



Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TAW-A2

Reststerkte van dijkbekledingen

Sterkte van klei onder golfbelasting

Deel V, Modelleren reststerkte klei

Februari 1995



**GRONDMECHANICA
DELFT**



Reststerkte van dijkbekledingen

sterkte van klei onder golfbelasting

Deel V, modelleren reststerkte klei

dr. H.J. Hofmann
ir. A. Bezuijen

februari 1995



GRONDMECHANICA
DELFT

1. Rapport nr. A2.95.27	2. Serie nr. A2.95.27	3. Ontvanger catalogusnummer	
4. Titel en sub-titel Modelleren reststerkte klei		5. Datum rapport februari 1995	
		6. Code uitvoerende organisatie	
7. Schrijvers dr. H.J. Hofmann, ir. A. Bezuijen		8. Nr. rapport uitvoerende organisatie CO-346060/36	
9. Naam en adres opdrachtnemer GRONDMECHANICA DELFT Postbus 69 2600 AB DELFT		10. Projectnaam TAWA*Open bekledingen/Reststerkte	
		11. Contractnummer DWW-735A	
12. Naam en adres opdrachtgever RIJKSWATERSTAAT Dienst Weg- en Waterbouwkunde Postbus 5044 2600 GA Delft		13. Type rapport eindrapport	
		14. Code andere opdrachtgever	
15. Opmerkingen projectbegeleider DWW: ir. B.P. Rigter			
16. Referaat In het kader van het onderzoek van de reststerkte van klei onder een dijkbekleding is een eerste aanzet tot modellering gemaakt. Dit rapport geeft een overzicht van de inspanningen voor het modelleren van de reststerkte van gestructureerde klei onder golfbelasting. Plastische vervorming van de klei onder belasting met golfklappen bleek het meest belangrijke schade-mechanisme.			
17. Trefwoorden: reststerkte, klei, taludbekleding		18. Distributiesysteem	
19. Classificatie vrij toegankelijk	20. Classificatie deze pagina vrij toegankelijk	21. Aantal blz. 33	22. Prijs

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	1
1 Inleiding	3
1.1 Algemeen	3
1.2 Kader van het onderzoek	3
1.3 Doelstelling	5
2 Proeven in de Deltagoot	7
2.1 Algemeen	7
2.2 Erosieverschijnselen	8
2.3 Waterspanningen	9
2.4 Samenvatting	10
3 Eerste aanzet modelvorming	11
3.1 Algemeen	11
3.2 Modellen	12
3.2.1 Eén-dimensionale modellen	12
3.2.2 UDEC	13
3.2.3 STEENZET/2	15
3.2.4 PLUTO	16
3.3 Conclusies	17
4 Proeven	19
4.1 Algemeen	19
4.2 Vermoeiing	19
4.3 Hydraulic fracture proeven	20
4.4 Conclusies	22
5 Evaluatie	25
6 Aanbevelingen vervolgonderzoek	27
7 Literatuur	31
Appendices	
A modelleren met UDEC	
B modelleren met STEENZET/2 en PLUTO	
C meetopzet reststerkteproeven	
D draaiboek hydraulic fracture proeven	
E factual report hydraulic fracture testen	
F analyse hydraulic fracture proeven	

Samenvatting

In het kader van het onderzoek van de reststerkte van klei onder een dijkbekleding is een eerste aanzet tot modellering gemaakt. Dit rapport geeft een overzicht van de inspanningen voor het modelleren van de reststerkte van gestructureerde klei. Daartoe worden eerst de resultaten van de analyse van de Deltagootmetingen samengevat. Besproken worden de ervaringen die gemaakt zijn met berekeningen met UDEC, een programma waarmee grond als discrete elementen is te modelleren. Verder worden de resultaten van numerieke berekeningen met STEENZET/2 en PLUTO gerapporteerd; deze modellen gaan uit van grond als een continu medium. Teneinde inzicht te krijgen in de mechanismen die werkzaam zijn bij het eroderen van klei zijn in-situ hydraulic fracture proeven uitgevoerd. In dit rapport worden resultaten van deze proeven besproken. Tenslotte worden aanbevelingen voor vervolgonderzoek gemaakt.

1 Inleiding

1.1 Algemeen

In de loop van 1990 is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) een onderzoekprogramma gestart naar de erosiebestendigheid van klei onder gezette steen; dit onderzoek is begeleid door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat (DWW). Een van de doelen van dit onderzoekprogramma is te komen tot criteria ter bepaling van de reststerkte van klei onder golfaanval. Onder de reststerkte van een kleipakket wordt verstaan de tijd die bij een gegeven golfbelasting benodigd is om op enig punt over de gehele diepte door de kleilaag heen te eroderen.

Uit eerdere studies was reeds gebleken dat zich boven gemiddeld hoogwater in klei na het aanbrengen een bodemstructuur ontwikkelt en dat deze bodemstructuur van nadelige invloed is op de reststerkte. Een onderdeel van het onderzoek naar reststerkte is de modelvorming om te komen tot een kwantitatieve beschrijving van erosie van klei met een bodemstructuur.

Deze rapportage geeft een overzicht van de inspanningen die zijn verricht in het kader van deze modelvorming. De indeling van dit rapport is als volgt: in de rest van dit hoofdstuk wordt de relatie van deze rapportage met de andere deelstudies aangegeven. In hoofdstuk 2 worden de bevindingen uit eerder gedane modelproeven in de Deltagoot samengevat. In hoofdstuk 3 worden resultaten samengevat van berekeningen die ten doel hadden de hydraulische omstandigheden in de klei te simuleren. In hoofdstuk 4 worden mogelijke proeven besproken ter bepaling van de relevante parameters van gestructureerde klei, die voor numerieke modelberekeningen benodigd zijn. Tenslotte worden in hoofdstuk 5 de tot zover gemaakte bevindingen samengevat en in hoofdstuk 6 worden aanbevelingen voor het verdere verloop van het onderzoek gegeven.

1.2 Kader van het onderzoek

De Dienst Weg- en Waterbouwkunde verricht onderzoek naar de reststerkte van klei onder harde bekleding. Het onderzoek beoogt methoden te ontwikkelen waarmee kan worden nagegaan hoe lang een kleilaag de kern van een dijk kan beschermen wanneer de harde bekleding niet meer functioneert. Het onderzoek bestaat uit inleidend bronnen- en bureau-onderzoek [Kruse, 1991], grootschalige fysische modelproeven in de Deltagoot [Wouters, 1993], analyse van de waarnemingen aan waterspanningen in de klei [Hofmann, 1993], aanzet tot het opstellen van geschikte fysisch-mathematische modellen [Hofmann, 1994a, bijgevoegd als Appendix A] en het daarvoor benodigde experimentele onderzoek [Hofmann, 1994b, bijgevoegd als Appendix C]. Daarnaast vindt er onderzoek plaats naar de ontwikkeling van bodemstructuur in klei onder harde bekleding [Kruse, 1994c], naar de invloeden op die ontwikkeling en naar erosie van klei onder

gezette steen.

Het onderzoek is in 1990 begonnen met een bureaustudie naar de hoedanigheid van kleilagen onder harde bekleding en het functioneren van zulke kleilagen bij golfaanval [Kruse, 1991]. Die studie wijst erop dat klei boven gemiddeld hoogwater een bodemstructuur ontwikkelt na het aanbrengen. De studie geeft vervolgens enige implicaties voor het eroderen en de erosiebestendigheid van zulke klei onder golfaanval. Verwacht werd dat vooral waterspanningsgradiënten in een kleilaag met een bodemstructuur bepalend zouden zijn bij het aantasten van een kleilaag onder golfaanval.

Daaropvolgend zijn in 1992 1:1 fysische modelproeven uitgevoerd met brekende golven op een dijktaalud [Wouters, 1993]. De kleilaag in het modeldijktaalud bestond uit 2 naast elkaar geplaatste dijktaaluds met ongeroerde klei afkomstig van onder een steen bekleding. Tijdens de proeven werd de kale klei rechtstreeks aan de golven met significante golfhoogten hoger dan 1.0 m blootgesteld. De waarnemingen bij deze reststerkteproeven bestonden uit metingen van waterdrukken met een reeks van waterdrukmeters op en in de kleilaag, visuele waarnemingen en peilingen van erosieschade.

De visuele metingen en peilingen wijzen uit dat klei met een duidelijke bodemstructuur een reststerkte in de orde van enige uren heeft bij golven van 1 m (H_s) en hoger. De onderste helft van één van de 2 kleilagen had echter een minder duidelijke bodemstructuur en de reststerkte van die klei bleek significant hoger dan die van de klei met sterke bodemstructuur.

Tijdens de aansluitende analyse van de gemeten waterspanningen [Hofmann, 1993] zijn de gemeten waterspanningen geanalyseerd. Verder werd gepoogd om aan de hand van het verloop van de waterspanning op een gegeven punt vast te stellen op welk moment schade-ontwikkeling op dat punt in het talud optrad.

Uit deze analyse bleek dat er geen duidelijke relatie was aan te brengen tussen de positie van de waterspanningsmeter en de gemeten uitlezingen. Wel bleek er een duidelijke correlatie tussen de uitlezingen van een waterspanningsmeter voor verschillende proeven. Blijkbaar zijn de lokale omstandigheden in de klei van grote invloed op de gemeten waterspanningen. Aan de hand van veranderingen in gemeten waterspanningen op een gegeven punt kon niet duidelijk worden geconcludeerd op welke momenten schade-ontwikkeling in die omgeving optrad. Wel werd bij sommige waterspanningsmeters gedurende de proef een duidelijke toename van de amplitude in de waterspanning waargenomen. Hieruit werd geconcludeerd dat tijdens de proeven de structuur van de klei kan veranderen (Spletten worden groter of er treedt erosie op van bovenliggende klei). Verder bleek dat er zeer regelmatig opwaartse waterdrukgradiënten in de klei optraden die hoger waren dan het gewicht van de klei; deze drukgradiënten waren echter van korte duur (in de orde van 0.2 sec).

1.3 Doelstelling

Doel van deze fase van het reststerkte-onderzoek was te komen tot modelvorming te komen van het erosie-proces van gestructureerde klei. De conclusies die werden getrokken na een eerste analyse van de gemeten waterspanningsmetingen dienden als leidraad. Zo werd er geconstateerd dat structuurvorming zowel de sterkte als (bij golven) de belasting beïnvloedt. Beide aspecten konden echter nog onvoldoende worden beschreven om eenduidige regels af te leiden.

Derhalve werd gesteld dat bij de aanzet tot modelvorming beide kanten (belasting en sterkte) gescheiden onderzocht dienden te worden. De belasting moet dan volgen uit een beschrijvend model voor de waterspanningen in gestructureerde klei, waarin de heterogeniteit van het materiaal voldoende is vervat. De sterkte kan worden onderzocht door in detail (modelopstelling) het gedrag van gestructureerd materiaal onder hydraulische belasting te bestuderen. Verder dienden proeven ontwikkeld te worden waarmee zowel de benodigde parameters voor het beschrijvend model voor de waterspanningen alsmede de parameters die de sterkte van de klei weergeven, bepaald kunnen worden.

Door regelmatig overleg met opdrachtgever en het uitbrengen van tussentijdse rapporten [Hofmann 1994a, Hofmann 1994b, Peters 1994a, Peters 1994b] werd het project gestuurd. De tussentijdse rapportages zijn als appendices bij dit rapport gevoegd.

2 Proeven in de Deltagoot

2.1 Algemeen

Er zijn in 1992 1:1 fysische modelproeven uitgevoerd met brekende golven op een dijktalud met een helling van 1:4 in de Deltagoot. Het model bestond uit gezette steen op een kleilaag op een zandkern, waarvan later de gezette steen werd verwijderd, zodat de kale klei rechtstreeks aan de golven met significante golfhoogten hoger dan 1.0 m werden blootgesteld.

De kleilaag in het modeldijktalud bestond uit 2 naast elkaar geplaatste dijktaluds. Om de aanwezigheid van een bodemstructuur, zoals die in klei ruim boven de hoogwaterlijn voorkomt te bewerkstelligen, is in het model gebruik gemaakt van ongeroerde klei afkomstig van bestaande dijken. De klei is afkomstig van de buitentaluds van de zeedijk van de Perkpolder en de oostelijke dijk van de veerhaven Kruiningen. Deze klei is ongeroerd uit de taluds gestoken in blokken van 0.9 m hoogte die bij het plaatsen in de Deltagoot een oppervlak van ongeveer 2.2 x 2.0 m² hadden. Voor meer informatie over de herkomst en de kwaliteit van de klei en de gevolgde procedure bij het plaatsen van de blokken, wordt verwezen naar het meetverslag [Wouters 1993].

Zoals reeds opgemerkt hadden de beide soorten klei na het plaatsen een natuurlijke bodemstructuur. Het materiaal van de klei van Perkpolder was matig bestendig tegen slijterosie zie [TAW, 1993] en het materiaal van de Kruiningen klei was voor het merendeel erosiebestendig zie [TAW, 1993]. In het meetverslag zijn de gegevens over de eigenschappen van de klei opgenomen, onder andere: materiaalbeschrijvingen, classificatie, bestendigheid tegen slijterosie, vervormingsgedrag en doorlatendheid in grote triaxiaalproeven (diameter 0.4 m) en bij hydraulische fracture proeven. De vervormingseigenschappen en doorlatendheid zijn bepaald met methoden die bulkeigenschappen van gestructureerde grond meten.

Er zijn reststerkteproeven uitgevoerd met onregelmatige golven bij twee verschillende stilwaterniveaus, te weten +5.0 m en +3.5 m. De golfperiode voor beide meetsessies was respectievelijk 5.0 s en 4.2 s en de respectievelijke significante golfhoogten bedroegen 1.45 m en 1.0 m. Deze condities dienden om realistische belastingen te simuleren teneinde een zo goed mogelijk inzicht in de in werkelijkheid optredende schade-ontwikkeling te verkrijgen.

De waarnemingen bij de Deltagootproeven bestonden uit metingen van waterdrukken met een reeks van waterdrukmeters op en in de kleilaag, visuele waarnemingen en peilingen van het erosieprofiel. Verwacht werd dat veranderingen door erosie en andere aantasting van de bodemstructuur een weerslag zouden hebben in de meetwaarden. Bovendien zouden waterspanningsmeters relatief eenvoudig in ongeroerde klei met een bodemstructuur geplaatst kunnen worden zonder de klei in de omgeving van het meetlichaam van de meters sterk te verstoren.

2.2 Erosieverschijnselen

De proeven wijzen uit dat klei met een duidelijke bodemstructuur een reststerkte heeft in de orde van enkele uren bij golven van 1 m (H_s) en hoger. De onderste helft van één van de 2 kleilagen had echter een minder duidelijke bodemstructuur en de reststerkte van die klei bleek significant hoger dan die van de klei met sterke bodemstructuur.

De schade-ontwikkeling begon ter hoogte van de zone waar het merendeel van de brekende golven inslaan. De diepere schade ontwikkelde zich enigszins hoger op het talud. De schade-ontwikkeling is zodanig dat de reststerkte van de 0.8 m dikke kleilagen binnen een aantal uren is uitgeput.

Bij het ontstaan van schade aan het talud bleek de klei in brokken los te laten; van geleidelijk afslijten van een laag klei was geen sprake. De brokken klei werden na loslaten uit de kleilaag tot kleiballen afgesleten, die lokaal in verdiepingen in het talud en aan de teen werden afgezet. De brokken varieerden in grootte; de afgesleten brokken hadden een maximale afmeting van 0.15 m. Bij proef K ($h = +5$ m, waarbij h de waterstand boven de gootbodem is) werd geconstateerd dat na één uur golven het volume van de schadegaten enige m^3 bedroeg. In die periode zijn ongeveer 700 golven op het talud gebroken.

Met betrekking tot de gemiddelde erosiesnelheid kan het volgende worden opgemerkt. Uit het meetverslag [Wouters 1993] ontlenen we de in tabel 3.1 weergegeven gemiddelde erosiesnelheden van de Perkpolderklei en de Kruiningenklei tijdens zowel proevenserie K ($h = +5$ m) als de proevenserie L ($h = +3.5$ m).

	Kruiningenklei	Perkpolderklei
serie K ($H_s = 1.5$ m, $h = 5$ m)	0.52	0.30
serie L ($H_s = 1.0$ m, $h = 3.5$ m)	0.23	0.13

Tabel 2.1: erosiesnelheid (in m/uur) (N.B.: onderschattingen in verband met meetmethode, zie hiervoor [Wouters 1993]).

Hoewel de erosiesnelheden in absolute zin nogal verschilden was de verhouding van de tijdsduren die nodig was om de kleilagen significant te beschadigen tussen de meetseries K en L voor beide kleisoorten nagegenoeg dezelfde (respectievelijk 2.3 en 2.4). Deze verhouding komt ongeveer overeen met de verhouding tussen de inkomende energie-flux in beide series (= 2.5). Wanneer deze overeenkomst niet toevallig is, schaal de toegebrachte schade met de toegevoerde energie,

waarmee de lokaal gedissipeerde energie zal samenhangen. Dit wijst erop dat de door erosie aangerichte schade aan kleilagen in termen van effecten van aantallen golven (belastingsduur) in samenhang met de hoogte van de belasting beschreven zou kunnen worden, in plaats van enkel in termen van het overschrijden van kritieke belastingen. In andere toepassingen worden voor het beschrijven van verschillende aspecten van mechanische eigenschappen van grond dergelijke combinaties van aantallen en grootte van cycli gebruikt.

2.3 Waterspanningen

De analyse bevestigt de eerdere veronderstellingen dat waterspanningsgradiënten zeer waarschijnlijk operationeel zijn in het ontstaan van schade aan klei met een bodemstructuur. De waterspanningsmeters in de klei geven vaak hoge waterdrukken aan en de signalen hebben een patroon dat overeenkomt met dat van de waterdrukken aan het oppervlak als gevolg van de golfbelasting. Er zijn echter geen systematische trends in piekdrukverschillen tussen direct boven elkaar gelegen waterspanningsmeters. Ook zijn er geen systematische trends in demping en faseverschuiving tussen pieken in direct boven elkaar gelegen waterspanningsmeters. Uit de metingen blijkt echter dat er regelmatig opwaartse drukgradiënten voorkomen die hoger zijn dan het eigen gewicht van de klei onder water.

Gezien de grootte van de opwaartse drukgradiënten zou erosie nog sneller kunnen gaan dan is waargenomen. Het is echter niet onwaarschijnlijk dat verwijdering van brokken klei uit de kleilaag pas plaatsvindt als de cohesie en de interlock van de betreffende brokken door herhaalde belasting voldoende is afgenomen (vermoeiing).

De waterspanningsmeters geven een nogal erratisch patroon voor gemiddelde waarden en gemiddelden van piekwaarden. De dieper gelegen meters (op 0.5 m t.o.v. oppervlak van het talud) hebben vaak een grotere amplitude dan de meters die dicht bij het oppervlak liggen (op 0.2 m diepte). De amplitude van het signaal van de waterspanningsmeters hangt samen met de directe omgeving van het meetlichaam van de meter. In spleten in de grond volgen de meters de golfbeweging met hoge amplitudes, terwijl meters die in een kleibrok opgesloten zitten slechts zeer geringe waterspanningsfluctuaties meten. Door het veranderen van de bodemstructuur door voortdurende golfbelasting komen sommige van die in klei opgesloten meters vrij en geven dan na verloop van enige tijd een sterk signaal. Dit verschijnsel wijst erop dat de klei wordt losgewerkt ("vermoeiing") of dat er een open verbinding met het oppervlak ontstaat.

Tijdens een golfperiode lijken de waterspanningsmetingen in de klei in de directe omgeving van de golfinslagzone rechtstreeks de waterspanningsverdeling op het talud te weerspiegelen.

2.4 Samenvatting

Een talud bekleed met klei met een duidelijke bodemstructuur is gevoeliger voor erosie onder golfaanval dan op basis van de kwaliteit van de klei zelf verwacht mag worden. Er wordt van een duidelijke bodemstructuur gesproken als de scheuren en spleten in de grond goed zichtbaar zijn met duidelijk waarneembare aggregaten.

De waterspanningsgradiënten die in gestructureerde klei bij golfaanval optreden zijn regelmatig hoog genoeg voor het omhoogwerken van de klei. Desondanks wordt het kleipakket niet direct over een groot oppervlak weggeslagen. Anderzijds is er van langzame en geleidelijke erosie geen sprake. Aan de hand van de volumes van de waargenomen erosiegaten en de golfcondities wordt geconcludeerd dat gemiddeld in elke golfaanval een klei-aggregaat uit het talud wordt verwijderd.

3 Eerste aanzet modelvorming

3.1 Algemeen

Verschillen in bodemstructuur kunnen op twee manieren de erosiesnelheid van de klei beïnvloeden, namelijk door verandering van de bulkdoorlatendheid en door wijziging van het cohesie-interlock gedrag van de aggregaten. Hierbij zijn de volgende kanttekeningen te plaatsen: ten aanzien van de doorlatendheid:

- Bij benadering is de bulkdoorlatendheid evenredig met het aantal scheuren en neemt toe met de 3^{de} macht van de breedte van deze scheuren. Dit heeft tot gevolg dat men verwacht dat naarmate de bodem duidelijker gestructureerd is d.w.z. wanneer de scheuren en aggregaten beter zichtbaar zijn, de bulkdoorlatendheid relatief sterk zal toenemen;
- Er is een relatief geringe demping geconstateerd voor de dieper gelegen waterspanningsmeters zonder significant verschil tussen de 2 gebruikte kleilagen in de Deltagootproeven (respectievelijk Kruiningen- en Perkpolderklei). Voor zover de bulkdoorlatendheid met de demping samenhangt is er evenmin duidelijk verschil tussen de beide kleilagen.

ten aanzien van de samenhang:

- Naarmate de bodemstructuur minder duidelijk is, zal de onderlinge samenhang van de aggregaten (cohesie en interlock) groter zijn.
- Uit het steenzettingenonderzoek blijkt de mate van inklemming een belangrijke parameter te zijn [Bezuijen, 1990].

