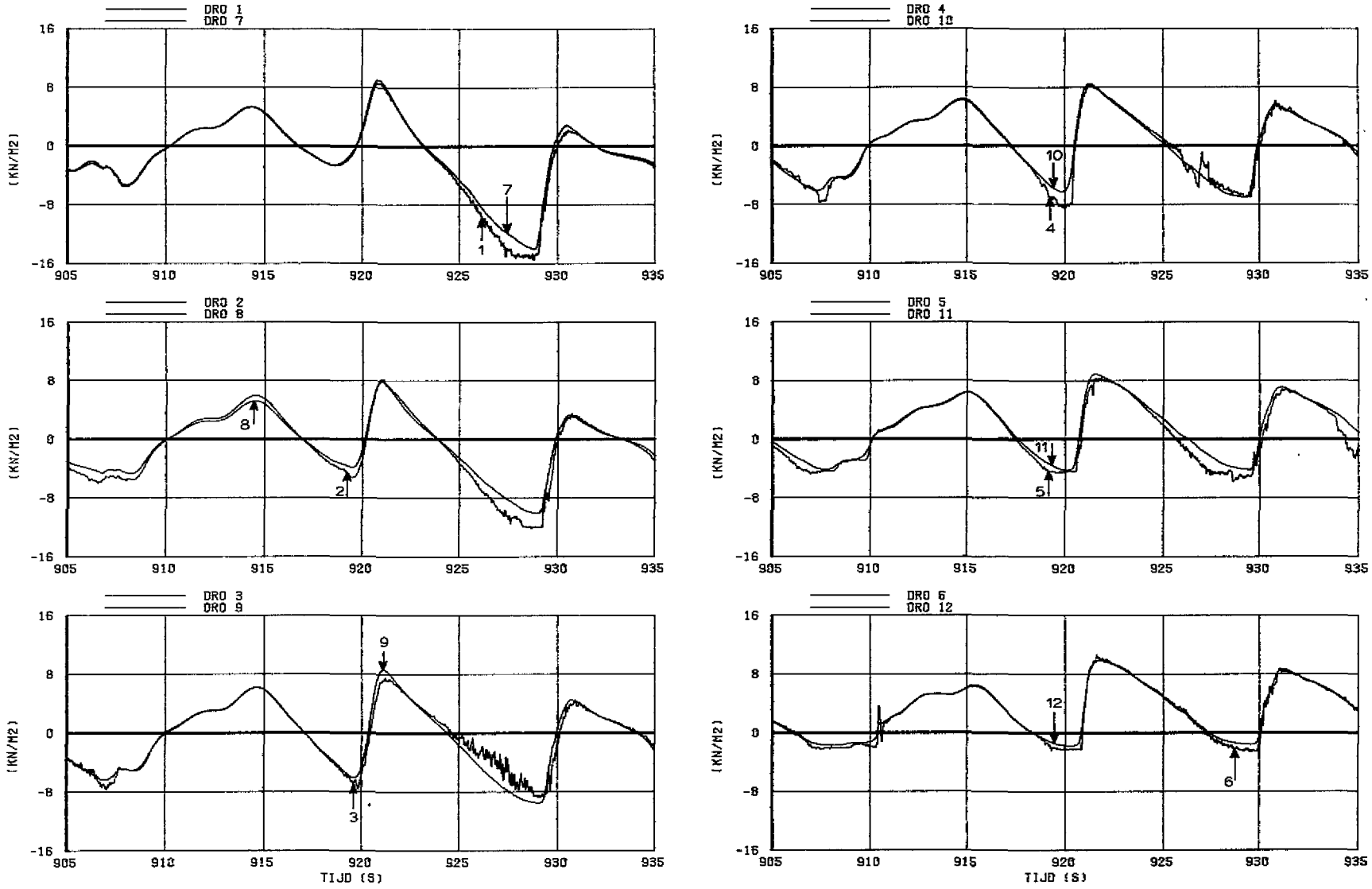

$H_{si}$ = 1,215 m (=60% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 4,1 s
W = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 17 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D17 |