De doorlatendheid in de klei is met name van belang voor de belasting die optreedt bij golfklappen. De samenhang bepaalt grotendeels de sterkte van de klei. De effecten van waterbeweging en drukopbouw in het spleetstelsel in de klei zijn niet eenduidig aan de combinatie van doorlatendheid en sterkte gerelateerd. Enerzijds leidt hogere doorlatendheid ten gevolge van het afnemen van de sterkte tot geringere opwaartse drukverschillen in de kleilaag en daarmee tot het minder sterk afnemen van de sterkte. Anderzijds beperkt geringe doorlatendheid de beweging van grond uit de laag wat neerkomt op het vergroten van sterkte.

De sterkte van de klei onder golfaanval zal afnemen met de mate van aanwezigheid van bodemstructuur; klei met een duidelijke structuur zal sneller eroderen.

Er kan worden geconstateerd dat structuurvorming zowel de sterkte als (bij golven) de belasting beïnvloedt. Beide aspecten kunnen nog onvoldoende worden beschreven om eenduidige regels af te leiden. Een mogelijkheid om hierin voortgang te boeken bestaat eruit om beide kanten (belasting en sterkte) gescheiden te onderzoeken. De belasting volgt dan uit een beschrijvend model voor de waterspanningen in gestructureerde klei, waarin de heterogeniteit van het materiaal

voldoende is vervat. De sterkte kan worden onderzocht door in proeven het gedrag van gestructureerd materiaal onder hydraulische belasting te bestuderen.

3.2 Modellen

3.2.1 Eén-dimensionale modellen

In het steenzettingenonderzoek zijn rekenmodellen opgesteld voor de stroming in een filterlaag en in de ondergrond. In elk van de modellen wordt een dominant mechanisme met een corresponderende voorkeursrichting voor de drukopbouw verondersteld. Deze modellen zijn daarom a priori één-dimensionaal. De respectievelijke stromingsmodellen zijn:

1. Een beschrijving gebruikt voor de berekening van de grondmechanische stabiliteit [Bezuijen, 1990]. Deze beschrijving is geldig voor een relatief open toplaag op een minder doorlatende ondergrond. In de slecht doorlatende ondergrond is elastische berging van belang. De stroming wordt loodrecht op het talud verondersteld. Door de elastische berging is ook het verloop van de stijghoogte in de tijd van belang voor de berekening van de stijghoogteverdeling in het talud op een zeker tijdstip.
2. Een beschrijving zoals gebruikt in STEENZET/1. Hierbij wordt de stroming in de filterlaag in hoofdzaak evenwijdig aan het talud gedacht. Voor de kleilaag betekent dit, dat ook hier de stroming evenwijdig aan het talud moet zijn. De stroming wordt beschreven als een potentiaalstroming, zonder berging. Dit betekent dat alleen de stijghoogteverdeling op een zeker tijdstip op het talud van belang is voor de verdeling van de stijghoogte op dat tijdstip in de filterlaag. Zoals ook door [Kruse, 1991] beschreven, kan dit model ook worden toegepast voor een homogene kleilaag. Deze kleilaag wordt dan enigszins kunstmatig ingedeeld in een boven- en onderlaag. In [Kruse, 1991] wordt de kleilaag in twee even dikke stukken opgedeeld.

In het analyserapport is voor elk van deze modellen een vergelijking gemaakt met het gemeten patroon. Hieruit volgde dat elk van de voorspellingen omtrent het patroon van de waterspanningen niet consistent was met de meetresultaten van de opnemers in de klei. Daaruit werd geconcludeerd dat de meetresultaten niet rechtstreeks te verklaren zijn met een één-dimensionaal model zoals dat ontwikkeld is in het steenzettingen onderzoek. Derhalve moest modellering wellicht gezocht worden in twee-dimensionale modellen in combinatie met elastische berging en potentiaalstroming. Deze komen in de volgende paragrafen aan de orde.

3.2.2 UDEC

Met het programma UDEC (Universal Distinct Element Code) kunnen bewegingen en spanningen in een verzameling discrete elementen onder invloed van interne spanningen en externe belastingen worden berekend en gevolgd. Door de ruimte tussen de verschillende elementen op te vullen met een vloeistof kan met dit programma ook de vloeistofstroming tussen de elementen worden gemodelleerd.

Vanwege het laatstgenoemde is UDEC een geschikte kandidaat voor de beschrijving van de waterspanningsgeneratie in gestructureerde klei onder golfaanval. Door het uitvoeren van diverse berekeningen met UDEC kan bepaald worden voor welke grootheden de resulterende waterspanningsverdeling het meest gevoelig is en op welke wijze die verdeling het eenvoudigst geparametriseerd kan worden.

In samenhang met de eerstgenoemde mogelijkheid is UDEC wellicht ook bruikbaar om het geheel van de bij erosie van gestructureerde klei optredende processen te beschrijven.

Verkennd onderzoek naar de praktische toepasbaarheid van dit pakket voor de modellering van waterspanningen in gestructureerde klei is uitgevoerd door de TU Delft (Sectie Gesteente-mechanica van de Faculteit der Mijnbouwkunde en Petroleumwinning). Bij de TU Delft was UDEC eerder succesvol toegepast bij de modellering van ondergrondse excavaties.

Desalniettemin bleek dit onderzoek de nodige aanlooppunten met zich mee te brengen. Voor een belangrijk deel was dit te wijten aan het feit dat bij de TU Delft bij aanvang van het project te weinig ervaring aanwezig was met de mogelijkheid in UDEC om vloeistof tussen de individuele elementen te modelleren. Als gevolg daarvan is relatief veel tijd besteed aan de verificatie van de resultaten van eenvoudige schematisaties van gestructureerd materiaal in een vloeistof en het al dan niet optreden van numerieke instabiliteiten bij verschillende keuzen voor de invoerparameters.

Gedurende het onderzoek werd een aantal beperkingen van UDEC geconstateerd. De belangrijkste daarvan was dat in de huidige versie van UDEC geen werkelijk dynamische berekeningen mogelijk waren; het programma maakt namelijk expliciet onderscheid tussen een hydraulisch en een mechanisch deel. In het mechanisch deel wordt de respons van de discrete verzameling elementen berekend terwijl in het hydraulisch gedeelte de vloeistofstroming wordt gemodelleerd. Voor een dynamische berekening dienen beide delen zodanig gekoppeld te worden dat tussentijdse verandering in ieder der delen van invloed is op de resultaten van het andere deel. Dit is in de huidige versie niet goed mogelijk. Er wordt vanuit gegaan dat de respons van een der delen dominant is zodat het andere deel als statisch mag worden beschouwd.

Voor een correcte modellering van de waterspanningen in gestructureerde klei dient niet alleen de

vervorming van klei onder invloed van golfaanval te worden berekend, maar moet ook de invloed van de resulterende vervormingen op de verandering in doorlatendheid en daarmee op de waterspanning worden berekend.

Bij melding van deze beperking aan de leverancier werd toegezegd om in eerstvolgende versie zodanige modificaties aan te brengen dat deze beperking is opgeheven. In de verkennende fase met UDEC is besloten ervan uit te gaan dat de structureigenschappen statisch zijn; d.w.z. door geïnduceerde golfaanval deformaties c.q. verplaatsingen van blokken leiden niet tot een verandering van doorlatendheid in de structuur. In dat geval zijn veranderingen van waterspanningen uitsluitend het gevolg van een combinatie van potentiaalstroming en elastische berging. In deze elastische berging is evenwel zowel de samendrukbaarheid van het water alsmede de verandering van de volumes tussen de elementen t.g.v. samendrukbaarheid en/of verplaatsing van de individuele elementen vervat.

Vanwege de aanloopproblemen heeft het onderzoek met UDEC zich slechts beperkt tot een aantal eenvoudige berekeningen. Voor meer details over de gemaakte exercities wordt verwezen naar Appendix A. Naar aanleiding van de gemaakte berekeningen werd o.a. het volgende geconstateerd:

- 1 Wanneer een berekening wordt uitgevoerd op een structuur van blokken komt het resultaat kwalitatief overeen met een 1-d consolidatie som, maar de door UDEC berekende demping lijkt groter.
- 2 Verandering van de elasticiteit van de spleten tussen de elementen blijkt een grote invloed te hebben op de demping. Alleen bij zeer stijve spleten treedt demping op. De verklaring hiervoor is, dat bij spleten met een lagere stijfheid bij hogere druk op het blok de spleet wordt ingedrukt en het water in de spleet de belasting draagt. De waterspanning wordt zo gelijk aan de totaalspanning. In een 1-d berekening blijft de totaal spanning constant en is er dus geen demping. Omdat in de Deltagootmetingen eveneens demping optrad concluderen we dat gestructureerde klei niet gezien kan worden als een verzameling van losse brokken en dat spleten in de klei als redelijk 'vormvast' mogen worden beschouwd. Een toename van de amplitude van de waterspanningen duidt er echter dan op dat de onderlinge samenhang van de brokken minder wordt.
- 3 De berekeningen geven kwalitatief geen afwijkingen voor wat op grond van consolidatieberekeningen verwacht kan worden. Wanneer equivalent parameters worden gebruikt is de waterspanning zoals berekend met UDEC ook te voorspellen met een consolidatieberekening. UDEC berekeningen blijven interessant om te zien hoe de krachten rondom het blok verlopen.

Samenvattend kan gesteld worden dat hoewel het modelleren met UDEC tijdrovend en gecompliceerd is dit programma als grote voordeel heeft dat het intrinsiek uitgaat van gestructureerd materiaal. Zeker wanneer het programma in aangepaste vorm kan worden gebruikt, waarmee volledig dynamische berekeningen kunnen worden uitgevoerd, is een geschikt stuk

gereedschap verkregen. Met dit gereedschap kan dan het gedrag van gestructureerde kleilagen onder golfaanval numeriek gemodelleerd worden.

3.2.3 STEENZET/2

Uit de eerste inspanningen met UDEC bleek dat de waterspanningen in een regelmatig blokkenpatroon onder een harmonische waterbelasting kunnen worden gesimuleerd door de uitkomsten van een som met continu materiaal.

Deze overeenkomst leidde tot de suggestie dat men wellicht ook in het algemene geval de uitkomsten van een discreet model zou kunnen parametriseren door die van een continu model. Het gebruik van een continuüm model heeft als voordeel dat dit gemakkelijker te hanteren is dan een model dat intrinsiek discreet is; niet alleen het modelleren van talud als een verzameling van discrete elementen vergt veel tijd, maar ook de benodigde rekentijd voor het uitvoeren van een berekening is groot.

Anderzijds zijn we uiteindelijk slechts geïnteresseerd in een tamelijk grofschalige observabele, namelijk de voortschrijding van het erosieprofiel. Derhalve gaat het niet zozeer om een exacte reproductie van de waterspanningsverdeling in het talud, als wel om een zodanig globale beschrijving van deze verdeling als relevant is voor het gemiddelde verloop van het erosieproces. Voorzover verschillen in mate van structurering hieraan bijdragen, zouden deze kunnen worden gemodelleerd met een continuüm model. Het gebied onder beschouwing wordt dan opgedeeld in zones, waarin verschillende waarden voor de benodigde parameters worden gehanteerd.

Afgezien van de vraag in hoeverre de representatie van gestructureerde klei door een continuüm geldig is, zijn berekeningen met een continu model in zoverre waardevol dat zij in ieder geval een kwalitatief inzicht geven in de wijze waarop wisselende golfbelasting van invloed is op de waterspanningsverdeling in de ondergrond. Dit inzicht kan wellicht bijdragen aan de gedachtenvorming omtrent de mechanismen die werkzaam zijn bij het eroderen van het talud.

Met deze gedachten op de achtergrond zijn STEENZET/2 berekeningen uitgevoerd voor golfklappen op een talud met homogeen kleimateriaal. Met behulp van STEENZET/2 wordt aan de hand van de gemeten drukverdeling op het talud het corresponderende verloop van de waterspanningsverdeling in het talud berekend. De resultaten van deze berekeningen kunnen worden weergegeven door voor ieder moment een isopotentialverdeling van de waterspanning in de ondergrond te geven. Voor specifieke details van deze berekeningen wordt verwezen naar appendix B. Ter illustratie zijn in bijlage 1 voor aantal tijdstippen tijdens de golfklap de isopotentialverdelingen van de waterspanning getoond.

Voor de berekeningen is een aantal parameters benodigd; de grootte van deze parameters werd

bepaald aan de hand van een aantal proeven waaronder in-situ hydraulische fracture proeven en triaxiaalproeven op grote monsters.

Aan de hand van de resultaten van de STEENZET/2 berekeningen werd het volgende geconstateerd (zie bijvoorbeeld bijlage 1):

- Tijdens een golfklap treden grote waterspanningsgradiënten op. Deze gradiënten zijn het grootst in de directe omgeving van de golfklap. Met name aan de onderzijde van de drukpiek, direct naast de drukpiek, kunnen grote, uit het talud gerichte gradiënten voorkomen.
- De gradiënten zijn van korte duur en zijn voor zover ze uit het talud zijn gericht voornamelijk beperkt tot een klein gebied onder, direct naast de drukpiek.
- Naarmate het luchtgehalte hoger is, strekt de directe invloed van een golfklap op de waterspanningsverdeling zich minder ver naar de diepte uit. Daardoor zijn bij een hoger luchtgehalte de naar buiten gerichte waterspanningsgradiënten groter.

Op basis van de grootte van de berekende gradiënten bestond het vermoeden dat het loswerken van de klei niet zozeer een kwestie was van het omhoogwerken uit het talud door drukverschillen over de diepte van de kleilaag als wel door afschuiven c.q. loswrikken van kleibrokken uit het talud ten gevolge van grote, langs het talud gerichte gradiënten ten tijde van de golfklap. Om te kijken of deze veronderstelling juist is werden de berekende waterspanningsgradiënten in het programma PLUTO ingevoerd waarmee tweedimensionaal vervormingen kunnen worden berekend.

3.2.4 PLUTO

Met behulp van het 2-dimensionale programma PLUTO kunnen vervormingen en het plastisch gedrag van de grond onder belasting worden berekend. Dit programma kan gebruikt worden om te zien of de door een golfklap geïnduceerde gradiënten voldoende zijn om de klei lokaal tot bezwijken te brengen.

Daartoe werden dezelfde golfklappen geselecteerd als bij de STEENZET/2 berekeningen. Omdat een volledige PLUTO berekening voor de gehele duur van de golfklap nogal tijdrovend is, zijn een aantal relevante momenten tijdens de golfklap geselecteerd. Naast de op het talud gemeten drukverdeling en de benodigde materiaalparameters wordt als invoer in PLUTO de door STEENZET/2 gegenereerde waterspanningsverdelingen in het talud gebruikt. In principe is het ook mogelijk om uitgaande van de oplegde golfbelasting op het talud deze waterspanningsverdeling in het talud door PLUTO zelf te laten berekenen. Echter daarvoor dienen wel enige (kleine) modificaties in PLUTO te worden aangebracht. Teneinde tijd en kosten te besparen werd besloten om in dit verkennende stadium de door STEENZET/2 gegenereerde verdelingen te gebruiken.

Het resultaat van een berekening met PLUTO zijn de door deze belasting in de ondergrond veroorzaakte elastische vervormingen. Deze vervormingen kunnen in de vorm van contourverdelingen zichtbaar worden gemaakt. Voor meer details van deze berekeningen wordt verwezen naar appendix B. Ter illustratie is één van figuren uit appendix B hier toegevoegd als bijlage 2; De bovenste figuur in deze bijlage toont voor een gekozen moment tijdens de golfklap de elastische vervorming als een contourverdeling. De stap tussen de individuele contouren bedraagt 1/20 van de maximale vervorming. De onderste figuur in de bijlage geeft het gebied weer waar plastische vervorming optreedt tijdens het gekozen moment van de golfklap.

Aan de hand van de gemaakte berekeningen werd geconstateerd (zie bijvoorbeeld bijlage 2):

- de onder invloed van een golfklap opgewekte waterspanningsgradiënten in samenhang met de gemeten materiaalparameters voor het bulkmateriaal zijn ruim voldoende om het talud over een groot deel van het oppervlak plastisch te maken.

3.3 Conclusies

In principe zijn alleen modellen waarin de structuur van de klei expliciet in vervat is, correct om de waterspanningen tussen de structuurelementen weer te geven. UDEC is een voorbeeld van een dergelijk programma. Door tijdgebrek en verlegging van de prioriteit zijn de mogelijkheden van dit pakket niet ten volle benut. Met name is met dit programma onvoldoende onderzocht voor welke (macroscopische) parameter erosie van een talud het meest gevoelig is (spleetwijdte, blokgrrootte, interlock). Wel is aangetoond dat onder bepaalde voorwaarden de resultaten voor eenvoudige schematisaties zich laten representeren door de resultaten van een homogene benadering.

De combinatie van de uitkomsten van STEENZET/2 en PLUTO geven als indicatie dat het schade-mechanisme niet zozeer bestaat uit het omhoogwerken van brokken uit de klei door waterspanningsverschillen in de boven- en ondergrond, maar door het losslaan van klei uit het talud door grote langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten die optreden wanneer individuele golfklappen op het talud breken.

Dit schademechanisme (d.w.z. het zijdelings afschuiven t.g.v. langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten) vloeit voort uit de modellering van de optredende waterspanningen in het talud. Zoals reeds eerder opgemerkt, berust deze modellering van de waterspanningen op twee aannamen:

- a) waterspanningen in de klei worden gegenereerd door combinatie van potentiaalstroming en elastische berging.
- b) een gestructureerde kleilaag kan worden gerepresenteerd door een homogene kleilaag met gemodificeerde parameters voor doorlatendheid, porositeit, luchtgehalte, elasticiteitsmodulus, Poissonverhouding etc.

ad a)

Dit veronderstelt dat naast deze effecten geen andere fenomenen optreden zoals bijvoorbeeld plotselinge verandering van doorlatendheid onder invloed van waterbelasting. Dezelfde aanname wordt gemaakt bij de UDEC berekeningen in de huidige versie. Het is vooralsnog onduidelijk in hoeverre deze aanname juist is. Wellicht geven berekeningen met een nieuwe versie van UDEC waarin deze beperking is opgeheven uitsluitel.

ad b)

Teneinde de voorgestelde hydraulische modellering te verifiëren is het verder doorvoeren van vergelijkingen tussen de resultaten van berekeningen met een homogeen model en een discreet model gewenst. De eerste aanzet hiertoe is reeds uitgevoerd bij de berekeningen met UDEC voor een eenvoudige geometrie. Voor de homogene modelberekeningen kunnen de programma's die voor steenzettingen zijn ontwikkeld, worden gebruikt. Deze programma's hebben hun geldigheid in het verleden reeds bewezen door uitvoerige vergelijking tussen hun resultaten en uit de praktijk verkregen gegevens. Voor nader onderzoek van hypothese b wordt het volgende voorgesteld:

- ter verificatie van UDEC het maken van een vergelijking van STEENZET/2 en UDEC; hiervoor moeten geometriën worden doorgerekend waarvoor een steenzetprogramma specifiek van toepassing is.
- berekeningen met UDEC voor onregelmatig gestructureerde kleilagen en onderzoeken of de resultaten geparametriseerd kunnen worden door de resultaten van steenzetprogramma's.

4 Proeven

4.1 Algemeen

In de volgende fase van het onderzoek zijn proeven ontwikkeld om de sterkte van de klei te onderzoeken. Daarnaast was de eis dat met deze proeven tevens die parameters kunnen worden bepaald welke relevant worden geacht voor de berekening van de waterspanningsverdeling in de klei.

In aansluiting op deze eisen is een meetopzet gemaakt ([Hofmann, 1994b], zie Appendix C) waarin diverse proefprogramma's werden aangeboden. In elke proef of combinatie van proeven werden verschillende aspecten van sterkte onder hydraulische belasting onderzocht. Tegelijkertijd hadden de proeven ook ten doel om de parameters te bepalen die voor numerieke berekeningen gewenst zijn.

4.2 Vermoeiing

Aan de hand van de met STEENZET/2 en PLUTO uitgevoerde berekeningen blijkt dat een enkele klap voldoende is om aan de oppervlakte van het talud over groter gebied plastische vervorming te veroorzaken. Desalniettemin blijkt uit de waarnemingen, gemaakt bij de Deltagootproeven, dat een of enkele golfklappen onvoldoende zijn om het talud onmiddellijk over een groot gebied te laten bezwijken. In plaats daarvan wordt geobserveerd dat de klei in brokken met een maximale grootte van circa 1 dm³ wordt weggeslagen. Verder was het schalen van de erosiesnelheid met de invallende energie een indicatie voor een proces van vermoeiing.

Derhalve wordt verondersteld dat door voortdurende belasting onder invloed van golfklappen de materiaaleigenschappen van de klei (cohesie en interlock) zodanig gedegradeerd worden, dat op een gegeven moment door het ontbreken van voldoende samenhang individuele brokken kunnen worden weggeslagen.

Na deze constatering is in tussentijdse overleg-rondes met de opdrachtgever gesteld dat er één of meerdere proeven zouden moeten worden ontworpen, waarin op kwantitatieve wijze het aspect van vermoeiing c.q. verlies van initiële sterkte onder invloed van wisselende waterbelasting kan worden aangetoond.

4.3 Hydraulische fracture proeven

Na overleg met de opdrachtgever werd besloten om uit de voorgestelde meetopzet ([Hofmann 1994b, appendix C) alleen de hydraulische fracture proeven uit te laten voeren ([Peters 1994a], appendix D).

In eerste instantie was het de bedoeling om met deze in-situ proef te testen of door voortdurende wisselende belasting de degradatie van de initiële strekte van de klei kan worden aangetoond. De gedachte hierachter is dat deze degradatie zich zal vertalen in een vergroting van structuurvorming. Door het meten van de verandering van doorlatendheid is een maat verkregen voor de verandering van sterkte onder invloed van wisselende hydraulische belasting. De doorlatendheid wordt telkens gemeten tussen twee series met dynamische belastingen, in een zogenaamde quasi-statische proef. Hierin wordt de druk op het inspuitspunt langzaam opgevoerd en wordt aan de hand van de toename van het debiet de doorlatendheid bepaald.

Een ander manier waarop de verandering van de sterkte gevolgd kan worden, is door de demping van een opgelegd signaal door de scheuren in de klei te volgen. Daartoe zijn op enige afstand van het inspuitspunt in de klei drukopnemers geplaatst. Verandering van sterkte gedurende een serie wisselende belastingen zou tot uiting moeten komen in een afname van de demping van de gemeten signalen.

Als het eind van een serie tests voor één en hetzelfde inspuitspunt wordt een quasi-statische proef uitgevoerd, waarin de druk zover wordt opgevoerd dat het kleipakket openbarst en water aan het oppervlak verschijnt. Deze bezwijkdruk is een maat voor de sterkte van de klei; door deze te vergelijken met de waarde verkregen uit een proef waarin geen dynamische belastingen zijn toegepast kan inzicht worden verkregen in de mate van verandering van sterkte onder invloed van periodieke hydraulische belasting.

Naast indicaties over de verandering van klei-eigenschappen leveren de hydraulische proeven ook parameters die gebruikt kunnen worden bij numerieke berekeningen. Zo volgt uit de quasi-statische proef een doorlatendheid. De dempingsfactoren van de signalen in de dynamische proeven leveren in combinatie met deze doorlatendheid, de samendrukbaarheid van het geheel van water en korrelskelet. Tenslotte kan de bezwijkdruk als sterkteparameter worden gebruikt.

Daarop zijn in september 1994 in-situ hydraulische fracture proeven uitgevoerd op de Westerscheldedijk van de Thomaesolder (waterschap Vrije van Sluis). Voor nadere gegevens over de uitvoering en de meetgegevens van deze proef wordt verwezen naar het meetverslag ([Peters 1994b], appendix E) en het analyseverslag (appendix F).

Tijdens de uitvoering bleek dat tijdens de dynamische proeven de demping zeer veel groter was dan verwacht. Voorzover er een periodiek signaal in een van de opnemers rond het centrale

inspuitpunt was waar te nemen, konden geen veranderingen in het waterspanningssignaal worden waargenomen binnen een en dezelfde serie van drukstoten.

Voor de quasi-statische proeven gold dat slechts een betrouwbare doorlatendheid kon worden gemeten wanneer voorafgaand aan de proef een dynamische proef was uitgevoerd, waarin drukstoten werden toegepast met een amplitude die lag in de orde van de bezwijkdruk. In tabel 4.1 zijn de gemeten doorlatendheden bij ieder van deze proeven vermeld. Tevens zijn in deze tabel de bezwijkdrukken vermeld. Omdat in de proeven aangeduid met de extra letter 'a' is bij het opvoeren van de druk niet doorgedaan tot de bezwijkdruk, is in de kolom voor de bezwijkdrukken geen waarde vermeld.

Tenslotte zijn in tabel 4.1 ook de gemeten doorlatendheden en bezwijkdrukken bij de proeven in de Deltagoot weergegeven. Daarbij dienen wel de volgende kanttekeningen te worden geplaatst: de diameter van de in de Deltagoot gebruikte inspuitlans was aanmerkelijk kleiner (17 mm i.p.v. 70 mm) terwijl de aangebrachte druk niet ter plaatse van het inspuitpunt maar in de toevoerleiding naar het inspuitpunt toe is gemeten.

Tabel 4.1: doorlatendheden en bezwijkdrukken op basis van hydraulische fracture proeven

proef	diepte inspuitpunt (m)	doorlatendheid (m/s)	bezwijkdruk (kPa)
Kruiningen, 1	0.5	$\sim 2 \cdot 10^{-5}$	17
Perkpolder, 1	0.5	$\sim 2 \cdot 10^{-5}$	15
Perkpolder, 2	0.5	$\sim 7 \cdot 10^{-5}$	16
ssp1, locatie 1	0.5	$\sim 4.7 \cdot 10^{-5}$	26.6
ssp7a, locatie 1	0.5	niet te bepalen	-
ssp7b, locatie 1	0.5	niet te bepalen	35.1
ssp10a, locatie 1	0.5	$\sim 6.1 \cdot 10^{-6}$	-
ssp10b, locatie 1	0.5	$\sim 5.5 \cdot 10^{-6}$	40.4
ssp24a, locatie 2	0.25	$\sim 4.4 \cdot 10^{-5}$	-
ssp24b, locatie 2	0.25	$\sim 2.0 \cdot 10^{-4}$	7.4
ssp28a, locatie 2	0.25	$\sim 1.5 \cdot 10^{-5}$	-
ssp28b, locatie 2	0.25	$\sim 6.2 \cdot 10^{-6}$	13.5

4.4 Conclusies

Na bestudering van de gegevens uit de quasi-statistische proef komen we tot de volgende constatering:

- De drukopnemers op enige afstand van het inspuitpunt vertonen geen of nauwelijks respons op drukveranderingen in het centrale inspuitpunt. Dit is in tegenspraak met een eenvoudige potentiaalbenadering. Dit duidt erop dat er geen doorlopende connecties waren in de klei.
- De bezwijkdrukken verschillen onderling sterk in waarde afhankelijk van de locatie.
- Alleen nadat eerst is doorgedaan tot bezwijken kan een doorlatendheid worden bepaald. In de nagenoeg alle andere gevallen was het debiet te laag om een betrouwbare doorlatendheid te bepalen.

Ten aanzien van de dynamische proeven kan het volgende worden opgemerkt:

- In die gevallen waarin een signaal op enige afstand van het inspuitpunt kon worden waargenomen, was de demping van het signaal aanmerkelijk veel groter dan verwacht werd op basis van een eenvoudig model. Binnen het eenvoudige model kan dit ook verklaard worden door aan te nemen dat het korrelskelet geen doorlopende connecties heeft of doordat het korrelskelet veel stijver was dan verwacht.
- Binnen één en dezelfde serie van periodieke golfbelastingen is geen duidelijke verandering in de demping van omliggende meters waar te nemen.
- Na afloop van elke dynamische proef valt weinig verandering te bespeuren in de doorlatendheid. Alleen na de laatste dynamische proef blijken er veranderingen in de doorlatendheid op te treden. In dat geval zijn er tijdens de voorafgaande dynamische proef drukstoten toegepast met amplitudes in de orde van de bezwijkdrukken, die zijn gemeten bij de quasi-statische proeven (30-40 kPa).

Samenvattend kan worden gesteld dat met de huidige resultaten degradatie van kleieigenschappen onder invloed van voortdurende periodieke golfbelasting alleen kon worden aangetoond wanneer de opgelegde drukken in de orde van de bezwijkdrukken lagen. Het feit dat er geen degradatie optreedt bij lagere drukken, lijkt in tegenspraak met eerdere constatering dat erosie samenhangt met vermoeiingseffecten en evenredig is met de gedissipeerde energie (zie paragraaf 2.2). Omdat deze laatste conclusie gebaseerd was op een gemiddelde erosiesnelheid bij de Deltagootproeven, verdient het aanbeveling om de opgetreden erosieprofielen nader onder de loep te nemen.

In de proef is in de huidige versie niet geschikt om aan de hand van demping en fase draaiing, eenduidige parameters te bepalen, die in numerieke programma's zoals PLUTO kan worden gebruikt. In de meeste gevallen werd geen signaal gemeten, terwijl in die gevallen waarin wel een gedempt signaal werd gemeten, dit zo zwak was dat het er geen eenduidige parameters uitvolgden.

Een mogelijke verklaring voor het feit dat de resultaten achterbleven bij de verwachtingen, moet worden gezocht in het experimentele karakter van de proeven. Zo traden bij de uitvoering een aantal knelpunten op, die ieder op zich de resultaten negatief beïnvloed kunnen hebben. Deze punten zouden bij een volgende keer verholpen kunnen worden door het nemen van passende maatregelen (zie Appendix F, paragraaf 5)

Gelet op de moeilijkheden bij de praktische uitvoering in de huidige versie zal het echter niet triviaal zijn om een uitgebreide hydraulic fracture proeven met diverse opnemers in het talud rond een centraal inspuitpunt, te ontwikkelen tot een standaard in-situ proef bij de bepaling van reststerkte van een klei-laag. Een hydraulic fracture proef met slechts één inspuitpunt en één opnemer is wel goed te ontwikkelen tot standaard in-situ proef. De bezwijkdruk is een maat voor de sterkte van de klei; deze grootte kan in principe vertaald worden in een parameter zoals de cohesie, die wordt gebruikt in een programma als PLUTO (zie bijvoorbeeld [Vesic, 1972]). Met een relatie tussen bezwijkdruk en invoerparameters voor numerieke programma's, is de hydraulic fracture bezwijktest geschikt als een eenvoudig en snel uit te voeren in-situ proef.

Tenslotte moet er onderzocht worden in hoeverre de grootte van de bezwijkdruk gevoelig is voor de mate van structuring en hoe groot lokale variaties in deze bezwijkdruk kunnen bedragen.

5 Evaluatie

Tot dusver zijn de inspanningen geconcentreerd geweest op de analyse van de waterspanningsmeters in de Deltagootproeven en de vergelijking van de waarnemingen met de resultaten van numerieke berekeningen.

Uit de analyse komt naar voren dat gradiënten regelmatig hoog genoeg zijn om de klei instabiel te laten zijn. Geleid door de ervaringen bij het steenzettingen onderzoek (met name de ervaringen bij proeven met blokken op zand) werden de uitlezingen van diverse opnemers op het talud vergeleken met de loodrecht daaronder gelegen opnemers in de klei. In een dergelijke 1-dimensionale benadering bleek het moeilijk duidelijke verbanden vast te stellen tussen waterspanningsmeters op het talud en in de klei. Samenhang tussen de diverse meters was duidelijker wanneer het gehele tweedimensionale verloop van drukverdelingen langs het talud werd bestudeerd. Dit beeld is duidelijker bevestigd bij de analyse van waterspanningsmetingen die zijn uitgevoerd in het kader van het onderzoek naar erosie van met gras beklede dijktaaluds [Kruse, 1994a]. De analyse van die gegevens was uitgebreider en gericht omdat gebruik kon worden gemaakt van de ervaring opgedaan tijdens de analyse van reststerkteproeven.

Op basis van onduidelijke verbanden met een 1-dimensionale benadering is het voor modellering minimaal noodzakelijk uit te gaan van tweedimensionale modellen.

Verder werd bij de analyse van de reststerkteproeven verschil in respons tussen de diverse opnemers in klei onderling teruggevoerd op lokale verschillen veroorzaakt door bodemstructuur. Op basis hiervan werd het nodig geacht een programma te gebruiken waarin de verschillen in structurering expliciet kunnen worden meegemodelleerd.

Hieraan kon worden voldaan door het programma UDEC. Omdat er nog weinig ervaring met dit programma bestond zijn in eerste aanzet de mogelijkheden van dit programma onderzocht. Voor eenvoudige gevallen bleek er overeenkomst tussen de resultaten van UDEC en uitkomsten van analytische berekeningen die uitgaan van een continu medium [Hofmann, 1994a].

Na deze eerste exercities is in overleg met opdrachtgever besloten om verdere numerieke berekeningen met UDEC te stoppen en over te gaan op het ontwerpen van proeven waarin de ontwikkelde ideeën getoetst konden worden.

Parallel hieraan zijn numerieke berekeningen uitgevoerd met programma's waarin expliciet wordt aangenomen dat de gestructureerde klei door een continu medium kan worden gerepresenteerd (STEENZET/2 en PLUTO). Deze programma's hebben het voordeel dat ze beschikbaar en economisch inzetbaar zijn en goed kunnen dienen voor verdere gedachtenvorming omtrent de werkzame schade-mechanismen.

Voor het doen van dergelijke numerieke berekeningen zijn parameters nodig. Deze parameters worden bepaald aan de hand van specifieke parameterproeven. Omdat deze proeven informatie leveren over bulk-eigenschappen, kan daarmee slechts het gemiddeld gedrag in de klei worden beschreven zoals een soort gemiddelde waterspanningsverdeling (STEENZET/2, of ook PLUTO) of een soort gemiddeld gedrag onder invloed van belasting (PLUTO). Vanwege de aanwezige bodemstructuur zal een dergelijke benadering nooit voor elke plek een exacte voorspelling kunnen doen.

Op basis van een combinatie van de resultaten van STEENZET/2 en PLUTO lijkt voor het schade-mechanisme te gelden:

- door golfklappen worden grote, parallel langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten geïnduceerd. Deze gradiënten zijn het grootst op een locatie direct beneden het punt van impact en zijn in staat de klei lokaal tot bezwijken te brengen.
- het erosieproces komt voornamelijk tot stand onder invloed van golfklappen.

Deze veronderstellingen zijn consistent met de waarnemingen van het erosieproces tijdens de uitvoering van de Deltagootmetingen.

Uit de aangeboden proeven ([Hofmann, 1994b], appendix C) is gekozen voor het doen van een hydraulische fracture proef. Daarbij is in nauw overleg met opdrachtgever het programma van deze proef nader gespecificeerd ([Peters, 1994b], appendix D). Overweging hierbij was dat met deze proef een aspect van het op basis van STEENZET/2 en PLUTO berekeningen veronderstelde schademechanisme kon worden getest.

De resultaten van deze proef bleven echter achter bij de verwachtingen (zie appendix F). Omdat niet uitgesloten kan worden dat de wijze van uitvoering hiervoor (ten dele) verantwoordelijk is, is het moeilijk om definitieve conclusies uit deze proeven te trekken. Vooral nog kon met de huidige resultaten niet worden aangetoond dat de klei-eigenschappen degraderen onder invloed van voortdurende periodieke hydraulische belasting.

De ervaringen met deze proef hebben geleerd dat zij in haar huidige vorm niet geschikt voor het gebruik als een standaard in-situ proef. Vanuit meettechnisch oogpunt is een hydraulische fracture proef met slecht 1 inspuitpunt wel goed te gebruiken als een standaard in-situ proef. In deze proef worden, eventueel voorafgegaan door een wisselende periodieke hydraulische belasting, uitsluitend een doorlatenheid en een bezwijkdruk gemeten.

6 Aanbevelingen vervolgonderzoek

Op dit punt aangekomen is het raadzaam ons te beraden over de te volgen procedure voor verdere modellering van de reststerkte. Hierbij kunnen 3 paden onderscheiden worden:

- a) nadere analyse Deltagootgegevens
- b) voortzetting numerieke berekeningen
- c) proeven

Naar aanleiding van nieuwe inzichten opgedaan tijdens de analyse van metingen op een met gras bekleed talud [Kruse, 1994a] is het de moeite waard om nadere analyse van de Deltagootgegevens te overwegen. Tot dusverre is de analyse van deze gegevens voornamelijk geconcentreerd geweest op het gehele patroon van de waterspanningsmeters in het talud. Bij een heranalyse zal de nadruk echter vooral moeten liggen op de meetresultaten van de opnemers op het talud. Daarbij moet o.a. aandacht worden besteed aan posities, aantallen en groottes van de golfklappen op het talud enerzijds en het ontgrondingsprofiel anderzijds.

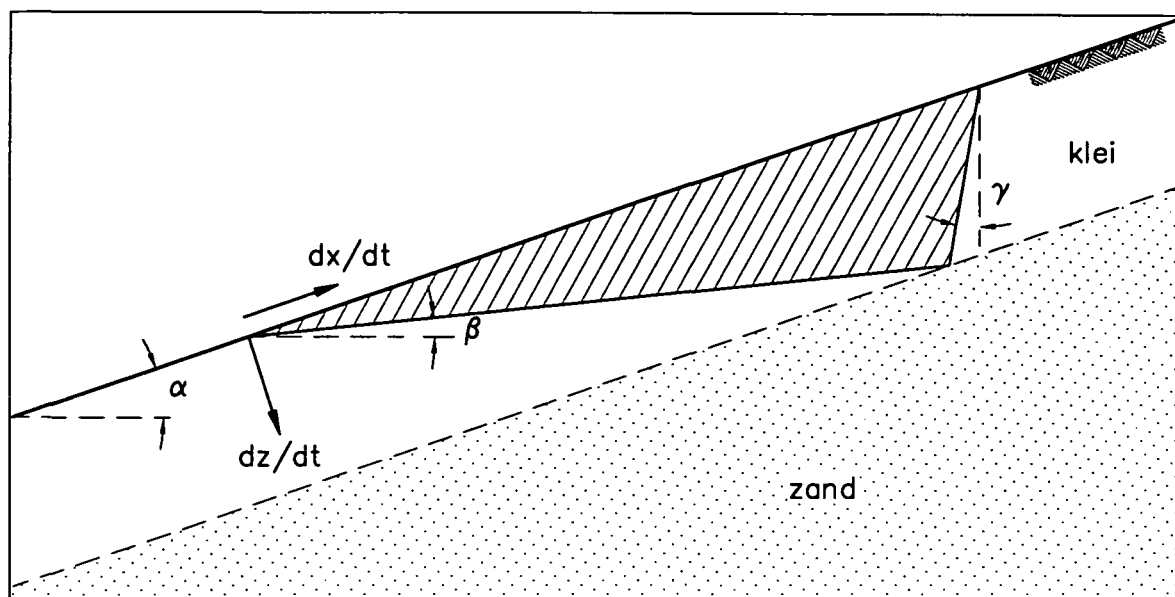
In een eerste aanzet tot deze heranalyse van de Deltagootgegevens [Kruse, 1994b] zijn reeds belangrijke resultaten naar voren gekomen (zie figuur 1):

- de ontgroning begint op de positie van het inslagpunt
- het optredend ontgrondingsprofiel kan worden geschematiseerd tot 2 vlakken die hoeken van respectievelijk β en γ met het talud maken.
- Het voortschrijden van het ontgrondingsprofiel kan worden beschreven door verplaatsing van ieder van deze vlakken met een constante snelheid (respectievelijk dx/dt en dz/dt).

Door het voorschrijden van het ontgrondingsprofiel op deze relatief eenvoudige wijze te beschrijven, moet in de heranalyse onderzocht worden op welke wijze de gebruikte parameters in deze beschrijving afhangen van de toegepaste golfcondities en de materiaaleigenschappen van de klei (zie figuur 2).

Voortzetting van numerieke berekeningen dient erop gericht te zijn om het erosieprofiel als functie van de tijd te modelleren onder invloed van een serie van golfklappen. Daartoe dient bij gegeven invoerparameters en een opgelegde golfklap een criterium te worden gegeven wanneer een zone in het talud als bezwaken en geërodeerd kan worden beschouwd. Een doorgaand ontgrondingsproces kan worden gemodelleerd voor een serie van opvolgende golfklappen door op basis van optredende erosie de geometrie van het gemodelleerde talud aan te passen. Onderzocht moeten worden hoe dit ontgrondingsproces afhangt van de voor de invoer benodigde geotechnische parameters in het numerieke model (zie figuur 2).

Door uitkomsten van numerieke berekeningen te vergelijken met de eerder genoemde parametrisaties kan een relatie gelegd worden tussen de materiaaleigenschappen van de klei en de equivalente parameters die voor de numerieke sommen benodigd zijn om een vergelijkbare



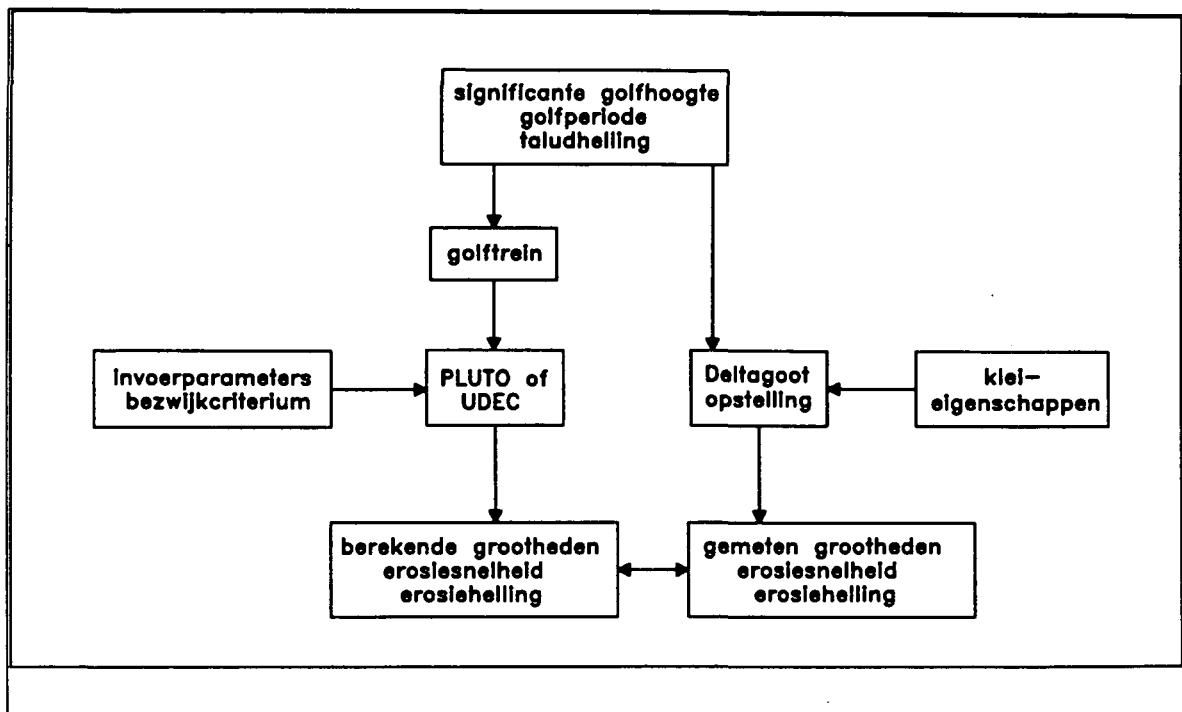
Figuur 1 Ontwikkeling erosieprofiel

ontwikkeling van het erosieprofiel te bewerkstelligen (zie figuur 2).