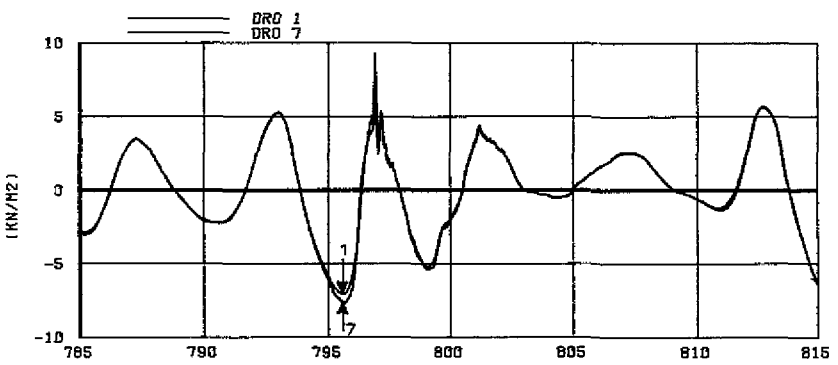


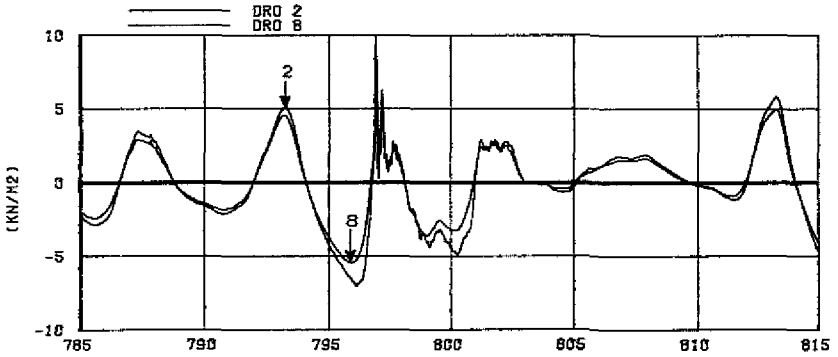

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 18 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D18 |