Wanneer het mogelijk blijkt dat voor een gegeven set van invoerparameters numerieke berekeningen eenzelfde erosieprofiel kunnen bewerkstelligen als de gemeten profielen in de Deltagoot, kan het numerieke model wellicht ook ingezet worden om ontgrondingssnelheden voor andere situaties te berekenen (andere golfcondities, andere taludhelling, andere kleieigenschappen).

Vervolgens moet de ontwikkeling van erosieschade voor een gegeven talud tijdens een storm worden voorspeld. Daartoe moeten de condities van geometrie (taludhelling) en golfcondities (wateropzet, significante golfhoogte, golfperiode etc) worden vertaald in karakteristieke series van golfklappen. Door de resultaten voor de numerieke berekeningen voor de diverse golfreinen te combineren, moet een fenomenologische beschrijving worden verkregen van de ontwikkeling van het erosieprofiel (zie figuur 3). Uiteindelijk kan aan de hand van het verkregen fenomenologische model direct uit de golfcondities tijdens de storm en de kleieigenschappen een voorspelling van het erosieprofiel worden verkregen.

In eerste instantie komt voor het numerieke programma een verbeterde versie van UDEC in aanmerking. In dit programma volgt op natuurlijke wijze erosie het gehele proces van voortschrijdende ontgraving. Hierin kunnen kleiblokken als geheel worden gevolgd zodat erosieconditie wordt gegeven wanneer de verplaatsing van een blok een kritieke waarde heeft overschreden. Door de invoerparameters, zoals bijvoorbeeld de spleten tussen de kleiblokken, te

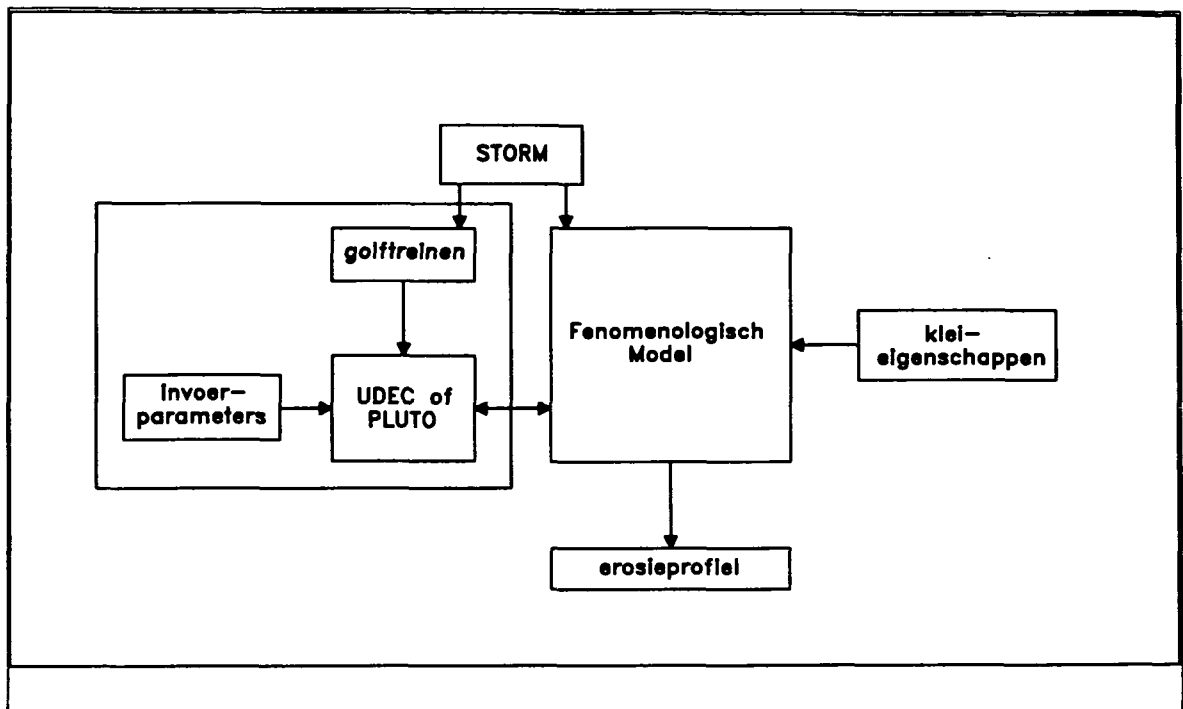


Figuur 2 Vergelijking numerieke modellering met Deltagootgegevens

variëren kunnen de verschillende verlopen van ontgroning worden bestudeerd. Dit proces zal waarschijnlijk zeer rekenintensief zijn.

Evenwel, wanneer door verdere vergelijking van UDEC-resultaten met PLUTO uitkomsten kan worden aangetoond dat de uitkomsten van een berekening voor discreet materiaal gerepresenteerd kunnen worden door de uitkomsten van sommen voor een continu medium, is het evenzeer mogelijk om het erosieproces te beschrijven met PLUTO. Hiertoe verdient het aanbeveling om PLUTO zodanig te modificeren dat de waterspanningsverdeling in het talud binnen het programma zelf berekend wordt op basis van de opgelegde hydraulische belasting op het oppervlak in plaats van door STEENZET/2 berekende verdelingen als invoer te gebruiken. Verder zal PLUTO zodanig moeten worden aangepast dat het plastisch worden van bepaalde zones kan worden vertaald in een voortschrijden van een ontgrondingsprofiel. In een eenvoudige eerste benadering kan dit worden bereikt door een serie van opeenvolgende PLUTO-berekeningen uit te voeren, waarin telkens handmatig de invoergeometrie voor een PLUTO-berekening wordt aangepast op basis van de resultaten van een daaraan voorafgaande PLUTO-berekening. Gebruik van PLUTO boven UDEC heeft als voordeel dat het beschikbaar, gebruikersvriendelijk en snel is.

Daarnaast is het nodig om relaties te leggen tussen de eigenschappen van de klei en de bijbehorende geotechnische invoerparameters voor de numerieke programma's (PLUTO of



Figuur 3 Voorspelling erosieprofiel

UDEC). De klei-eigenschappen kunnen zowel ontleend worden aan in het laboratorium uitgevoerde proeven als in het veld bepaalde tests. In eerste instantie ligt het voor de hand om invoerparameters van numerieke programma's te relateren aan in laboratorium bepaalde geotechnische parameters voor grote monsters (zie bijvoorbeeld Kruse 1992)).

Vervolgens dient de grootte van de geotechnische bulkparameters te worden gerelateerd aan in het veld te bepalen grootheden (bijvoorbeeld de mate van structurering). Om de mate van structurering te bepalen kan worden gebruik gemaakt van het classificatiesysteem zoals dat in [Kruse, 1994c] beschreven is. Andere parameters, die in aanmerking komen om in het veld gestructureerde klei te karakteriseren zijn de doorlatendheid en de bezwijkdruk zoals deze met een vereenvoudigde hydraulische fracture proef gemeten kunnen worden.

Tenslotte zullen verkregen inzichten moeten worden getest aan de hand van proeven. In eerste instantie wordt daarbij gedacht aan een zo eenvoudig en direct mogelijke simulatie van golfklappen op een talud, waarvan de resultaten direct vergelijkbaar zijn met de numerieke berekeningen. Een proef die hieraan het meest voldoet is de reeds eerder voorgestelde golfklapproef (zie Appendix C).

7 Literatuur

[Bezuijen, 1990]

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

[Hofmann, 1993]

H.J. Hofmann, december 1993, reststerkte van dijkbekledingen, sterkte van klei onder golfbelasting, GD-rapport CO-338430/18.

[Hofmann, 1994a]

H.J. Hofmann, februari 1994, modelleren reststerkte klei, waterspanning in gestructureerde klei, GD-rapport CO-346060/8.

[Hofmann, 1994b]

H.J. Hofmann, mei 1994, meetopzet reststerkteproeven, GD-rapport CO-346060/17.

[Kruse, 1991]

G.A.M. Kruse, januari 1991, Beschouwingen over de reststerkte van een kleilaag onder steenzetting, GD-rapport CO-318170/10.

[Kruse, 1992]

G.A.M. Kruse, december 1993, meetverslag deltagootonderzoek stabiliteit klei-onderlaag, GD-onderdelen meetverslag Deltagootonderzoek, GD-rapport CO-325280/32.

[Kruse, 1994a]

G.A.M. Kruse, december 1994, analyseverslag deltagootonderzoek met grasbeklede taluds, GD-rapport CO-334430.

[Kruse, 1994b]

G.A.M. Kruse, mondelinge communicatie.

[Kruse, 1994c]

G.A.M. Kruse, december 1994, structuurvorming onder steen, GD-rapport CO-346150.

[Peters, 1994a]

A.J.M. Peters, augustus 1994, draaiboek uitvoering hydraulische fracture testen, GD-rapport CO-346060/24.

[Peters, 1994b]

A.J.M Peters, november 1994, factual report hydraulic fracture testen, GD-rapport CO-346060/29.

[Vesic, 1972]

A.S. Vesic en F. Asce, SM3 1972, 8790, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. of the Am. Soc. of Civ. Eng..

[Wouters, 1993]

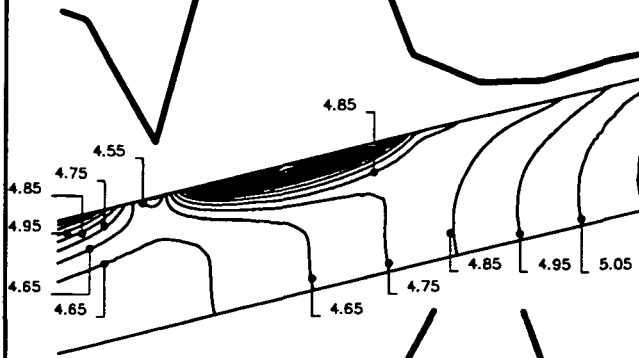
J. Wouters, juni 1993, Reststerkte van dijkbekledingen, stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag; Deel III, Meetverslag Deltagootonderzoek.

[TAW, 1993]

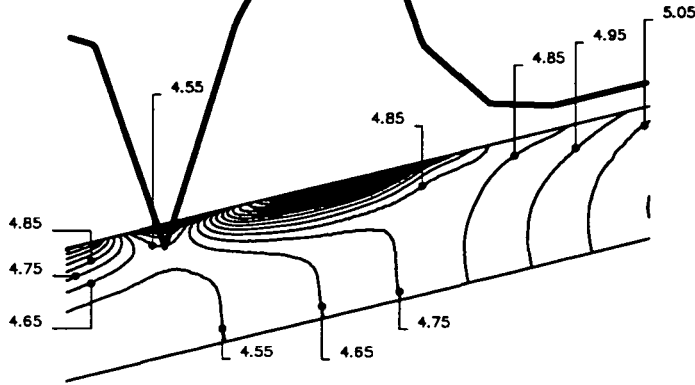
TAW 1993: Eisen klei voor dijken. TAW Technisch Rapport, RWS/DWW Delft.

BIJLAGEN

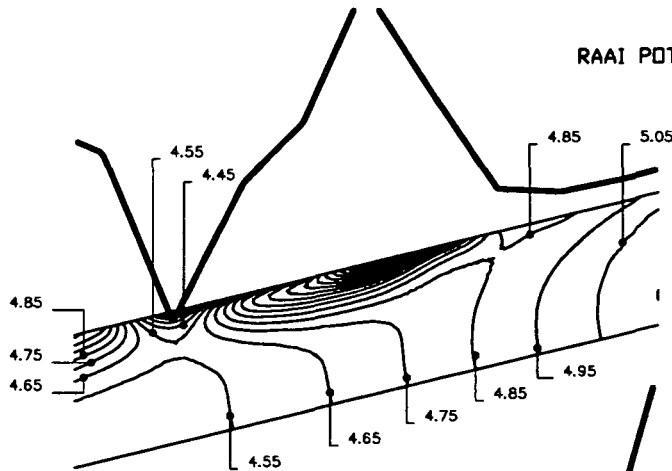
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.23



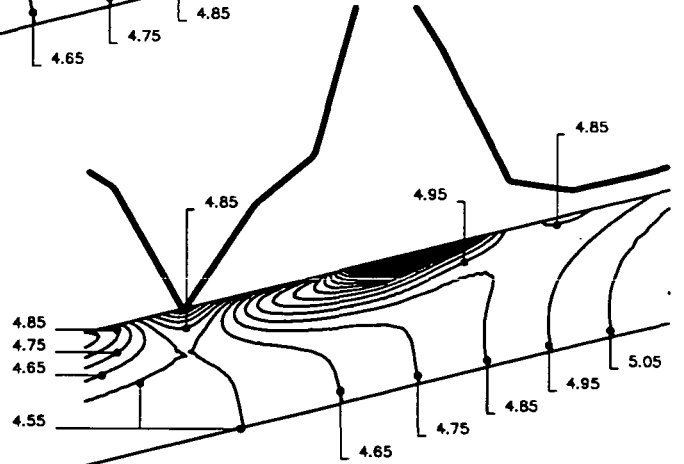
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.27



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.30



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.33



Filenaam: BYL-02 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-02-02



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-30

get.

ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
STAP IS 10 cm

ISO-LIJNEN POTENTIAAL

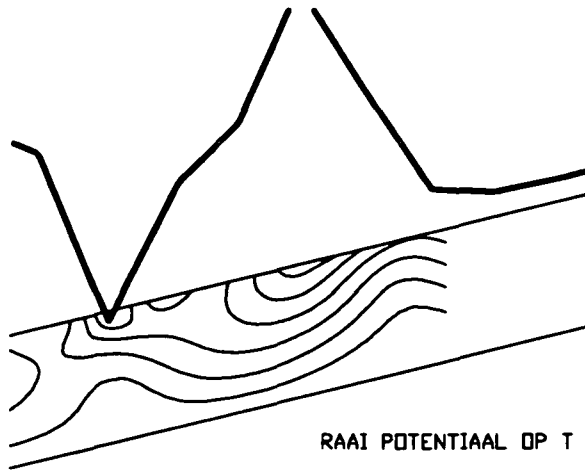
CO-346060

gez.

BIJL. 1

form.

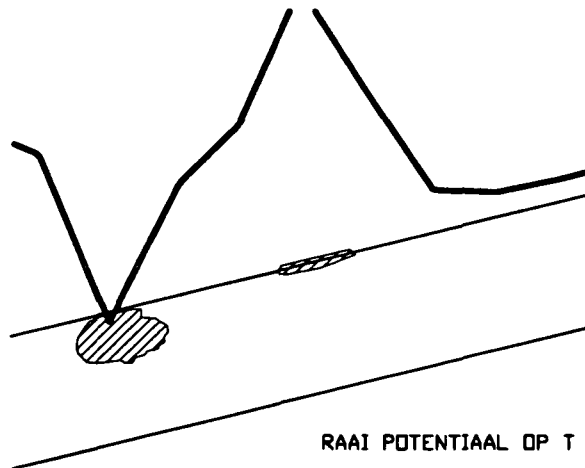
A4



RAAI POTENTIAL OP T = 1.30

Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .1267E-02



RAAI POTENTIAL OP T = 1.30

Scale 1:20

Filenaam: BYL-10 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum	get.
1994-11-30	ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm

CO- 346060	gez.
------------	------

DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP

BIJL. 2	form. A4
---------	-------------

APPENDICES

APPENDIX A

modelleren met UDEC

dr. H.J. Hofmann

januari 1995

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	1
1 Inleiding	3
2 Modelleren met UDEC	5
2.1 Inleiding	5
2.2 Principewerking	5
2.2.1 Algemeen	5
2.2.2 Mechanisch gedeelte	5
2.2.3 Hydraulisch gedeelte	6
2.2.4 Koppeling mechanisch-hydraulisch gedeelte	7
2.3 Invoergegevens	9
2.3.1 Geometrie	9
2.3.2 Materiaal parameters	10
2.3.3 Tijdafhankelijke randvoorwaarden	13
2.4 Uitvoergegevens	14
3 Resultaten en vergelijking 1-dimensionaal consolidatie	15
3.1 Enkele spleet	15
3.2 Doos met blokken	16
3.3 Talud	19
4 Conclusies en aanbevelingen	23

Samenvatting

In deze appendix worden de resultaten gepresenteerd van berekeningen van de waterspanningsgeneratie in gestructureerde klei met het numerieke model UDEC. In het programma UDEC wordt gestructureerd klei gerepresenteerd door een verzameling individuele blokken met een onderlinge samenhang. Waterspanninggeneratie in de klei wordt gemodelleerd door het aanbrengen van een externe hydraulische belasting en door vloeistofstroming tussen de individuele elementen van het systeem. Vanwege het complexe karakter van het model zijn slechts verkennende berekeningen uitgevoerd.

1 Inleiding

In de loop van 1990 is door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van de Rijkswaterstaat (DWW) een onderzoekprogramma gestart naar de erosiebestendigheid van klei onder gezette steen.

Een onderdeel van dit programma is de modelvorming van de processen die optreden bij het eroderen van gestructureerde klei. Het uiteindelijk doel hiervan is om tot praktisch hanteerbare regels te komen bij de voorspelling van erosieschade.

Aangezien de hydraulische omstandigheden in de klei een belangrijke rol bij het erosieproces spelen, is ten behoeve van deze modellering een correcte beschrijving van de optredende waterspanningen vereist. Daarbij stelt zich de vraag in hoeverre en in welke mate deze waterspanningsverdeling afwijkt van die van homogene klei. In geval van belangrijke discrepanties is het zaak te bepalen welke grootheden hiervoor verantwoordelijk zijn en op welke wijze deze verschillen gekarakteriseerd kunnen worden.

Als basis voor de beschrijving van de waterspanningen in gestructureerde klei kan gebruik worden gemaakt van de gegevens die verkregen zijn bij grootschalige modelproeven in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium, De Voorst. In deze proeven werd een 0,8 m dikke laag van natuurlijke, gestructureerde klei aan wisselende golfbelasting blootgesteld. Voor meer informatie over de opstelling, de hydraulische omstandigheden en de uitgevoerde proeven wordt verwezen naar het meetverslag WL (1993).

Tijdens het golven werden metingen verricht van de waterspanningen aan het oppervlak en op diverse plaatsen in de kleilaag. Aan de hand van een eerste analyse van deze metingen (analyseverslag GD 1993) is geconstateerd dat de optredende waterspanningen sterk afhankelijk zijn van de lokale structurering in de klei. Naar aanleiding hiervan is geconcludeerd dat voor de beschrijving van de waterspanningen expliciet gebruik moet worden gemaakt van de heterogeniteit van het materiaal.

Met de door Cundall ontwikkelde code UDEC (Cundall, 1971) kunnen de bewegingen en spanningen in een verzameling discrete elementen onder invloed van interne spanningen en externe belastingen worden berekend en gevolgd. Daarnaast kan met dit programma de vloeistofstroming tussen de individuele elementen worden gemodelleerd.

Vanwege het laatstgenoemde is UDEC een geschikte kandidaat voor de beschrijving van de waterspanningsgeneratie in gestructureerde klei onder golfaanval. Door het uitvoeren van diverse berekeningen met UDEC kan bepaald worden voor welke grootheden de resulterende waterspanningsverdeling het meest gevoelig is en op welke wijze die verdeling het eenvoudigst geparametriseerd kan worden.

In samenhang met de eerstgenoemde mogelijkheid kan UDEC wellicht ook gebruikt worden om het geheel van de bij erosie van gestructureerde klei optredende processen te beschrijven.

In dit rapport wordt verslag gedaan van een aantal met UDEC uitgevoerde berekeningen. Deze hadden in eerste instantie ten doel de mogelijkheden van de hydraulische modellering met UDEC te onderzoeken. Daarnaast werd onderzocht in hoeverre UDEC bruikbaar is voor modellering van het gehele erosieproces.

De indeling van het rapport is als volgt: in hoofdstuk 2 wordt een korte uitleg gegeven van de principes van UDEC en wordt ingegaan op de problematiek van het dynamisch modelleren. Hoofdstuk 3 geeft informatie over de gemaakte berekeningen zoals gebruikte geometrie, gekozen parameterwaarden en berekende waterspanningen. In hoofdstuk 4 volgen tenslotte conclusies en aanbevelingen. In appendices is diverse gedetailleerde informatie te vinden over gebruikte algoritmen, formules, invoer etcetera.

2 Modelleren met UDEC

2.1 Inleiding

Gedurende de periode oktober 1993 - januari 1994 is een verkennend onderzoek verricht naar de praktische toepasbaarheid van het Distinct-Element pakket UDEC (Universal Distinct Element Code, Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, USA) voor de modellering van waterspanningen in gestructureerde klei.

Hiervoor zijn in opdracht van GD UDEC-berekeningen uitgevoerd door de TU Delft (Sectie Geosteentemechanica van de Faculteit der Mijnbouwkunde en Petroleumwinning) waar dit pakket eerder succesvol is toegepast bij de modellering van ondergrondse excavaties.

2.2 Principewerking

2.2.1 Algemeen

UDEC is gebaseerd op de zogenaamde Distinct-Element-Method (DEM). Deze methode is specifiek ontwikkeld voor de modellering van discontinuë media. DEM-modellering onderscheidt zich van andere methoden zoals bijvoorbeeld Finite-Element-Method (FEM) of Boundary-Element-Method (BEM) doordat het te modelleren systeem wordt voorgesteld als discontinu.

2.2.2 Mechanisch gedeelte

In eerste instantie is UDEC ontwikkeld voor het berekenen van mechanische problemen. Het materiaal wordt gerepresenteerd door een systeem van blokjes ieder met een positie, een snelheid en een spanningstoestand. Wordt vanuit een beginsituatie een bepaalde spanningstoestand opgelegd, dan zullen deze blokken als gevolg hiervan ten opzichte van elkaar gaan bewegen.

Dit dynamische proces kan numeriek beschreven worden met behulp van een tijdstap-algoritme. De grootte van de gehanteerde tijdstap is echter aan beperkingen gebonden. Gedurende een mechanische tijdstap dienen namelijk:

- verstoringen per element niet verder door te werken dan tot in de direct aangrenzende elementen
- snelheid en versnelling als constant te kunnen worden beschouwd .

In UDEC worden de blokken opgedeeld in driehoekige elementen of zones. Naast de grootte van de zones bepaalt de stijfheid van het materiaal de kritieke mechanische tijdstap. Omdat zowel contacten als blokken een stijfheid hebben, is de stijfheid van de discontinuïteiten mede bepalend voor de kritieke mechanische tijdstap voor het systeem.

In het geval dat een mechanisch-hydraulisch model gebruikt wordt, wordt de stijfheid van de discontinuïteiten verhoogd door de aanwezigheid van een relatief 'onsamendrukbare' vloeistof in de ruimte tussen de blokken. Dit doet de kritieke mechanische tijdstap verder verkleinen.

Voor meer informatie over het gehanteerde algoritme voor de berekening van de beweging van de blokken wordt verwezen naar appendix A.

2.2.3 Hydraulisch gedeelte

Naast het modelleren van een discreet systeem biedt UDEC de mogelijkheid tot het modelleren van vloeistofstroming. In de ruimte tussen de blokken, welke zelf als ondoorlaatbaar beschouwd worden, wordt tussen elk paar contactpunten een domein gedefinieerd, zoals D1 en D2 in bijlage 2.2.1. Zo ontstaat een netwerk van domeinen tussen de blokken. De domeinen worden als vloeistofreservoirs beschouwd waaraan een druk, een volume en een flux naar aangrenzende domeinen kan worden toegekend. Stroming tussen aangrenzende domeinen wordt bepaald door drukverschil en de permeabiliteit van een individuele domeinovergang. In UDEC wordt een lineair verband tussen drukverschil en stroomsnelheid aangenomen.

Analoog aan de rekenmethode gevolgd bij het mechanisch gedeelte wordt ook voor het hydraulisch gedeelte gebruik gemaakt van een tijdstap-algoritme. Uitgaande van een begintoestand wordt een vloeistoftijdstap gebruikt om elke opvolgende toestand in de vloeistofdomeinen te berekenen. Drukverandering binnen een domein wordt voor elke tijdstip uitgerekend aan de hand van de samendrukbaarheid van de vloeistof en de verandering van de hoeveelheid vloeistof in dat domein. Dit laatste wordt berekend uit de netto flux uit aangrenzende domeinen en de volumeverandering van het domein (zie ook appendix B).

De grootte van de kritieke vloeistof tijdstap is afhankelijk van de grootte van het kleinste aanwezige domein, de samendrukbaarheid van de vloeistof en de domeinen en de permeabiliteit van domeinovergangen. Het feit dat de kritieke vloeistoftijdstap sterk kan fluctueren als gevolg van veranderende domeinvolumina, kan grote gevolgen hebben voor het dynamisch modelleren (zie volgende sectie).

Omdat voor het modelleren van vloeistofstroming in UDEC van dezelfde vergelijkingen wordt uitgegaan als bij de consolidatievergelijking (namelijk een vergelijking voor massabehoud gecombineerd met de wet van Darcy) zullen in de limiet van zeer kleine gelijkvormige blokjes

met onderling vaste afstanden (dat wil zeggen een homogeen medium) de resultaten van UDEC vergelijkbaar zijn met de uitkomsten van een consolidatiesom. UDEC heeft als voordeel boven benaderingen met een consolidatievergelijking dat in UDEC variaties in plaats en tijd van doorlatendheid en porositeit expliciet meegenomen worden.

2.2.4 Koppeling mechanisch-hydraulisch gedeelte

Wanneer in UDEC met vloeistofstroming tussen de blokken wordt gerekend, kan tijdens elke rekenstap op diverse manieren wederzijdse beïnvloeding tussen het mechanische en het hydraulische gedeelte plaatsvinden.

Voor de mechanische berekening is de aanwezigheid van een vloeistof tussen de blokken van invloed op de stijfheid van het gehele systeem en daarmee op de snelheid van het doorwerken van verstoringen. Anderzijds worden de waterdrukken in de domeinen beïnvloed door het mechanische gedrag van het omringende materiaal. Dit kan op twee manieren gebeuren:

- door verandering van de geometrie (samendrukking/verplaatsing van blokken) verandert het volume van de vloeistofdomeinen.
- door samendrukken van domeinen verandert de permeabiliteit van de domeinovergangen.

Bij een dynamische berekening worden afwisselend een mechanische en vloeistofberekening uitgevoerd, ieder met de corresponderende kritieke tijdstap. Om de tijdsontwikkeling van een systeem met blokken en vloeistof tijdens een dynamische berekening correct te volgen moeten de tijdstappen voor het mechanische gedeelte en het vloeistofgedeelte gesynchroniseerd worden. Kritieke vloeistof- en mechanische tijdstap worden onafhankelijk van elkaar intern door het programma bepaald. Een automatische koppeling tussen beide tijdschalen is momenteel in UDEC nog niet voorhanden. Wel kan aan het begin van elke berekening eenmalig een synchronisatie worden uitgevoerd. Daarbij kan een vaste verhouding tussen mechanische en vloeistof tijdstap worden opgegeven.

Wanneer echter toegestaan wordt dat de permeabiliteit van domeinen gedurende een berekening verandert, zal ook de kritieke vloeistoftijdstap gaan veranderen. Hierdoor kunnen de tijdstappen voor een mechanische en een vloeistofberekening uit de pas gaan lopen.

Na overleg met de leverancier bleek dit probleem in de huidige versie van UDEC alleen op te lossen is door telkens de berekeningen te onderbreken om expliciet een synchronisatie uit te voeren; daardoor is deze optie praktisch niet uitvoerbaar. Volgens de leverancier zal dit in een volgende versie veranderd worden.

De leverancier gaf aan dat het probleem met veranderende permeabiliteit in de huidige versie ook op een quasi-statische manier benaderd kan worden. In dat geval wordt na elke vloeistofstap een

vast aantal mechanische berekeningen gedaan. Deze methode is alleen mogelijk wanneer de kritische tijdstap voor een mechanische berekening belangrijk kleiner is dan de kritische vloeistofstap. Het aantal benodigde stappen heeft te maken met de tijdschaal waarop een aangebrachte verstoring zich door het systeem heeft voortgeplant en is uitgewerkt. In de praktijk wordt deze gevonden d.m.v. trail-and-error. Anderzijds mag de hiermee verbonden verstreken mechanische tijd de vloeistoftijdstap niet overschrijden. Het aantal mechanische berekeningen per tijdstap is echter slechts eenmalig in te stellen.

Teneinde de gedachten te bepalen zijn voor een aantal karakteristieke gevallen in tabel 2.2.1 kritische tijdstappen weergegeven van respectievelijk het mechanische en het vloeistof-gedeelte. De in tabel 2.2.1 weergegeven waarden zijn de tijdstappen die gevonden zijn bij een schematisatie van het talud zoals die wordt gegeven in hoofdstuk 3 bij respectievelijke vaste spleetbreedtes tussen de kleiblokken van $a = 0,008$ mm, 0,08 mm en 0,8 mm. De laatste kolom van tabel 2.2.1 geeft de verhouding weer tussen vloeistoftijdstap ten opzichte van mechanische tijdstap. Dit is tevens het maximaal toelaatbare aantal mechanische berekeningen per vloeistofstap.

a (mm)	mechanische tijdstap (s)	vloeistof tijdstap (s)	N
0,008	$7.9 \cdot 10^{-6}$	$1.2 \cdot 10^{-2}$	1520
0,08	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-4}$	9
0,8	$1.5 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-6}$	0,08

Tabel 2.2.1 Tijdstappen bij verschillende spleetbreedtes tussen de blokken op het talud.

Uit tabel 2.2.1 blijkt dat de benadering om tijdens elke vloeistofstap een aantal mechanische berekeningen te doen alleen geoorloofd is bij kleine spleetbreedtes (zie $a = 0,008$ mm). Bij grote spleetbreedtes (zie $a = 0,8$ mm) is deze benadering niet goed. Wanneer toegelaten wordt dat de spleetbreedtes kunnen variëren onder invloed van mechanische en hydraulische krachten, kan daarom niet gegarandeerd worden dat de quasi-statische benadering gedurende de gehele berekening geldig blijft.

Hieruit is geconcludeerd dat met de huidige versie van UDEC een modellering met variërende permeabiliteit niet mogelijk is. Er is daarom besloten te concentreren op vaste permeabiliteit (dat wil zeggen vaste spleetbreedte tussen de blokken). Alleen in dat geval is de vloeistof-tijdstap gedurende de gehele berekening constant en kunnen de tijdschalen gelijkgeschakeld worden.

2.3 Invoergegevens

2.3.1 Geometrie

Voor de berekening met UDEC dient het bestaande model in elementen te worden opgedeeld. In UDEC bestaat de mogelijkheid om een random verdeling van elementen met diverse afmetingen te genereren. In dit stadium waarin alleen de bruikbaarheid van UDEC bij het berekenen van waterspanningen is onderzocht, is gekozen voor een eenvoudige schematisatie van het talud.

Als praktische modelbegrenzing werd gekozen voor een taludbasislengte van 10 m, gerekend van $x = 198$ m tot 208 m. De modelhoogte loopt van circa 2,5 m tot circa 5,5 m. Bij deze afmetingen is het model niet groter dan noodzakelijk en vallen de waterspanningsmeters en drukopnemers, zoals aangebracht voor meetserie K (analyseverslag GD 1993), ruimschoots binnen de modelgrenzen (zie bijlage 2.3.1).

De kleilaag met bodemstructuur wordt nu voorgesteld als een systeem van regelmatige blokjes op onderlinge vaste afstanden (spleetbreedte). Het geheel wordt langs onder- en zijanten begrensd door een ondoorlatende wand, gefixeerd in de x- en y- richting (zie bijlage 2.3.2).

In eerste instantie werd uitgegaan van een blokgrootte van $0,10 \text{ m} * 0,10 \text{ m}$. Deze waarde komt overeen met de waarnemingen tijdens de Deltagootmetingen; de karakteristieke afmetingen van een uit het talud gelichte kleibrok was in de orde van $0,10 \text{ m}$. In verband met excessief lange rekentijden is overgegaan tot een model met de grotere blokken (blokgrootte $0,20 \text{ m}$). Voor dit model, met tijdstappen in de orde van 10^{-6} seconde, en circa 200 blokken kost het doorrekenen van 1,5 seconde golftijd op een PC van het type 80486 ongeveer 40 uur. De gedachte was dat in een later stadium alsnog besloten kon worden tot verfijning van het rooster voor het gedeelte waar de golfklap inslaat (in bijvoorbeeld blokjes van $0,10 \text{ m} * 0,10 \text{ m}$) zonder dat de rekentijd dramatisch toeneemt.

Bij gegeven blokgrootte bepaalt de spleetbreedte tussen de blokken de doorlatendheid van het model (Voor de relatie tussen bulkdoorlatendheid en spleetbreedte wordt verwezen naar Appendix B). De doorlatendheid van het model dient vergelijkbaar te zijn met de waarde gevonden in de metingen. Bij metingen van de bulkdoorlatendheid van de Kruiningen en Perkpolderklei werden waarden gevonden van respectievelijk $k=4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ en $k=1.2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ (meetverslag WL 1993). Voor de in UDEC gebruikte schematisatie van het talud werd daarop een waarde voor spleetbreedte van $0,08 \text{ mm}$ gekozen. Deze waarde voor de spleetbreedte correspondeert een bulkdoorlatendheid van het talud van $k=7.7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

2.3.2 Materiaal parameters

In UDEC worden diverse parameters als invoer vereist. In deze paragraaf zal van ieder van deze parameters in kort de betekenis en de gebruikte waarden worden besproken:

A voor het materiaal in het mechanische gedeelte

ρ , dichtheid[kg/m³]

In het meetverslag van de Deltagootproeven worden voor de Kruidingen en Perkpolderklei waarden van respectievelijk $\rho = 1810$ kg/m³ en 1900 kg/m³ gegeven. Bij de berekeningen met UDEC is een $\rho = 1600$ kg/m³ aangehouden.

K, compressibiliteit[N/m²]

Omdat met water verzadigde klei een Poissonverhouding van bijna $\nu = 0,5$ heeft, is de compressibiliteit K hoog. In de berekeningen wordt voor kleimateriaal $K = 33,3$ GN/m² aangehouden.

G, glijdingsmodulus[N/m²]

Voor Nederlandse, normaal geconsolideerde klei geldt bij benadering een glijdingsmodulus G van:

$$G \sim 50 \cdot C_u$$

waarbij C_u de ongedraineerde schuifsterkte is. Voor stevige klei (zoals de Kruidingen- en Perkpolderklei) is de schuifsterkte in de orde van 500 kN/m². In de berekeningen voor klei is daarom voor G de waarde 20 MN/m² gehanteerd.

B voor de scheuren tussen de blokken

a, spleetbreedte [m]

Uit waarnemingen in het veld blijkt de breedte van een scheur in de orde van 0,1 mm ligt. Bij de meeste berekeningen met UDEC is een waarde van 0,08 mm aangehouden.

afac, factor voor spleetbreedte variatie

Op basis van variaties in bulksdoorlatendheden in de orde van 1000 wordt een spleetbreedtevariatie in de orde van 10 verwacht. Bij de bespreking van de werking van UDEC is reeds vermeld dat met de huidige versie van UDEC de spleetbreedte bij dynamische berekeningen met een vloeistof niet gevarieerd mag worden. Derhalve zijn alleen die berekeningen betrouwbaar waarin afac op 1 is gezet.

C, cohesie [N/m²]

Uit de triaxiaalproeven op grote monsters (zie meetverslag 1993) zijn geen eenduidige waarden voor de cohesie van de kleiblokken gevonden. Voor de berekeningen is de waarde $C = 0$ genomen.

PHI, wrijvingshoek [graden]

Uit de triaxiaalproeven op grote monsters (zie meetverslag 1993) zijn geen eenduidige waarden voor de wrijvingshoek gevonden. Bij de berekeningen is de waarde $PHI = 45$ graden gebruikt.

DIL, dilatantie-hoek [graden]

De dilatantie is maat voor de volumeverandering onder invloed van een schuifspanning. Als gevolg hiervan hangt deze parameter samen met de mate van interlock tussen de blokken. In de literatuur over rotsgesteente worden waarden tussen 0 en 20 graden aangehaald (Vermeer 1984). Deze parameter wordt belangrijk wanneer de beweging van blokken wordt bestudeerd. Bij de berekeningen in dit rapport is een waarde van $DIL = 0$ aangehouden.

JKN, normaalscheurstijfheid [N/m²]

Deze parameter bepaalt de mate waarin de scheur wijder wordt onder invloed van een normaalkracht. In de literatuur over rotsgesteente (zie bijvoorbeeld Bandis 1983) worden waarden tussen 3 en 30 GPa/m aangehaald.

Voor klei kan de scheurstijfheid bepaald worden door meting van de elasticiteitsmodulus van een groot kleimonster:

$$\frac{1}{E_{bulk}} = \frac{1}{E_{blok}} + \frac{1}{E_{scheur}} \quad (1.1)$$

met:

E_{bulk} elasticiteitsmodulus van het bulkmateriaal [N/m²]

E_{klei} elasticiteitsmodulus van de klei [N/m²]

E_{scheur} elasticiteitsmodulus van de scheur [N/m²].

Metingen van de elasticiteitsmodulus van het bulkmateriaal resulteerde in (zie WL meetverslag 1993):

Kruiningen: $E_{bulk} \sim 5 \pm 1$ MN/m²

Perkpolder: $E_{bulk} \sim 9 \pm 1$ MN/m²

De elasticiteitsmodulus van de klei zelf volgt uit:

$$E = \frac{3G}{1+(G/3K)} \quad (1.2)$$

Voor de gegeven klei is de elasticiteitsmodulus circa 60 MPa.

Voor een systeem van parallelle spleten geldt:

$$E_{scheur} = JKN S \quad (1.3)$$

met:

S afstand tussen de spleten [m]

Derhalve is bij een karakteristieke blokafmeting van 0.2 m de scheurstijfheidsmodulus in de orde van 25 tot 45 MPa/m.

JKS, schuifscheurstijfheid [N/m²]

Voor de schuifstijfheid van een scheur kan een soortgelijke formule worden afgeleid als voor de normaalstijfheid van een scheur:

$$\frac{1}{G_{bulk}} = \frac{1}{G_{blok}} + \frac{1}{G_{scheur}} \quad (1.4)$$

met:

G_{bulk} glijdingsmodulus van het bulkmateriaal [N/m²]

G_{klei} glijdingsmodulus van de klei [N/m²]

G_{scheur} glijdingsmodulus van de scheur [N/m²]

Voor een systeem van parallelle spleten geldt:

$$G_{scheur} = JKS * S \quad (1.5)$$

waarin:

S afstand tussen de spleten [m]

Voor berekeningen met klei zullen de schuifscheurstijfheden in de orde van 8 tot 15 MPa/m liggen.

JTEN, trekspanning [N/m²]

Waarde van de normaal- en schuifspanning waarboven de scheurstijfheden als 0 mogen worden beschouwd. Aan de hand van hydraulic fracture proeven is een kritieke opbrekspanning van de klei gevonden:

Kruiningen: $P_{crit} \sim 17$ kPa

Perkpolder: $P_{crit} \sim 9-10$ kPa

In de berekeningen is slechts onderscheid gemaakt tussen geheel vastzittende blokken en volledig losliggende blokken. Er is daarbij afwisselend een zeer hoge waarde voor JTEN genomen (in de orde van GPa's) en een waarde JTEN = 0.

C voor de vloeistof ρ , dichtheid [kg/m³]

De dichtheid van water $\rho = 1000$ kg/m³.

 K_w , compressibiliteit [N/m²]

Voor het maken van een volledig dynamische berekening dient de compressibiliteit van de vloeistof worden opgegeven. De compressibiliteit van water is sterk afhankelijk van het luchtgehalte. De afhankelijkheid van het luchtgehalte wordt gegeven door de formule van Verruyt (zie appendix A en bijlage 2.3.3). Bij golfaanval op een talud is het luchtgehalte van het water in de orde van 1-10%. De hiermee corresponderende K_w is respectievelijk 10 en 1 MPa.

 μ , dynamische viscositeit [Pa.s]

In de UDEC-handleiding wordt aangegeven dat voor water een dynamische viscositeit van $\mu = 2.8 \cdot 10^{-3}$ Pa.s moet worden gebruikt.

2.3.3 Tijdafhankelijke randvoorwaarden

Uitgangspunt bij het berekenen van de respons van het talud en daarin optredende waterspanningen zijn de meetgegevens uit meetserie K11 van de Deltagootproef. Het betrof hier metingen met een regelmatige golf met een periode van $T_p = 5$ s en een golfhoogte van $H_s = 1,45$ m.

Het simuleren van een golfklap op het talud wordt als een probleem met een tijdafhankelijke randvoorwaarde opgevat. Deze randvoorwaarde moet in UDEC op twee manieren worden aangebracht (zie bijlage 2.3.4):

- in alle domeinen die aan het oppervlak grenzen worden porie-spanningen ingelezen die corresponderen met de momentane heersende waterdruk op desbetreffende positie op het talud.
- voor elke zone die aan het oppervlak van het talud grenst moet een spanningstensor worden ingelezen, die correspondeert met de momentane spanningstensor op het blok op desbetreffende positie op het talud.

Uit de beschikbare waterspanningsmetingen op het talud (zie meetverlag WL, 1993) worden door middel van lineaire interpolatie twee series bestanden aangemaakt. Deze geven de ontwikkeling van de waterspanningen weer op respectievelijk de positie van de porien aan het oppervlak en de positie van het midden van de blokken aan het oppervlak. Tijdens een UDEC-berekening wordt de tijdafhankelijke randvoorwaarden veranderd door telkens poriespanning en opgelegde blokspanning van deze respectievelijke bestanden te lezen.

2.4 Uitvoergegevens

Resultaat van een UDEC berekening is een bestand waarmee de veranderingen in het systeem ten opzichte van de begintoestand zichtbaar kunnen worden gemaakt. Dit betreft verplaatsingen van blokken, spanningen in blokken, drukken in de vloeistof en snelheden van blokken en vloeistofstroming. Daarnaast is het mogelijk om de ontwikkeling van deze grootheden in de tijd te volgen. Hiertoe moet van tevoren gespecificeerd worden op welke positie in het systeem deze worden uitgelezen.