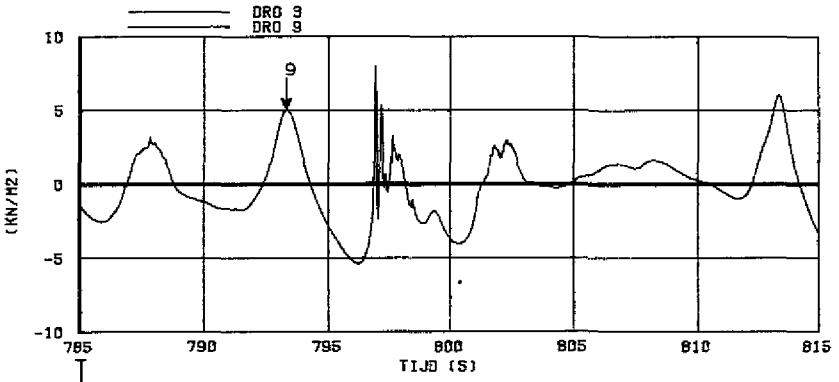


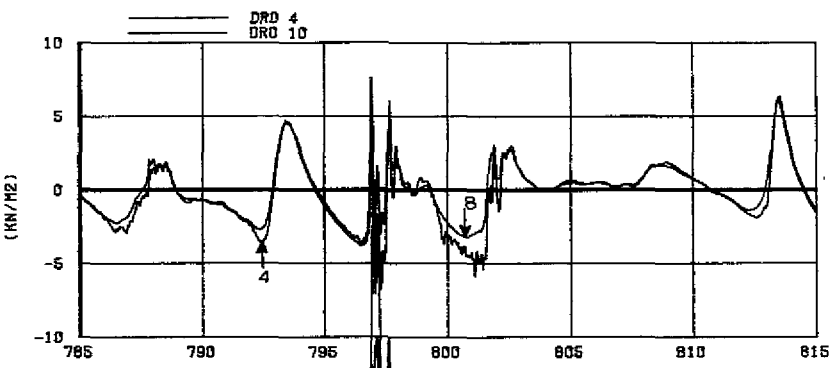

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1

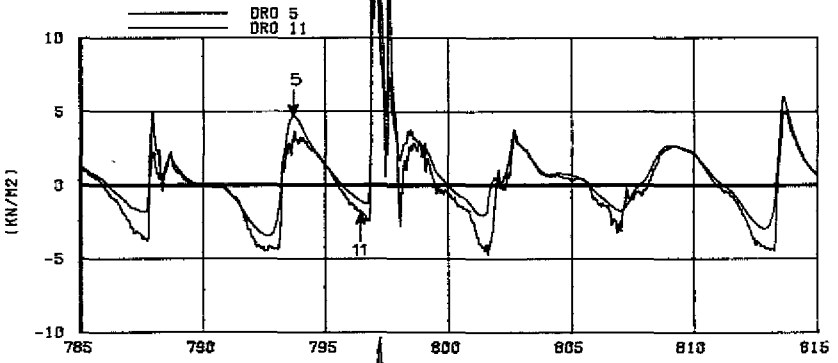
| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 19 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D19 |

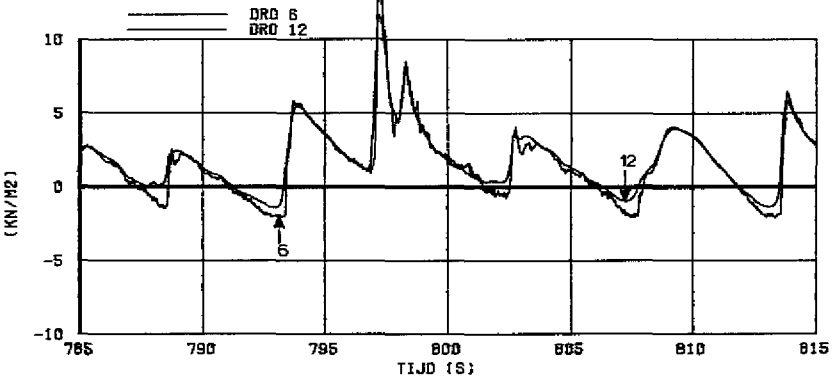


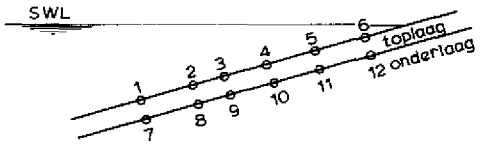



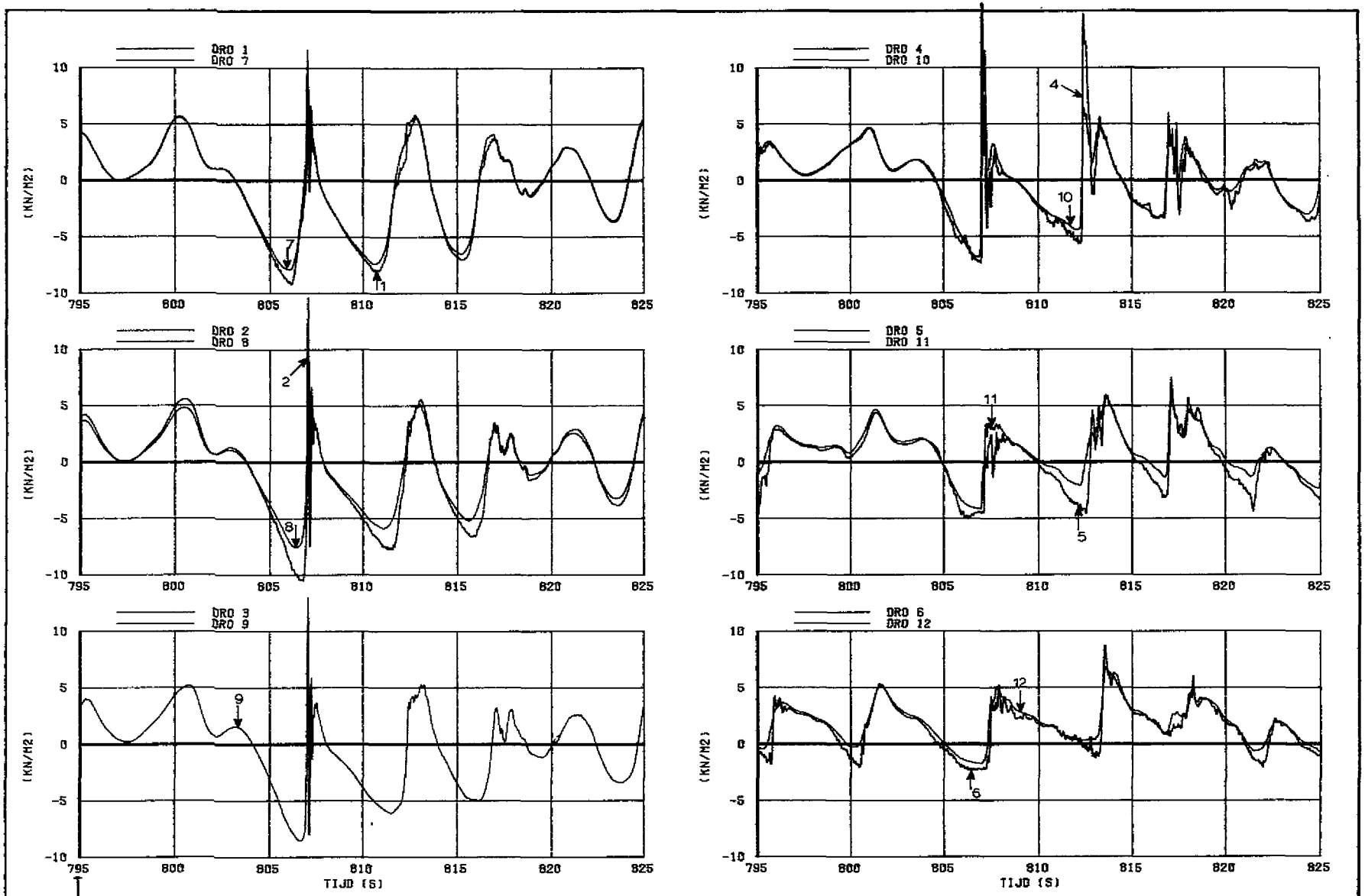

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 5,87 kN/m²




$H_{s1}$ = 1,378 m (=70% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 4,73 s
W = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 20 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D 20 |




DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT

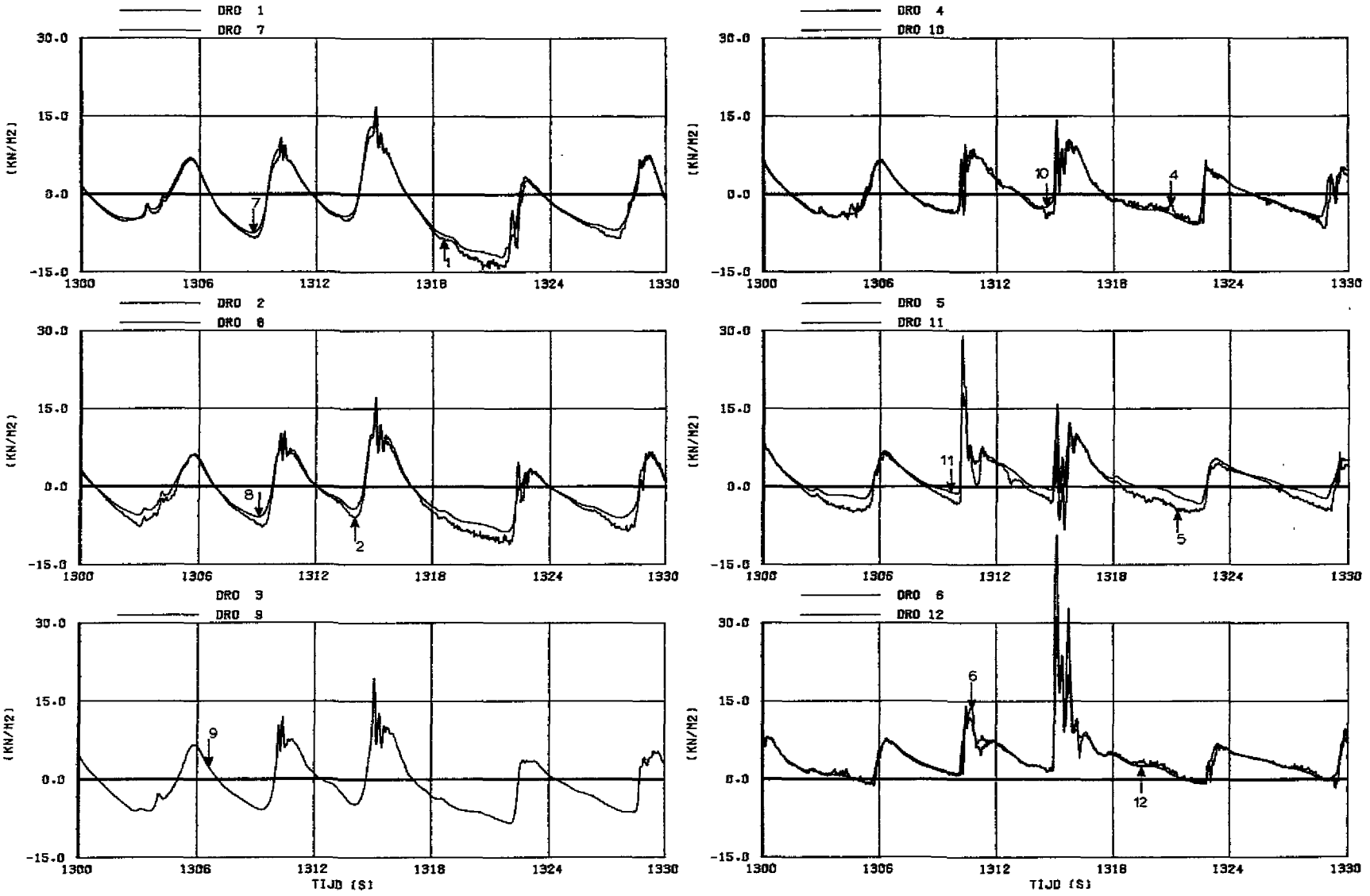
P 21

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 2036

FIG. D 21

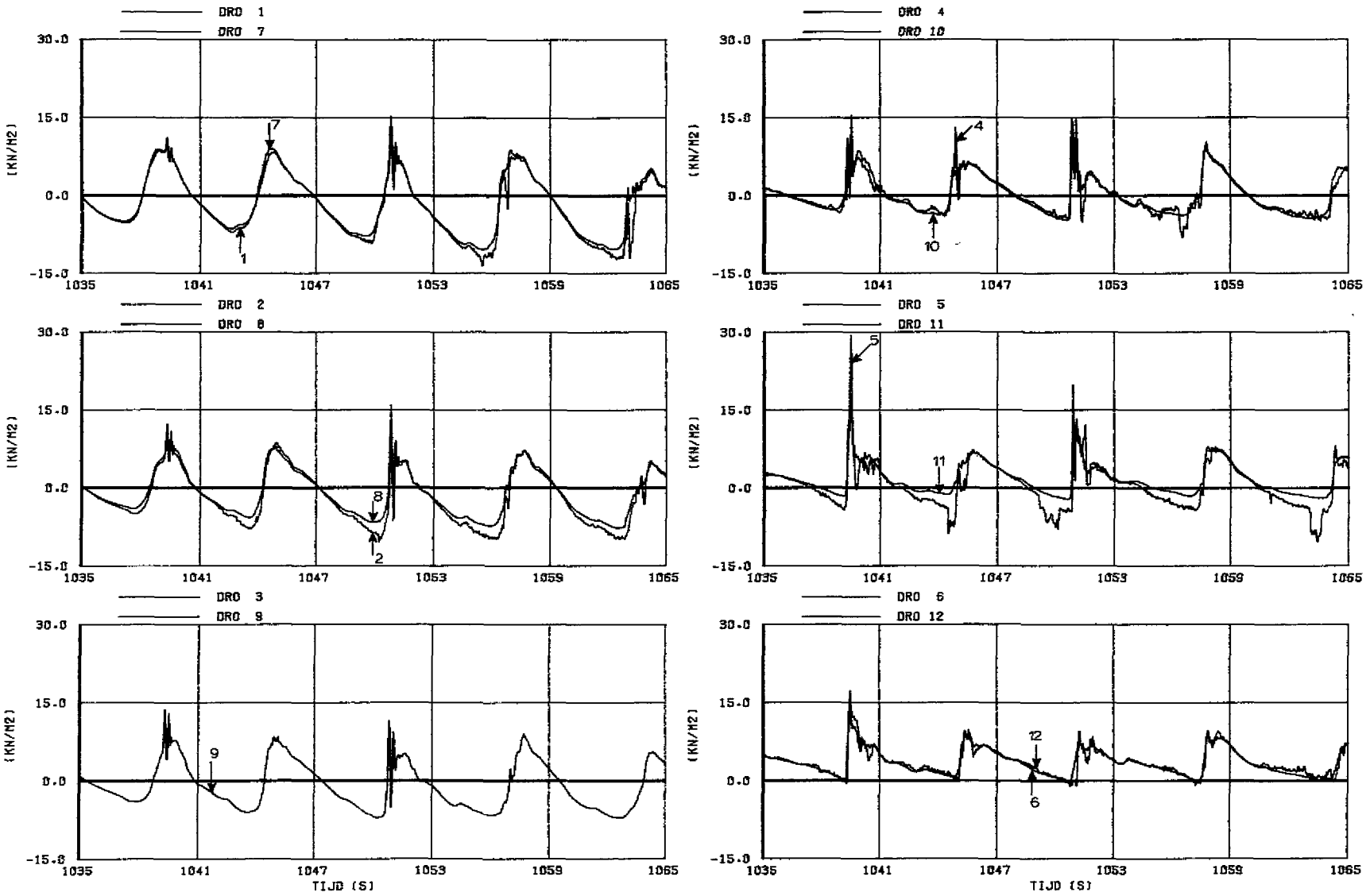
voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1



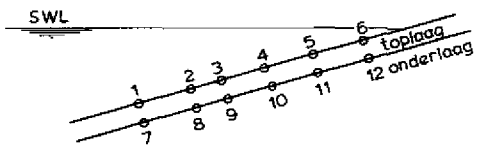

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 5,87 kN/m$^2$

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 22 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D22 |