3 Resultaten en vergelijking 1-dimensionaal consolidatie

3.1 Enkele spleet

Teneinde vertrouwd te geraken met de wijze waarop tijdafhankelijke randvoorwaarden moeten aangebracht is een UDEC som uitgevoerd waarbij een in de tijd sinuoidaal variërend belasting op een volume water in een nauwe spleet wordt aangebracht. Deze resultaten kunnen ook op een andere manier verkregen worden omdat de oplossing van de waterdruk als functie van de diepte ook in gesloten vorm bekend is (zie Appendix E).

Aan een zijde van een 0,08 mm brede en 0,8 m diepe spleet in rots gevuld met water werd een sinuoidale belasting opgelegd. Er werden berekeningen uitgevoerd bij een luchtgehalte van het water van 1% en 10% d.w.z. met een compressibiliteitsmodulus van het water van respectievelijk 10 en 1 MPa.

In figuur 3.1.1 wordt bij een opgelegd signaal met een amplitude van $H = 0,4$ m en een periode van $T = 0,5$ s de ontwikkeling van de waterspanning getoond op een aantal diepten. In figuur 3.1.2 is de demping van dit signaal als functie van de diepte getoond. In deze figuur is tevens een curve getekend die het gedrag van de analytische oplossing weergeeft. De waarde voor de doorlatendheid die voor deze oplossing is gebruikt, is die van een nauwe spleet met een breedte van $a = 0,08$ mm (zie Appendix C). In figuur 3.1.3 is de fase draaiing van dit signaal als functie van de diepte getoond. Ook in deze figuur is een curve weergegeven die het gedrag van de analytische oplossing beschrijft.

In tabel 3.1.1 zijn de bij deze berekening relevante UDEC parameters weergegeven van het water en het omringend materiaal. In tabel 3.1.2 zijn de waarden van de parameters weergegeven die in de consolidatiesom zijn gebruikt.

De goede overeenstemming geeft vertrouwen in manier waarop de tijdafhankelijke belasting in de spleet is aangebracht. Door het variëren van de verhouding tussen mechanische en vloeistoftijdstap kunnen effecten van problemen in synchronisatie zichtbaar worden gemaakt.

parameter	waarde
a	$8 \cdot 10^{-5} \text{ m}$
JKN	$3.2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
JKS	$1.0 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$
K	$5.1 \cdot 10^{10} \text{ Pa}$
G	$3.1 \cdot 10^{10} \text{ Pa}$
JTEN	$2 \cdot 10^6 \text{ Pa}$
K_w	$1 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ $1 \cdot 10^7 \text{ Pa}$

Tabel 3.1.1 Gebruikte UDEC parameters voor water in spleet

parameter	waarde
n	1
k	$2 \cdot 10^{-4}$
v	0.5
luchtgehalte	1% 10%

Tabel 3.1.2 Gebruikte parameters voor water in spleet in consolidatiesom

3.2 Doos met blokken

In een volgende stap naar grotere complexiteit werd een klein model geconstrueerd, bestaande uit een doos met impermeabele wanden waarin 12 blokken in 4 lagen waren aangebracht. De blokken waren 0,2 m groot en hadden een onderling spleetbreedte van 0,08 mm. Het model is schematisch weergegeven in figuur 3.2.1.

Doel van de constructie van dit model was om aan de hand van een testbelastingen bij variatie van invoerparameters tot een geschikte keuze voor materiaalparameters te komen. Daarnaast laat de relatief korte rekentijd (circa 2 uur) de mogelijkheid toe tot het uitvoeren van diverse testen ter verificatie en het opsporen van numerieke instabiliteiten.

Bij gebruik van een in de ruimte homogene en in de tijd sinuoidale variërende belasting zullen de door UDEC berekende waterspanningen vergelijkbaar zijn met de uitkomsten van een 1-dimensionale consolidatiesom.

Als testbelasting werd gekozen voor een sinusvormige signaal met een amplitude van 0,4 m. Berekeningen zijn gedaan met periodes van 0,5 en 5,0 s. Doordat de gehele constructie zich 0,7 m onder water bevond was naast deze variërende belasting ook een permanente hydrostatische belasting aanwezig.

In tabel 3.2.1 is een overzicht gegeven van een aantal met deze constructie uitgevoerde berekeningen en de daarbij gehanteerde parameters in UDEC.

Uit berekeningen bleken de resultaten van UDEC sterk afhankelijk te zijn van de gebruikte parameters voor de scheuren, met name JKN en JKS. Bij hoge scheurstijfheden (in orde van 100 GPa/m) kan er als functie van diepte aanzienlijke demping en fasedraaiing optreden. Bij lage scheurstijfheden (in de orde van 10 MPa/m) is deze demping en fasedraaiing aanzienlijk minder. Ter illustratie hiervan zijn in bijlagen 3.2.2 t/m 3.2.5 voor verschillende parameters van de scheurstijfheden berekende verlopen van waterspanningen weergegeven. De verschillende curves hebben betrekking op berekende waterspanningen op verschillende dieptes, te weten 0,0 m, 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, 0,6 m en 0,7 m.

Opvallend is dat bij de berekeningen met lage scheurstijfheden (bijlagen 3.2.4 en 3.2.5) de demping van het signaal op 0,7 m sterk afwijkt van die op andere dieptes. Waarschijnlijk moet dit worden toegeschreven aan numerieke randeffecten.

Verder valt op dat voor de berekeningen met lage scheurstijfheden er op de berekende respons een signaal met hoge frequentie (in de orde van 100 Hz) is gesuperponeerd. Dit heeft waarschijnlijk te maken met de wijze waarop een opgelegde belasting op de blokken wordt uitgedempt. Voor de gegeven blokgrrootte (0,2 m) en gekozen stijfheden (JKN en JKS) in het systeem kan een opgelegde belasting de eigenfrequenties van dat systeem aanslaan. Door het geschikt kiezen van de demping in het systeem zouden deze resonantie-effecten onderdrukt kunnen worden. De reden dat voor de berekeningen met hogere scheurstijfheden geen rimpelingen zijn waar te nemen is, dat de eigenfrequenties voor een dergelijke configuratie veel hoger zijn.

De UDEC-resultaten kunnen worden vergeleken met de uitkomsten van een 1d-consolidatiesom. Voor de consolidatieberekeningen zijn een aantal parameters vereist, namelijk porositeit n , doorlatendheid k , Poissonverhouding ν en elasticiteitsmodulus E . Voor de wijze waarop deze parameters uit de UDEC-parameters worden afgeleid wordt verwezen naar appendix E.

Voor zeer hoge scheurstijfheden (in orde van GPa/m) is de waarde van de Poissonverhouding gelijk aan die van de klei. Met de gegeven waarden voor G en K wordt een Poissonverhouding van $\nu = 0,4997$ voor de klei berekend. Als deze waarde van ν wordt aangehouden blijkt de invloed van elasticiteitsmodulus op de resultaten van de 1d-consolidatievergelijking minimaal te zijn. Voor lagere waarden van scheurstijfheden zal de Poissonverhouding van het bulkmateriaal wat kleiner worden. Het blijkt echter dat de 1d-consolidatievergelijking zeer gevoelig is voor deze parameter (zie Appendix E). Derhalve is voor lage scheurstijfheden een goede kwantitatieve vergelijking tussen de UDEC-resultaten en de uitkomsten van een 1d-consolidatiesom moeilijk.

Voor hoge scheurstijfheden komen de gevonden demping en fase draaiing kwantitatief redelijk overeen met de resultaten van een 1d-consolidatiesom. In figuur 3.2.6 zijn voor twee waarden van het luchtgehalte van het water (te weten 1% en 10%) de demping van de opgelegde belasting als functie van de diepte weergegeven. In diezelfde figuur zijn ook curves weergegeven zoals berekend met de 1d-consolidatievergelijking. In figuur 3.2.7 is faseverschuiving voor twee waarden van het luchtgehalte als functie van de diepte weergegeven. De curves zijn weer de uitkomsten die worden verkregen met de 1d-consolidatievergelijking.

Bij reductie van de scheurstijfheden is de waarde van de Poissonverhouding die in de 1d-consolidatiesommen gehanteerd moet worden voor discussie vatbaar. Wel is duidelijk dat deze waarde significant van 0,5 zal afwijken. In dat geval blijken demping en fase draaiing minimaal te zijn (zie ook bijlage E.2 en E.3). Deze constatering is in overeenstemming met wat is waargenomen bij de UDEC-berekeningen (zie bijlage 3.2.3 t/m 3.2.5).

file	KW (Pa)	K (Pa)	G (Pa)	JKN (Pa/m)	JKS (Pa/m)	JTENS (Pa)	FRIC (°)	TP (s)	bel.
blok20	8,50e+05	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok21	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok22	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok23	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok24	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok25	1,00e+05	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok26	1,00e+05	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok27	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok28	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	0
blok29	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	0,00	45	5	1
blok30	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	4,30e+07	1,40e+07	0,00	45	5	1
blok31	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	4,30e+07	1,40e+07	0,00	45	5	1
blok32	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	1
blok33	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	2,00e+06	45	5	1
blok42	1,00e+06	5,13e+10	3,08e+10	3,20e+11	1,00e+11	2,00e+06	45	5	0
blok43	1,00e+07	5,13e+10	3,08e+10	3,20e+11	1,00e+11	2,00e+06	45	5	0
blok44	1,00e+06	5,13e+10	3,08e+10	3,20e+11	1,00e+11	0,00	0	.5	1
blok45	1,00e+06	5,13e+10	3,08e+10	3,20e+11	1,00e+11	1,00e+09	0	.5	1
blok46	1,00e+06	3,33e+10	2,06e+07	3,20e+11	1,00e+11	1,00e+09	0	.5	1
blok47	1,00e+06	3,33e+10	2,06e+07	4,30e+07	1,40e+07	1,00e+09	0	.5	1
blok48	1,00e+06	3,33e+10	2,06e+07	4,30e+07	1,40e+07	0,00	0	.5	1
blok49	1,00e+07	5,13e+10	3,08e+10	3,20e+11	1,00e+11	1,00e+09	0	.5	1
blok52	1,00e+06	3,33e+10	2,06e+07	1,00e+09	1,00e+09	1,00e+09	0	.5	1

Tabel 3.2.1 UDEC-parameters voor berekeningen met eenvoudig blokkenmodel

3.3 Talud

Bij de eerste UDEC-berekeningen van de respons van het talud op een golfklap werden voor het aanbrengen van het verloop van de poriespanningen in de bovenste spleten de direct gemeten uitlezingen van de waterspanningsopnemers op het talud gebruikt. Met andere woorden er is in eerste instantie geen interpolatieschema toegepast.

Ook is er geen belasting aangebracht op de stenen aan de bovenzijde van het talud. De gebruikte scheurstijfheden waren echter hoog zodat de stenen als vastzittend mochten worden beschouwd. Derhalve zijn de resultaten niet afhankelijk van het feit dat in die gevallen geen externe belasting boven op de stenen is aangebracht.

Voor het volgen van het verloop van de waterspanningen tijdens de berekening zijn uitlezingen verricht op de posities die corresponderen met de posities van de waterspanningsmeters in het model tijdens de proeven in de Deltagoot. Voor een aantal van de uitgevoerde berekeningen zijn in tabel 3.3.1 de gebruikte UDEC-parameters vermeld.

Voor de berekeningen is uit de beschikbare metingen tijdens meetserie K11 een golfklap geselecteerd. Het punt van inslag bij deze golfklap bleek in de buurt van waterspanningsmeter d8 op het talud te liggen. Bijlage 3.3.1 is overgenomen uit het analyseverslag en geeft de uitlezingen van een aantal opnemers op het talud (d7, d8, d9 en d10) en in de ondergrond (p28, p29) weer. Om de rekentijd te beperken werden de UDEC berekeningen uitgevoerd voor een tijdsinterval van circa 1.5 sec rond de golfklap. Alleen de uitlezingen van de opnemers op het talud werden gebruikt bij het vastleggen van de tijdsafhankelijke randvoorwaarde in de UDEC-berekeningen.

In bijlage 3.3.2 is voor dit tijdsinterval het door UDEC berekend verloop van de waterspanningen op twee posities in de klei weergegeven. De uitlezingen werden verricht op posities die overeenkwamen met de respectievelijke posities van waterspanningsmeters p28 en p29 in het modeltalud uit de Deltagoot (zie WL meetverslag 1993). Deze meters lagen op een diepte van 0,25 m en 0,50 m ten opzichte van het oppervlak van het talud. Tevens is in deze figuur het verloop van de waterspanning op het talud direct boven deze waterspanningsmeters weergegeven. Dit verloop maakt deel uit van de aangebrachte randvoorwaarde bij de berekeningen en komt overeen met de uitlezing van opnemer d8 bij de metingen.

In bijlage 3.3.2 is te zien dat het waterspanningsignaal in de ondergrond een vergelijkbare vorm heeft als de opgelegde golfklap. Wel wordt het signaal met toenemende diepte gedempt; de fasedraaiing is echter klein. Wordt eenzelfde som gemaakt met een groter luchtgehalte in het water, dan worden demping en fasedraaiing als functie van de diepte significant groter. Dit wordt geïllustreerd door bijlage 3.3.3 waarin een luchtgehalte van 10% is gekozen.

Een andere belangrijke parameter is de spleetbreedte tussen de stenen. Bij een keuze van een grotere waarde voor de spleetbreedte zijn bij het gelijkhouden van andere parameters demping en fasedraaiing van het signaal in de ondergrond kleiner (zie bijlage 3.3.4).

Vervolgens werden interpolaties van de gemeten waterspanningen gemaakt. Tevens werd de belasting op het talud aan de bovenzijde op de juiste wijze aangebracht. Met deze modificaties werden vervolgens berekeningen uitgevoerd voor zowel hoge als lage waarden voor de scheurstijfheden (JKN en JKS). In tabel 3.3.2 is aangegeven welke waarden voor de UDEC-parameters

bij de verschillende berekeningen zijn gehanteerd.

In bijlage 3.3.5 is voor het geval met lage scheurstijfheden (bestand: talud 1, zie tabel 3.3.2) het door UDEC berekend verloop van de waterspanningen op twee posities in de klei weergegeven (respectievelijk p28 en p29). Ook is in deze figuur het (geïnterpoleerde) verloop van de waterspanning aan de bovenzijde van het talud weergegeven.

Uit de figuur is duidelijk dat de er praktisch geen demping van de opgelegde golfklap optreedt. Ook is er nauwelijks vertraging van de dieper gelegen meters op de opgelegde golfklap waar te nemen.

In bijlage 3.3.6 is voor dezelfde UDEC-berekening het verloop van de horizontale en verticale verplaatsing van het blok waarop de golfklap inslaat uitgezet. Volgens deze figuur is de verticale verplaatsing onder invloed van de golfklap van de orde van de spleetbreedte (ca $8e-5$ m) in de richting van het talud. Na terugtreden van het water wordt het blok enigszins omhoog getild maar voornamelijk langs het talud naar beneden verschoven (maximale horizontale verplaatsing $1.2e-4$ m).

Dit geheel van optredende verschuivingen kan duidelijker worden gemaakt aan de hand van een bijlage 3.3.7. In deze figuur is voor elk hoekpunt van een blok de accumulatieve verplaatsing als vector weergegeven. In het gebied van de golfaanval ($x \sim 202,5$ m) worden de blokken uit het talud gelicht. Dit gebied is uitvergroot weergegeven in bijlage 3.3.8.

In bijlage 3.3.9 is voor het geval met hoge scheurstijfheden (bestand: talud 3, zie tabel 3.3.2) het door UDEC berekend verloop van de waterspanningen op twee posities in de klei weergegeven (respectievelijk p28 en p29). Ook is in deze figuur het (geïnterpoleerde) verloop van de waterspanning aan de bovenzijde van het talud weergegeven. Bij hoge scheurstijfheden kunnen de blokken als vastliggend worden beschouwd. De in dit geval berekende waterspanningsverlopen laten duidelijk demping en fase draaiing zien.

Bovenstaande waarnemingen met betrekking tot demping en fase draaiing voor respectievelijk lage en hoge scheurstijfheden zijn consistent met de waarnemingen die gemaakt zijn met het eenvoudig blokkenmodel. Op basis hiervan wordt verwacht dat de door UDEC berekende waterspanningsverdeling voor het talud beschreven kan worden door de resultaten van een 2-dimensionale consolidatievergelijking (zie Appendix D). Het fundamentele verschil met UDEC is dat in UDEC in principe de effecten van blokbeweging op de waterspanningsverdeling meegemodelleerd kan worden.

file	A (m)	KW (Pa)	K (Pa)	G (Pa)	JKN (Pa/m)	JKS (Pa/m)	JTENS (Pa)	FRIC (°)	bel.
dijk19	8,00e-05	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+10	1,00e+09	1,00e+09	2,000e+06	45	0
dijk30	1,60e-04	2,00e+07	3,33e+10	2,00e+10	1,00e+09	1,00e+09	2,000e+06	45	0
dijk32	8,00e-05	2,00e+07	3,33e+10	2,00e+10	1,00e+09	1,00e+09	2,000e+06	45	0
dijk33	8,00e-05	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+10	1,00e+09	1,00e+09	2,000e+06	45	0
dijk34	3,20e-04	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+10	1,00e+09	1,00e+09	2,000e+06	45	0
dijk35	8,00e-05	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+10	4,30e+07	1,40e+07	0,000	45	0
test1	8,00e-05	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	0,000	45	1
talud1	8,00e-05	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	0,000	45	1
talud2	8,00e-05	1,00e+06	3,33e+10	2,00e+07	1,00e+09	1,00e+09	0,000	45	1
talud3	8,00e-05	1,00e+07	3,33e+10	2,00e+07	3,20e+11	1,00e+10	1,000e+09	45	1

Tabel 3.3.2 UDEC-parameters voor talud

4 Conclusies en aanbevelingen

Bij het werken met UDEC werden een aantal belangrijke beperkingen geconstateerd:

- Met de huidige versie van UDEC zijn geen werkelijk dynamische berekeningen mogelijk.

- Vloeistofstroming in het systeem wordt laminair verondersteld.

Ten aanzien van het eerste punt heeft de leverancier al toegezegd in een volgende versie modificaties aan te brengen teneinde deze beperking op te heffen.

Ook de tweede beperking lijkt ons inziens vrij eenvoudig op te heffen. Daartoe moet in de code de optie mogelijk worden gemaakt om bij het bepalen van de flux tussen aangrenzende domeinen een niet-lineaire relatie tussen drukverschil en flux te gebruiken.

Naast bovenstaande beperkingen zijn er ook een aantal punten geconstateerd waaraan bij verdere modellering met UDEC de nodige aandacht besteed moet worden:

- Bij het opleggen van dynamische randvoorwaarden werd gebruik gemaakt van intern in het programma gebruikte nummers voor domeinen en blokken in plaats van coördinaten. Hoewel het ook mogelijk moet zijn coördinaten te gebruiken in plaats van interne nummers, leidde dat vooralsnog niet tot bevredigende resultaten. Het gebruik van nummers is niet alleen omslachtig en tijdrovend maar kan bij het rekenen met variërende spleetbreedte ook tot onjuiste uitkomsten leiden. In dat geval is het namelijk niet uitgesloten dat bij grote verplaatsingen van blokken hernummering van blokken en domeinen plaatsvindt.
- Bij het opleggen van tijdsafhankelijke spanningsvoorwaarden leidde de standaard gehanteerde demping tot onbevredigende resultaten. Waarschijnlijk is dit een gevolg van numerieke effecten. Teneinde tot betrouwbare resultaten te komen moet onderzocht worden welke demping voor golfklappen op een kleitalud gebruikt moet worden.

Tengevolge van de genoemde beperkingen zijn de tot dusverre met UDEC uitgevoerde berekeningen nog niet voldoende realistisch. De hoop was dat dergelijke berekeningen tot equivalente parameters leiden die gebruikt kunnen worden bij een (quasi) homogene benadering van het materiaal. Wel is duidelijk geworden dat wanneer de beperkingen in UDEC worden opgeheven deze strategie nog steeds toepasbaar is.

De berekeningen hebben geleid tot de volgende conclusies:

- 1 Een 1-dimensionale berekening met een starre spleet waarop een drukvariatie wordt aangebracht geeft als resultaat eenzelfde demping en fasedraaiing als functie van de diepte als het resultaat van een 1-d consolidatie som. Deze demping komt voor een realistische spleetgrootte (op grond van de doorlatendheid) en luchtgehalte niet overeen met de gemeten demping van de waterspanning in de Deltagoot metingen.

- 2 Wanneer een berekening wordt uitgevoerd op een structuur van blokken komt het resultaat kwalitatief overeen met een 1-d consolidatie som, maar de door UDEC berekende demping lijkt groter.
- 3 Verandering van de elasticiteit van de spleten blijkt een grote invloed te hebben op de demping. Alleen bij zeer stijve spleten treedt demping op. De verklaring hiervoor is, dat bij spleten met een lagere stijfheid bij hogere druk op het blok de spleet wordt ingedrukt en het water in de spleet de belasting draagt. De waterspanning wordt zo gelijk aan de totaalspanning. In een 1-d berekening blijft de totaal spanning constant en is er dus geen demping.
- 4 De berekeningen geven kwalitatief geen afwijkingen voor wat op grond van consolidatieberekeningen verwacht kan worden. Wanneer equivalent parameters worden gebruikt is de waterspanning zoals berekend met UDEC ook te voorspellen met een consolidatieberekening. UDEC berekeningen blijven interessant om te zien hoe de krachten rondom het blok verlopen.

Ten behoeve van de voortgang wordt daarom geadviseerd eerst proeven te doen waarmee sterkteparameters van natuurlijke klei van diverse structurering kan worden bepaald. Tegelijkertijd moeten in deze proeven hydraulische omstandigheden in de klei worden gemeten. Door deze te vergelijken met de resultaten van eenvoudige (quasi)homogene benaderingen kan worden nagegaan in hoeverre een eenvoudige benadering correct is en in hoeverre het noodzakelijk is verdere inspanningen in het doen van UDEC-sommen gerechtvaardigd is.

Referenties

[Bandis 1983]

S.C. Bandis, A.C. Lumsden en N.R. Barton, Fundamentals of Rock Joint Deformation, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol 20, No. 6, 1983.

[Cundall 1971]

P.A. Cundall, A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock system. Proc. Symp. Int. Soc. Rock. Mech., Nancy, 1, II-8, 1971.

[Vermeer 1984]

P.A. Vermeer en R. de Borst, Non-associated plasticity for soils, concrete and rock, Heron, 29 (1984) no. 3.

[Board 1993]

M.Board, UDEC 2.0 Manual, 1993, Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA, NUREG/CR-5429.

[GD & WL 1993]

ir. J. Wouters, Reststerkte van dijkbekledingen en stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag. Meetverslag Deltagootonderzoek. WL-rapport H1550/ GD-rapport CO-325280/34 voor RWS DWW, Delft.

[GD 1993]

dr. H.J.Hofmann, Drs. G.A.M.Kruse, Reststerkte van dijkbekledingen. Sterkte van klei onder golfbelasting. Analyse Deltagootmeting. GD-rapport CO-338430/17 voor RWS DWW, Delft.

[Press 1988]

W.H. Press, S.A. Teukolsky, W.T. Vettering, B.P. Flannery, Numerical Recipes: The Art of Scientific Programming, 1988, Cambridge University Press.

Appendix A: Theoretische principes UDEC

UDEC verdeelt het model in blokken, welke weer opgedeeld worden in zones. Deze blokken kunnen ten opzichte van elkaar bewegen en kunnen tot op zekere hoogte loskomen van elkaar.

Het algoritme is gebaseerd op de volgende twee fundamentele vergelijkingen:

1. een kracht-verplaatsings (constitutieve) vergelijking, welke de krachten die op een blok worden uitgeoefend, bepaalt aan de hand van de positie van een blok ten opzichte van de naburige blokken.
2. een bewegingsvergelijking, nodig om de blokverplaatsingen te berekenen uit de krachtre-sultanten.

ad 1. kracht-verplaatsing vergelijking

Blokcontacten worden beschouwd als "zacht". Voor beschrijving van het vervormingsgedrag van de discontinuïteiten wordt een normaalkracht F_n gekoppeld aan een onderling verplaatsen/overlappen u_n van de blokranden. De contact normaalkracht is dan bij een lineaire kracht-verplaatsing relatie:

$$F_n = K_n u_n \quad (\text{A.1})$$

met

K_n scheur-normaalstijfheid.

Voor een incrementele schuifcontactkracht ΔF_s , die samenhangt met de toename in schuifverplaatsing Δu_s , geldt een soortgelijke relatie:

$$\Delta F_s = K_s \Delta u_s \quad (\text{A.2})$$

hierin is:

K_s de scheur-schuifstijfheid.

Wanneer twee blokken aan elkaar grenzen, wordt de interactie voorgesteld als plaatsvindend tussen twee contactpunten, over een lengte l . De normaal- en schuifkrachten gedeeld door de contactlengte l levert de vergelijkingen voor normaalspanning σ_n en schuifspanning σ_s in de vorm van scheurstijfheden k_n en k_s [spanning/lengte]:

$$\Delta\sigma_n = K_n\Delta u_n \quad (\text{A.3})$$

$$\Delta\sigma_s = K_s\Delta u_s \quad (\text{A.4})$$

ad 2. bewegingsvergelijking

De aldus op ieder blok werkende krachten worden vervolgens gecombineerd tot een krachtresultante. Deze resultante is verantwoordelijk voor een versnelling, volgens de tweede wet van Newton:

$$\ddot{u}_x = \frac{F_x}{m} \quad (\text{A.5})$$

waarin:

- \ddot{u}_x de blokversnelling in de x-richting [m/s²]
- F_x de x-component van de krachtresultante op het blok [m/s²]
- m de blokmassa [kg]

De blokverplaatsing u_x over een tijdstap Δt kan nu worden gevonden d.m.v numeriek integreren. Bloksnelheid en verplaatsing worden dan:

$$\dot{u}_x(t_1) = \dot{u}_x(t_0) + \ddot{u}_x\Delta t \quad (\text{A.6})$$

$$u_x(t_1) = u_x(t_0) + \dot{u}_x\Delta t \quad (\text{A.7})$$

Soortgelijke vergelijkingen gelden voor u_y , de blokverplaatsing in de y-richting, en voor de blokrotatie ϑ .

Schuifgedrag volgens de wet van Coulomb.

De constitutieve relaties zijn elastisch, ze beschrijven een reversibel proces. Wanneer echter een blok losraakt van een aangrenzend blok, zullen normaal- en schuifkrachten ter plekke wegvallen.

Voor elke rekenstap moet de totale schuifspanning geëvalueerd worden. Wanneer de berekende schuifspanning σ_s op een contact de maximum wrijvingsweerstand overschrijdt ($\sigma_n \tan \varphi$ voor een cohesieloos materiaal) vindt slip plaats, en de schuifkracht neemt de limietwaarde $\sigma_n \tan \varphi$ aan.

Met het schuifgedrag volgens het Coulomb slip-model waarbij schuifspanningen beperkt worden, geeft dit:

$$|\sigma_s| \leq c - \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{A.8})$$

met:

c cohesie [N]

φ wrijvingshoek [graden]

Als de schuifkracht kleiner is dan de limiterende wrijvingsweerstand, worden elastische vervormingscondities hersteld.

Appendix B: Vloeistofstroming in UDEC

Het gebruikte stromingsmodel voor een compressibele vloeistof ("Compressible flow") gaat uit van de volgende relaties:

De vloeistofstroming wordt voorgesteld als laminaire stroming van een visceuze vloeistof tussen twee parallelle platen.

$$q = -k_j a^3 \frac{\Delta p}{l} \quad (\text{B.1})$$

hierin is:

q	debiet per eenheid van lengte [m ⁴ /s]
k _j	scheurdoorlaatbaarheidsfactor [m ⁴ /s.N]
a	hydraulische spleetbreedte [m]
Δp	drukverschil [m]
l	domeinlengte [m]

Het drukverschil Δp volgt uit:

$$\Delta p = p_2 - p_1 + \rho_w g (y_2 - y_1) \quad (\text{B.2})$$

Voor iedere tijdstap wordt de nieuwe blokgeometrie, en dus de nieuwe scheurbreedte en het nieuwe domeinvolume bepaald. De drukken in de domeinen worden aangepast door instroom- en volumeverandering te verrekenen. De nieuwe domeindruk wordt:

$$p = p_0 + K_w Q \frac{\Delta t}{V} - K_w \frac{\Delta V}{V_m} \quad (\text{B.3})$$

waarin

p ₀	druk in voorgaande tijdstap [N/m ²]
Q	flux langs de contacten [m ³ /s]
K _w	compressiemodulus vloeistof (water)

en

$$\Delta V = V - V_0, \quad V_m = \frac{(V+V_0)}{2} \quad (\text{B.4})$$

met

V nieuw domein volume [m³]

V₀ oud domein volume [m³]

Aan de hand van de nieuwe domeindruk kan de kracht worden verkregen die de vloeistof op de blokken uitoefent. Deze kracht wordt bij de andere op de blokken werkende krachten gevoegd, wat resulteert in een totaalspanning voor de blokken zelf en een effectieve normaalspanning voor de domeinen (contacten).

bijlage b.1 toont een overzicht van de opeenvolgende bewerkingen voor een gekoppeld hydro-mechanische berekening.

Voor een systeem van scheurtjes met een vaste onderlinge afstand S kan als volgt een doorlatendheid bepaald worden.

Bij een drukverschil ΔP over een enkele scheur met lengte L, berekent UDEC het debiet q volgens:

$$q = \frac{1}{12\mu} a^3 \frac{\Delta P}{L} \quad (\text{B.5})$$

waarin:

μ dynamische viscositeit [Pa.s]

De gemiddelde stroomsnelheid v door een systeem van parallelle scheuren wordt dan:

$$v = \frac{q}{S} = \frac{1}{12\mu} a^3 \frac{\Delta P}{L} \frac{1}{S} = \frac{1}{12\mu} a^3 \rho g \frac{\Delta h}{L} \frac{1}{S} \quad (\text{B.6})$$

Gebruikmakend van de wet van Darcy:

$$v = k \cdot i \quad (\text{B.7})$$

waarin:

v stroomsnelheid [m/s]

k doorlatendheid [m/s]

i verhang [-]

volgt voor de doorlatendheid k van het systeem:

$$k = \frac{\rho g a^3}{12\mu S} \quad (\text{B.8})$$

wanneer uitgegaan wordt van:

$$a = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$S = 0.2 \text{ m}$$

$$\mu = 2.8 \cdot 10^{-4} \text{ Pa.s}$$

volgt voor de doorlatendheid:

$$k = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Een dergelijke waarde is vergelijkbaar met gemeten bulkdoorlatendheden k van de kleimonsters [GD-analyseverslag 93]:

- Kruiningen klei: $k = 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$
- Perkpolderklei: $k = 1.2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

Appendix C: Voorbeeld invoerbestand UDEC

```

* TALUD3.dat ; WATERNIV. = 4.5M
*-----
* Kw=1 MPa, spleetbreedte vast a=8e-5m, losse blokken met mechanische
* belasting
*-----
* afmeting blokken .20 m
* E=60 GPa, v=0.5
* K=33.3e9 G=20e6 jkn=320e9 jks=10e9 jfric=45 jten=1e9
*-----

set log on
gravity 0 -10
damp auto
set delc off

*-----
* GEOMETRIE
*-----
round 0.01
set edge 0.04      * emin
block (198,2) (198,6) (208,6) (208,2)
crack (198, 3.125) (208, 5.625)
crack (198, 2.34) (208, 4.85)
del bl 86
* scheuren evenwijdig aan talud:
crack 198, 2.93 208, 5.43
crack 198, 2.73 208, 5.23
crack 198, 2.54 208, 5.04
* scheuren loodrecht op talud:
jregion 198.05,2.34 198.05,3.125 207.95,5.625 207.95,4.85
* arctan 0.24 + 90 degr=104.036
jset 104.036, 0 10,0 0,0 0.2,0
del bl 1
* zoning:
gen edge 0.3
*****
* MATERIAALEIGENSCHAPPEN:
prop mat=1 dens=1600 K=33.3e9 G=20e6

```

prop jmat=1 jkn=320e9 jks=10e9 jfric=45 jten=1e9 jdil=0

* GRENZEN FIXEREN EN IMPERMEABEL

boundary co 109 21926 stress -4.5e4 0 -4.5e4 ygrad 1e4 0 1e4

* verticaal:

bound 197.95 198.05 -0.1 10 xvel=0 yvel=0

bound 197.95 198.05 -0.1 10 imp

bound 207.95 208.05 -0.1 10 xvel=0 yvel=0

bound 207.95 208.05 -0.1 10 imp

* bodem:

bound co 273 299 yvel=0 xvel=0

bound co 273 299 imp

* 1e FASE: CONSOLIDATIE, aanbrenen van HYDRO- & TOTAAL-SPANNINGEN

* STILWATER niveau: +4.5m

FLUID density 1000 bulkw=0

* later: bulkw=\0 want anders direct "flow on" mode

set flow off

insitu stress 7.42e5 0 7.42e5 xgrad -4000 0 -4000 ygrad 16000 0 16000 + ywtab 4.5

his ncyc=10

his unbal * = hist 1

* MECHANISCH EQUILIBRIUM:

*set cscan=10

set ovtol=0.1

cycle 15000

save talud3-0.sav

rest talud3-0.sav

* STROMING in evenwichtstoestand:

damp auto

m-scale off

set flow compressible

```
prop jmat=1 jperm=300 azero=.08e-3 ares=.08e-3
fluid bulk=1e6
set caprat=1
*
* synchronisatie mechanische en vloeistofberekening
*
FRAC 8.5195831e-2 1 6.6892368e-2

cy 1000
save talud3-00.sav
rest talud3-00.sav

*****
* INLEZEN RANDVOORWAARDEN langs TALUD (300 Hz):
*****
*opgelegde spanning eerst weer teniet doen:

boundary co 109 21926 stress 4.5e4 0 4.5e4 ygrad -1e4 0 -1e4

*reset tijd om op juiste moment met inlezen te starten
reset time his dis rot

*****
*MECHANISCHE RANDVOORWAARDEN inlezen
*****
*bou 198.01 198.27 2.77 3.37 hread 1 t1
*bou 198.01 198.27 2.77 3.37 stress -1e3 0 -1e3 hist 1
*his syy 198.17 3.07 *his 5

bou co 109 48470 hread 2 blok2
bou co 109 48470 stress -1e3 0 -1e3 hist 2
his syy 198.37 3.12 *

bou co 48483 46725 hread 3 blok3
bou co 48483 46725 stress -1e3 0 -1e3 hist 3
* his syy 198.560 3.17 *

bou co 46738 46574 hread 4 blok4
bou co 46738 46574 stress -1e3 0 -1e3 hist 4
* his syy 198.750 3.22 *
```

bou co 46587 44829 hread 5 blok5
bou co 46587 44829 stress -1e3 0 -1e3 hist 5
his syy 198.950 3.26 *his 6

bou co 44842 44678 hread 6 blok6
bou co 44842 44678 stress -1e3 0 -1e3 hist 6
* his syy 199.140 3.31 *

bou co 44691 42933 hread 7 blok7
bou co 44691 42933 stress -1e3 0 -1e3 hist 7
* his syy 199.340 3.36000 *blok7

bou co 42946 42782 hread 8 blok8
bou co 42946 42782 stress -1e3 0 -1e3 hist 8
* his syy 199.530 3.41000 *t8

bou co 42795 41037 hread 9 blok9
bou co 42795 41037 stress -1e3 0 -1e3 hist 9
* his syy 199.720 3.46000 *blok9

bou co 41050 40886 hread 10 blok10
bou co 41050 40886 stress -1e3 0 -1e3 hist 10
his syy 199.920 3.51000 *his 7

bou co 40899 39141 hread 11 blok11
bou co 40899 39141 stress -1e3 0 -1e3 hist 11
* his syy 200.110 3.56000 *t11

bou co 39154 38990 hread 12 blok12
bou co 39154 38990 stress -1e3 0 -1e3 hist 12
* his syy 200.310 3.60000 *t12

bou co 39003 37245 hread 13 blok13
bou co 39003 37245 stress -1e3 0 -1e3 hist 13
* his syy 200.500 3.65000 *t13

bou co 37258 37094 hread 14 blok14
bou co 37258 37094 stress -1e3 0 -1e3 hist 14
* his syy 200.690 3.70000 *t14

bou co 37107 35349 hread 15 blok15

bou co 37107 35349 stress -1e3 0 -1e3 hist 15
his syy 200.890 3.75000 *his 8

bou co 35362 35198 hread 16 blok16
bou co 35362 35198 stress -1e3 0 -1e3 hist 16
* his syy 201.080 3.80000 *t16

bou co 35211 33453 hread 17 blok17
bou co 35211 33453 stress -1e3 0 -1e3 hist 17
* his syy 201.280 3.85000 *t17

bou co 33466 33302 hread 18 blok18
bou co 33466 33302 stress -1e3 0 -1e3 hist 18
* his syy 201.470 3.89000 *t18

bou co 33315 31557 hread 19 blok19
bou co 33315 31557 stress -1e3 0 -1e3 hist 19
* his syy 201.660 3.94000 *t19

bou co 31570 31406 hread 20 blok20
bou co 31570 31406 stress -1e3 0 -1e3 hist 20
his syy 201.860 3.99000 *his 9

bou co 31419 29661 hread 21 blok21
bou co 31419 29661 stress -1e3 0 -1e3 hist 21
* his syy 202.050 4.04000 *t21

bou co 29674 29510 hread 22 blok22
bou co 29674 29510 stress -1e3 0 -1e3 hist 22
* his syy 202.250 4.09000 *t22

bou co 29523 27765 hread 23 blok23
bou co 29523 27765 stress -1e3 0 -1e3 hist 23
* his syy 202.440 4.14000 *t23

bou co 27778 27614 hread 24 blok24
bou co 27778 27614 stress -1e3 0 -1e3 hist 24
* his syy 202.630 4.19000 *t24

bou co 27627 25869 hread 25 blok25
bou co 27627 25869 stress -1e3 0 -1e3 hist 25

his syy 202.830 4.23000 *his 10

bou co 25882 25718 hread 26 blok26
bou co 25882 25718 stress -1e3 0 -1e3 hist 26
* his syy 203.020 4.28000 *t26

bou co 25731 23973 hread 27 blok27
bou co 25731 23973 stress -1e3 0 -1e3 hist 27
* his syy 203.220 4.33000 *t27

bou co 23986 23822 hread 28 blok28
bou co 23986 23822 stress -1e3 0 -1e3 hist 28
* his syy 203.410 4.38000 *t28

bou co 23835 22077 hread 29 blok29
bou co 23835 22077 stress -1e3 0 -1e3 hist 29
* his syy 203.600 4.43000 *t29

bou co 22090 21926 hread 30 blok30
bou co 22090 21926 stress -1e3 0 -1e3 hist 30
his syy 203.800 4.48000 *his 11

bou co 21939 20181 hread 31 blok31
bou co 21939 20181 stress -1e3 0 -1e3 hist 31
* his syy 203.990 4.53000 *t31

bou co 20194 20030 hread 32 blok32
bou co 20194 20030 stress -1e3 0 -1e3 hist 32
* his syy 204.190 4.57000 *t32

bou co 20043 18285 hread 33 blok33
bou co 20043 18285 stress -1e3 0 -1e3 hist 33
* his syy 204.380 4.62000 *t33

bou co 18298 18134 hread 34 blok34
bou co 18298 18134 stress -1e3 0 -1e3 hist 34
* his syy 204.570 4.67000 *t34

bou co 18147 16389 hread 35 blok35
bou co 18147 16389 stress -1e3 0 -1e3 hist 35
his syy 204.770 4.72000 *his 12

bou co 16402 16238 hread 36 blok36
bou co 16402 16238 stress -1e3 0 -1e3 hist 36
* his syy 204.960 4.77000 *t36

bou co 16251 14493 hread 37 blok37
bou co 16251 14493 stress -1e3 0 -1e3 hist 37
* his syy 205.160 4.82000 *t37

bou co 14506 14342 hread 38 blok38
bou co 14506 14342 stress -1e3 0 -1e3 hist 38
* his syy 205.350 4.87000 *t38

bou co 14355 12597 hread 39 blok39
bou co 14355 12597 stress -1e3 0 -1e3 hist 39
* his syy 205.550 4.91000 *t39

bou co 12610 12446 hread 40 blok40
bou co 12610 12446 stress -1e3 0 -1e3 hist 40
his syy 205.740 4.96000 *his 13

bou co 12459 10701 hread 41 blok41
bou co 12459 10701 stress -1e3 0 -1e3 hist 41
* his syy 205.930 5.01000 *t41

bou co 10714 10550 hread 42 blok42
bou co 10714 10550 stress -1e3 0 -1e3 hist 42
* his syy 206.130 5.06000 *t42

bou co 10563 8805 hread 43 blok43
bou co 10563 8805 stress -1e3 0 -1e3 hist 43
* his syy 206.320 5.11000 *t43

bou co 8818 8654 hread 44 blok44
bou co 8818 8654 stress -1e3 0 -1e3 hist 44
* his syy 206.520 5.16000 *t44

bou co 8667 6909 hread 45 blok45
bou co 8667 6909 stress -1e3 0 -1e3 hist 45
his syy 206.710 5.20000 *his 14

bou co 6922 6758 hread 46 blok46

bou co 6922 6758 stress -1e3 0 -1e3 hist 46
* his syy 206.900 5.25000 *t46

bou co 6771 5013 hread 47 blok47
bou co 6771 5013 stress -1e3 0 -1e3 hist 47
* his syy 207.100 5.30000 *t47

bou co 5026 4862 hread 48 blok48
bou co 5026 4862 stress -1e3 0 -1e3 hist 48
* his syy 207.290 5.35000 *t48

bou co 4875 3117 hread 49 blok49
bou co 4875 3117 stress -1e3 0 -1e3 hist 49
* his syy 207.490 5.40000 *t49

bou co 3130 2966 hread 50 blok50
bou co 3130 2966 stress -1e3 0 -1e3 hist 50
his syy 207.680 5.45000 *his 15

bou co 2979 1221 hread 51 blok51
bou co 2979 1221 stress -1e3 0 -1e3 hist 51
* his syy 207.870 5.50000 *t51

bou co 1234 1070 hread 52 blok52
bou co 1234 1070 stress -1e3 0 -1e3 hist 52

bou co 1083 135 hread 53 blok53
bou co 1083 135 stress -1e3 0 -1e3 hist 53

*HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN LANGS TALUD

bou 198.01 198.270 2.770 3.370 hread 61 t1
pfix domain=48575 pressure=1e3 hist 61
his pp 198.170 3.07000 *t1

bou 198.270 198.465 2.820 3.420 hread 62 t2
pfix domain=46830 pressure=1e3 hist 62
*his pp 198.370 3.12000 *t2