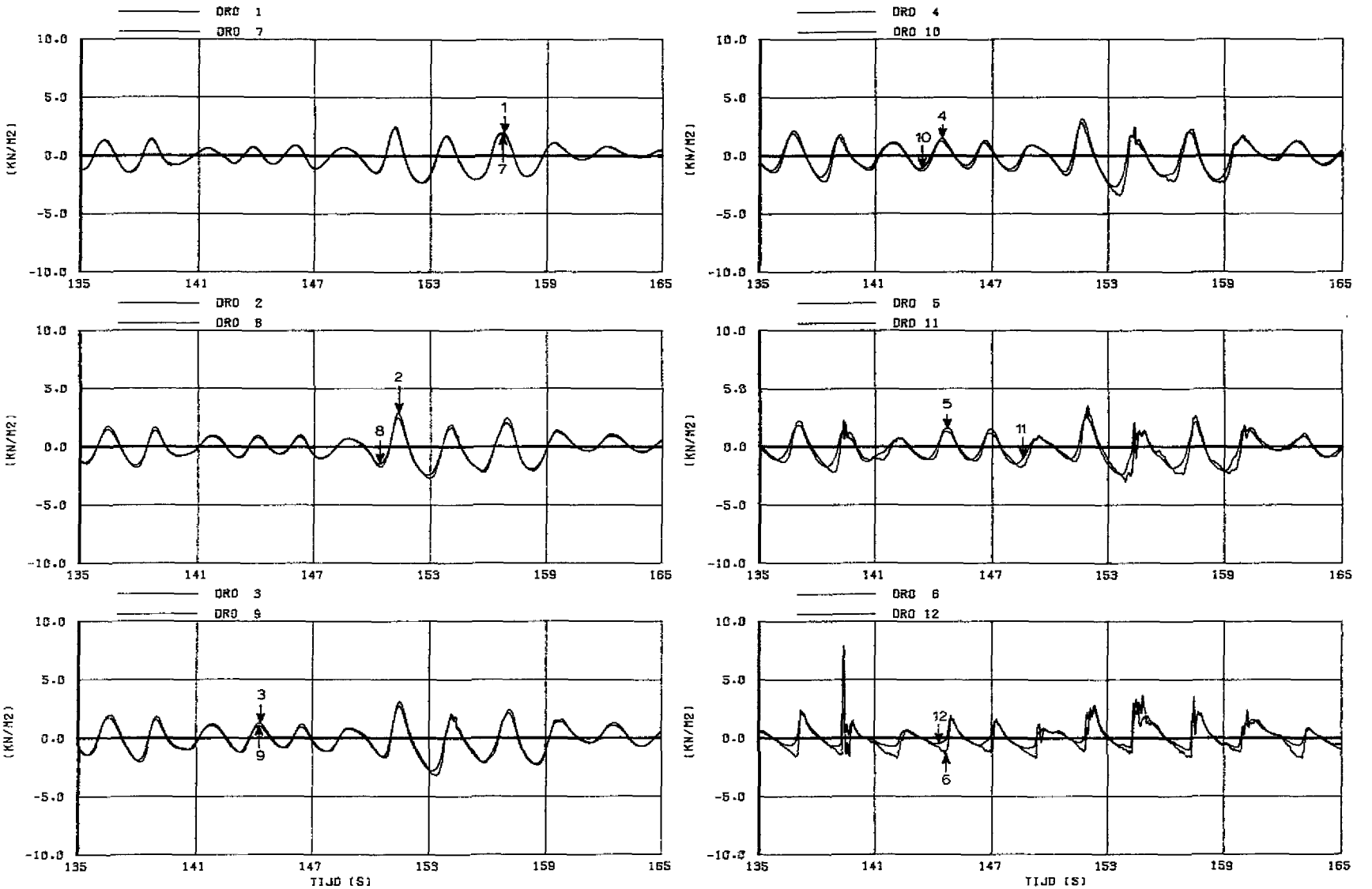

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 5,87 kN/m²



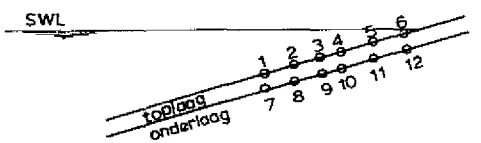

$H_{s1}$ = 1,85 m (=90% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 6,14 s
w = 5,00 m
$H_s/L_g$ = 4,8 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie figuur 5.1 tabel 5.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE BASALT | P 23 | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D23 |



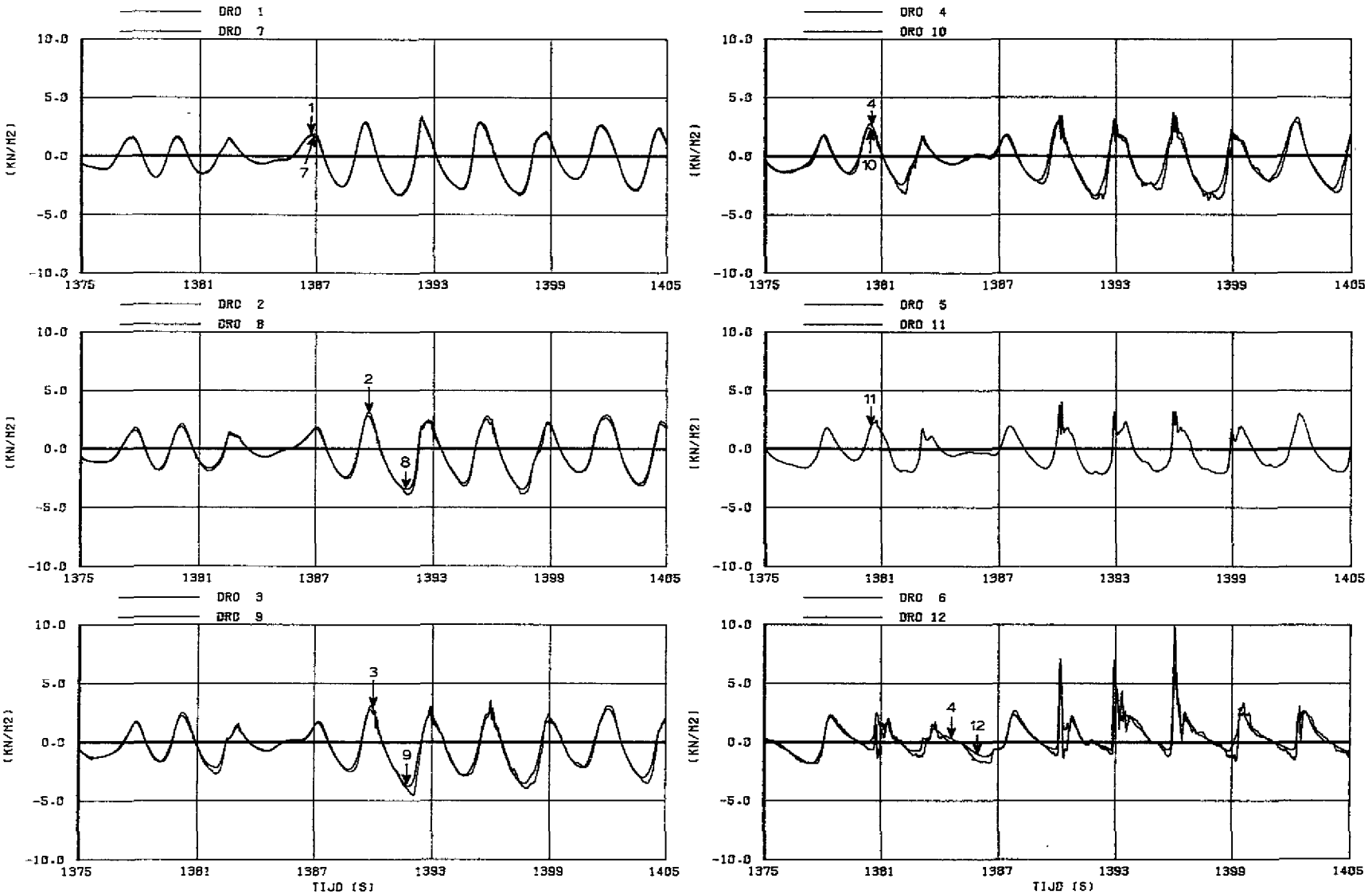

grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 3,3 kN/m$^2$



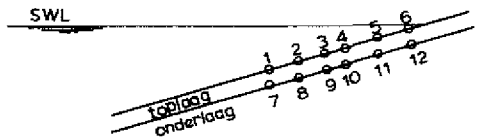

$H_{s1}$ = 0,497 m (=40% $H_{si}$ max)
$T_p$ = 2,56 s
$W_s$ = 2,87 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie tabel 3.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE VILVOORDSE STEEN | P 25 | |
| | PLATTERE STENEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D24 |




grootte van drukverschil voor instabiliteit toplaag = 3,3 kN/m$^2$




$H_{s1}$ = 0,665 m (=50% $H_{s1}$ max)
$T_p$ = 3,07 s
$W_s$ = 2,87 m
$H_s/L_g$ = 5 %

voor de exacte posities van de drukopnemers zie tabel 3.1

| | | |
|---|---|---|
| DRUKREGISTRATIES OP EN ONDER DE VILVOORDSE STEEN | P 26 | |
| | PLATTERE STENEN | |
| WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM | M 2036 | FIG. D25 |