bou 198.465 198.655 2.870 3.470 hread 63 t3
pfix domain=46679 pressure=1e3 hist 63
*his pp 198.560 3.17000 *t3

bou 198.655 198.850 2.920 3.520 hread 64 t4
pfix domain=44934 pressure=1e3 hist 64
*his pp 198.750 3.22000 *t4

bou 198.850 199.045 2.960 3.560 hread 65 t5
pfix domain=44783 pressure=1e3 hist 65
his pp 198.950 3.26000 *t5

bou 199.045 199.240 3.010 3.610 hread 66 t6
pfix domain=43038 pressure=1e3 hist 66
*his pp 199.140 3.31000 *t6

bou 199.240 199.435 3.060 3.660 hread 67 t7
pfix domain=42887 pressure=1e3 hist 67
*his pp 199.340 3.36000 *t7

bou 199.435 199.625 3.110 3.710 hread 68 t8
pfix domain=41142 pressure=1e3 hist 68
*his pp 199.530 3.41000 *t8

bou 199.625 199.820 3.160 3.760 hread 69 t9
pfix domain=40991 pressure=1e3 hist 69
*his pp 199.720 3.46000 *t9

bou 199.820 200.015 3.210 3.810 hread 70 t10
pfix domain=39246 pressure=1e3 hist 70
his pp 199.920 3.51000 *t10

bou 200.015 200.210 3.260 3.860 hread 71 t11
pfix domain=39095 pressure=1e3 hist 71
*his pp 200.110 3.56000 *t11

bou 200.210 200.405 3.300 3.900 hread 72 t12
pfix domain=37350 pressure=1e3 hist 72
*his pp 200.310 3.60000 *t12

bou 200.405 200.595 3.350 3.950 hread 73 t13

prefix domain=37199 pressure=1e3 hist 73
*his pp 200.500 3.65000 *t13

bou 200.595 200.790 3.400 4.000 hread 74 t14
prefix domain=35454 pressure=1e3 hist 74
*his pp 200.690 3.70000 *t14

bou 200.790 200.985 3.450 4.050 hread 75 t15
prefix domain=35303 pressure=1e3 hist 75
his pp 200.890 3.75000 *t15

bou 200.985 201.180 3.500 4.100 hread 76 t16
prefix domain=33558 pressure=1e3 hist 76
*his pp 201.080 3.80000 *t16

bou 201.180 201.375 3.550 4.150 hread 77 t17
prefix domain=33407 pressure=1e3 hist 77
*his pp 201.280 3.85000 *t17

bou 201.375 201.565 3.590 4.190 hread 78 t18
prefix domain=31662 pressure=1e3 hist 78
his pp 201.470 3.89000 *t18

bou 201.565 201.760 3.640 4.240 hread 79 t19
prefix domain=31511 pressure=1e3 hist 79
his pp 201.660 3.94000 *t19

bou 201.760 201.955 3.690 4.290 hread 80 t20
prefix domain=29766 pressure=1e3 hist 80
his pp 201.860 3.99000 *t20

bou 201.955 202.150 3.740 4.340 hread 81 t21
prefix domain=29615 pressure=1e3 hist 81
his pp 202.050 4.04000 *t21

bou 202.150 202.345 3.790 4.390 hread 82 t22
prefix domain=27870 pressure=1e3 hist 82
his pp 202.250 4.09000 *t22

bou 202.345 202.535 3.840 4.440 hread 83 t23
prefix domain=27719 pressure=1e3 hist 83

his pp 202.440 4.14000 *t23

bou 202.535 202.730 3.890 4.490 hread 84 t24
pfix domain=25974 pressure=1e3 hist 84
his pp 202.630 4.19000 *t24

bou 202.730 202.925 3.930 4.530 hread 85 t25
pfix domain=25823 pressure=1e3 hist 85
his pp 202.830 4.23000 *t25

bou 202.925 203.120 3.980 4.580 hread 86 t26
pfix domain=24078 pressure=1e3 hist 86
his pp 203.020 4.28000 *t26

bou 203.120 203.315 4.030 4.630 hread 87 t27
pfix domain=23927 pressure=1e3 hist 87
*his pp 203.220 4.33000 *t27

bou 203.315 203.505 4.080 4.680 hread 88 t28
pfix domain=22182 pressure=1e3 hist 88
*his pp 203.410 4.38000 *t28

bou 203.505 203.700 4.130 4.730 hread 89 t29
pfix domain=22031 pressure=1e3 hist 89
*his pp 203.600 4.43000 *t29

bou 203.700 203.895 4.180 4.780 hread 90 t30
pfix domain=20286 pressure=1e3 hist 90
his pp 203.800 4.48000 *t30

bou 203.895 204.090 4.230 4.830 hread 91 t31
pfix domain=20135 pressure=1e3 hist 91
*his pp 203.990 4.53000 *t31

bou 204.090 204.285 4.270 4.870 hread 92 t32
pfix domain=18390 pressure=1e3 hist 92
*his pp 204.190 4.57000 *t32

bou 204.285 204.475 4.320 4.920 hread 93 t33
pfix domain=18239 pressure=1e3 hist 93
*his pp 204.380 4.62000 *t33

bou 204.475 204.670 4.370 4.970 hread 94 t34
pfix domain=16494 pressure=1e3 hist 94
*his pp 204.570 4.67000 *t34

bou 204.670 204.865 4.420 5.020 hread 95 t35
pfix domain=16343 pressure=1e3 hist 95
his pp 204.770 4.72000 *t35

bou 204.865 205.060 4.470 5.070 hread 96 t36
pfix domain=14598 pressure=1e3 hist 96
*his pp 204.960 4.77000 *t36

bou 205.060 205.255 4.520 5.120 hread 97 t37
pfix domain=14447 pressure=1e3 hist 97
*his pp 205.160 4.82000 *t37

bou 205.255 205.450 4.570 5.170 hread 98 t38
pfix domain=12702 pressure=1e3 hist 98
*his pp 205.350 4.87000 *t38

bou 205.450 205.645 4.610 5.210 hread 99 t39
pfix domain=12551 pressure=1e3 hist 99
*his pp 205.550 4.91000 *t39

bou 205.645 205.835 4.660 5.260 hread 100 t40
pfix domain=10806 pressure=1e3 hist 100
his pp 205.740 4.96000 *t40

bou 205.835 206.030 4.710 5.310 hread 101 t41
pfix domain=10655 pressure=1e3 hist 101
*his pp 205.930 5.01000 *t41

bou 206.030 206.225 4.760 5.360 hread 102 t42
pfix domain=8910 pressure=1e3 hist 102
*his pp 206.130 5.06000 *t42

bou 206.225 206.420 4.810 5.410 hread 103 t43
pfix domain=8759 pressure=1e3 hist 103
*his pp 206.320 5.11000 *t43

bou 206.420 206.615 4.860 5.460 hread 104 t44
pfix domain=7014 pressure=1e3 hist 104
*his pp 206.520 5.16000 *t44

bou 206.615 206.805 4.900 5.500 hread 105 t45
pfix domain=6863 pressure=1e3 hist 105
his pp 206.710 5.20000 *t45

bou 206.805 207.000 4.950 5.550 hread 106 t46
pfix domain=5118 pressure=1e3 hist 106
*his pp 206.900 5.25000 *t46

bou 207.000 207.195 5.000 5.600 hread 107 t47
pfix domain=4967 pressure=1e3 hist 107
*his pp 207.100 5.30000 *t47

bou 207.195 207.390 5.050 5.650 hread 108 t48
pfix domain=3222 pressure=1e3 hist 108
*his pp 207.290 5.35000 *t48

bou 207.390 207.585 5.100 5.700 hread 109 t49
pfix domain=3071 pressure=1e3 hist 109
*his pp 207.490 5.40000 *t49

bou 207.585 207.775 5.150 5.750 hread 110 t50
pfix domain=1326 pressure=1e3 hist 110
his pp 207.680 5.45000 *t50

bou 207.775 207.99 5.200 5.800 hread 111 t51
pfix domain=1175 pressure=1e3 hist 111
*his pp 207.870 5.50000 *t51

his pp 201.093, 3.438 * p27 his 17
his pp 202.015, 3.875 * p28 his 18
his pp 202.087, 3.584 * p29 his 19
his pp 202.17, 3.97 * p28 a his 20
his pp 202.10, 3.85 * p28 b his 21
his pp 202.08 3.95 * p28 e his 22
his pp 202.14, 3.67 * p29 c his 23
his pp 202.26, 3.61 * p29 d his 24
his pp 202.17, 3.58 * p29 f his 25

*verplaatstingen aan oppervlak?

* his ydis

* his xdis

his ydis 199.07, 3.297	* d3	his 20
his ydis 199.75, 3.467	* d4	21
his ydis 201.01, 3.783	* d6	22
his ydis 201.50, 3.994	* d7	23
his ydis 201.99, 4.025	* d8	24
his ydis 202.40, 4.127	* d9	25
his ydis 202.82, 4.231	* d10	26
his ydis 203.28, 4.345	* d11	27
his ydis 203.75, 4.461	* d12	28
his ydis 204.19, 4.570	* d13	29
his ydis 204.63, 4.679	* d14	30
his ydis 205.65, 4.934	* d15	31
his ydis 206.52, 5.152	* d16	32

his xdis 199.07, 3.297	* d3	33
his xdis 199.75, 3.467	* d4	34
his xdis 201.01, 3.783	* d6	35
his xdis 201.50, 3.994	* d7	36
his xdis 201.99, 4.025	* d8	37
his xdis 202.40, 4.127	* d9	38
his xdis 202.82, 4.231	* d10	39
his xdis 203.28, 4.345	* d11	40
his xdis 203.75, 4.461	* d12	41
his xdis 204.19, 4.570	* d13	42
his xdis 204.63, 4.679	* d14	43
his xdis 205.65, 4.934	* d15	44
his xdis 206.52, 5.152	* d16	45

*waterspanningsmeters in de Perkpolder klei

his pp 197.159, 2.764	* p21	46
his pp 197.232, 2.473	* p22	47
his pp 197.280, 1.867	* p23	48
his pp 198.197, 3.024	* p24	49
his pp 199.070, 3.242	* p25	50
his pp 201.020, 3.729	* p26	51
his pp 201.093, 3.438	* p27	52

his pp 202.015, 3.875 * p28 53
his pp 202.087, 3.584 * p29 54

his pp 202.223, 3.104 * p30 55
his pp 202.277, 2.910 * p31 56
his pp 202.742, 4.057 * p32 57
his pp 202.815, 3.766 * p33 58
his pp 203.707, 4.401 * p34 59
his pp 203.780, 4.110 * p35 60
his pp 204.581, 4.619 * p36 61
his pp 204.653, 4.328 * p37 62
his pp 204.847, 3.758 * p38 63
his pp 206.618, 5.129 * p39 64
his pp 206.691, 4.838 * p40 65

*

his pp 201.49 3.8
his pp 201.56 3.53
his pp 202.46 4.05
his pp 202.53 3.77
his pp 202.85 4.14
his pp 202.92 3.87

his ncyc 500

bound co 299 109 xvel=0 yvel=0
bound co 299 109 imp

bound co 135 273 xvel=0 yvel=0
bound co 135 273 imp

his syy 202.32,4.205
his pp 203.97,4.62
cy t=1.495
save talud3-1.sav

return

Appendix D: De consolidatie-vergelijking voor homogeen materiaal

Voor het berekenen van de waterspanningen in een homogeen grondpakket door het opleggen van een variërende belasting wordt uitgegaan van de volgende consolidatievergelijking:

$$k_d \Delta \phi - \rho g(n \beta + \alpha) \frac{\partial \phi}{\partial t} = -\alpha \rho g \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{D.1})$$

met:

k_d	doorlatendheid ondergrond [m/s]
ϕ	waterspanning [m]
β	samendrukbaarheid water [m ² /N]
α	samendrukbaarheid korrelskelet [m ² /N]
ρ	dichtheid water [kg/m ³]
g	versnelling [m/s ²]
H	externe belasting [m]

Bij de afleiding van (D.1) is aangenomen dat de doorlatendheid k_d onafhankelijk is van de positie. De samendrukbaarheid van het water is afhankelijk van het luchtgehalte in het water en hangt met deze samen volgens de formule van Verruijt:

$$\beta = \beta_0 + \frac{s}{Pa} \quad (\text{D.2})$$

met:

β	samendrukbaarheid water [m ² /N]
β_0	samendrukbaarheid voor puur water [m ² /N]
s	luchtgehalte [volumedelen]
Pa	atmosferische druk [N/2]

De samendrukbaarheid van het korrelskelet wordt verkregen uit:

$$\alpha = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)E} \quad (\text{D.3})$$

met:

E elasticiteitsmodulus [N/2]

ν Poissonverhouding

Wanneer de belasting slechts langs een richting varieert hoeft vergelijking (D.1) slechts in twee dimensies worden beschouwd:

$$\frac{\partial^2 \phi(x,y,t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi(x,y,t)}{\partial y^2} - \frac{\rho g(n\beta + \alpha)}{k_d} \frac{\partial \phi(x,y,t)}{\partial t} = - \frac{\alpha \rho g}{k_d} \frac{\partial H(x,t)}{\partial t} \quad (\text{D.4})$$

Een geschikte manier om deze vergelijking op te lossen is door gebruik te maken van een Fouriertransformatie over x en t . Fouriergetransformeerden ψ en F van respectievelijk ϕ en H worden gegeven door:

$$\psi(k,y,\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} dt \int_{-\infty}^{+\infty} dx \exp^{-i(kx - \omega t)} \phi(x,y,t) \quad (\text{D.5})$$

$$F(k,\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} dt \int_{-\infty}^{+\infty} dx \exp^{-i(kx - \omega t)} H(x,t) \quad (\text{D.6})$$

Toepassen van een inverse transformatie op respectievelijk ψ en F leveren weer ϕ en H op:

$$\phi(x,y,t) = \int_{-\infty}^{+\infty} dt \int_{-\infty}^{+\infty} dx \exp^{+i(kx - \omega t)} \psi(k,y,\omega) \quad (\text{D.7})$$

$$H(x,t) = \int_{-\infty}^{+\infty} dt \int_{-\infty}^{+\infty} dx \exp^{+i(kx - \omega t)} F(k,\omega) \quad (\text{D.8})$$

Na een Fouriertransformatie over t en x gaat vergelijking (D.4) over in:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} - (i\lambda + k^2)\psi + i\mu F = 0 \quad (\text{D.9})$$

waarin:

$$\lambda = \frac{\omega g \rho (\beta n + \alpha)}{k_d} \quad (\text{D.10})$$

$$\mu = \frac{\omega g \rho \alpha}{k_d} \quad (\text{D.11})$$

Na deze Fouriertransformatie is oplossing van (D.9) triviaal geworden:

$$\psi = \frac{i\mu F}{i\lambda + k^2} + A e^{+\sqrt{k^2 + i\lambda}y} + B e^{-\sqrt{k^2 + i\lambda}y} \quad (\text{D.12})$$

De waarden voor A en B worden bepaald door de gestelde randvoorwaarden. Voor een grondpakket met een dikte L, dat op $y=0$ wordt belast en waarvan de onderzijde impermeabel is gelden de volgende randvoorwaarden:

$$\phi(x, y=0, t) = H(x, t) \quad (\text{D.13})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial y}(x, y=L, t) = 0 \quad (\text{D.14})$$

Ten gevolge van de Fouriertransformatie worden deze randvoorwaarden voor ϕ getransformeerd naar randvoorwaarden voor ψ :

$$\psi(k, y=0, \omega) = 0 \quad (\text{D.15})$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial y}(k, y=L, \omega) = 0 \quad (\text{D.16})$$

Hieruit volgen voor A en B:

$$A = F \left(1 - \frac{i\mu}{i\lambda + k^2}\right) \frac{C}{1 + C} \quad (\text{D.17})$$

$$B = F \left(1 - \frac{i\mu}{i\lambda + k^2}\right) \frac{1}{1 + C} \quad (\text{D.18})$$

met C gegeven door:

$$C = e^{-2\sqrt{k^2+i\lambda} L} \quad (\text{D.19})$$

Daarmee wordt de algemene oplossing van (D.14) die voldoet aan de in (D.15) en (D.16) gestelde randvoorwaarden gegeven door:

$$\Psi(k, y, \omega) = F \left[\frac{i\mu}{i\lambda + k^2} + \left(1 - \frac{i\mu}{i\lambda + k^2}\right) \left(\frac{e^{\sqrt{k^2+i\lambda}(y-2L)} + e^{-\sqrt{k^2+i\lambda}y}}{1 + e^{-2\sqrt{k^2+i\lambda}L}} \right) \right] \quad (\text{D.20})$$

zodat de gezochte oplossing van (D.4) gegeven wordt door:

$$\begin{aligned} \Phi(x, y, t) &= \int_{-\infty}^{\infty} d\omega \int_{-\infty}^{\infty} dk F(k, \omega) e^{+i(kx - i\omega t)} \\ & \left[\frac{i\mu}{i\lambda + k^2} + \left(1 - \frac{i\mu}{i\lambda + k^2}\right) \left(\frac{e^{+\sqrt{k^2+i\lambda}(y-2L)} + e^{-\sqrt{k^2+i\lambda}y}}{1 + e^{-2\sqrt{k^2+i\lambda}L}} \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{D.21})$$

Ofwel in combinatie met (D.8):

$$\begin{aligned} \Phi(x, y, t) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} d\omega \int_{-\infty}^{\infty} dk \int_{-\infty}^{\infty} dt' \int_{-\infty}^{\infty} dx' H(x', t') e^{+ik(x-x') - i\omega(t-t')} \\ & \left[\frac{i\mu}{i\lambda + k^2} + \left(1 - \frac{i\mu}{i\lambda + k^2}\right) \left(\frac{e^{+\sqrt{k^2+i\lambda}(y-2L)} + e^{-\sqrt{k^2+i\lambda}y}}{1 + e^{-2\sqrt{k^2+i\lambda}L}} \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{D.22})$$

Voor de praktische uitvoering van de bovenstaande Fouriertransformaties zijn diverse numerieke algoritmen ontwikkeld die bekend staan onder de naam Fast-Fourier-Transforms (FFT) (zie bijvoorbeeld Press, 1988).

Bij de afleiding van het bovenstaande is expliciet verondersteld dat de doorlatendheid k_d en de porositeit n onafhankelijk van de plaats (en ook tijd) zijn. Variëren deze over de ruimte, of veranderen deze als gevolg van de inwerking van belasting $H(x,t)$ dan zal in plaats van de (lineaire) consolidatievergelijking (D.1) een niet-lineaire differentiaalvergelijking voor ϕ worden gevonden. Deze is zonder numerieke technieken niet op te lossen.

Wanneer de doorlatendheid en de porositeit echter niet al te sterk variëren kan (D.22) nog steeds als eerste benadering voor ϕ gebruikt worden (de zogenaamde WKB-benadering). In dat geval moet in (D.22) in plaats van constante waarden voor k en n , van de plaats en/of tijd afhankelijke functies voor k en n worden ingevuld.

Wanneer variaties van k_d en n over de ruimte aanzienlijk zijn, kan een tweede benadering eruit bestaan om het gehele gebied op te delen in deelgebieden waarop variaties in k en n beperkt zijn. In ieder van deze deelgebieden wordt een waterspanningsverdeling gevonden analoog aan de oplossing uit (D.22). Het enige wat rest om de oplossingen in ieder der deelgebieden op een continue wijze op de randen aan elkaar te verbinden.

Een andere belangrijke aanname bij de afleiding van (D.1) is de aanname dat er een lineair verband bestaat tussen drukverschil en flux. Voor niet-laminaire stroming is dit zeker niet het geval. Een rigoureuze aanpak zal dan wederom tot een niet-lineaire differentiaalvergelijking leiden.

Ook in dat geval kan in bijzondere gevallen de oplossing van de lineaire vergelijking (D.22) nog gebruikt worden; daartoe kan het volgende iteratieschema worden toegepast. Definieer een k_d die overeenkomt met een lineair verband tussen drukverschil en stroomsnelheid:

$$q = k_d(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (D.23)$$

Op deze wijze gedefinieerd hangt k_d af van het lokaal heersende verhang. Vervolgens wordt een eerste schatting voor het verhang gemaakt. Uit de daarbij behorende k_d wordt de oplossing van de lineaire vergelijking (1) berekend. Vervolgens kan op basis van de gevonden ϕ en het werkelijk verband tussen drukverschil en stroomsnelheid een nieuwe afschatting voor k_d worden gemaakt. Deze kan weer gebruikt worden om een nieuwe benadering voor ϕ te verkrijgen waarna weer een nieuwe afschatting voor k_d wordt verkregen etc.

Appendix E: 1-D consolidatievergelijking

De oplossing van de 1-dimensionale consolidatievergelijking kan worden verkregen uit de oplossing van de 2-dimensionale vergelijking (zie appendix D) wanneer de belasting H onafhankelijk van x wordt genomen:

$$H(x,t) = H(t) \quad \text{onafhankelijk van } x \quad (\text{E.1})$$

Gebruikmakend van het feit dat:

$$\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} dx e^{ik(x-x')} = \delta(k) \quad (\text{E.2})$$

volgt uit vergelijking (D.22) direct:

$$\begin{aligned} \phi(x,t) = & \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} d\omega \int_{-\infty}^{\infty} dt' H(t') e^{-i\omega(t-t')} \\ & \left[\frac{\mu}{\lambda} + \left(1 - \frac{\mu}{\lambda}\right) \frac{e^{+\sqrt{+i\lambda}(y-2L)} + e^{-\sqrt{+i\lambda}y}}{1 + e^{-2\sqrt{+i\lambda}L}} \right] \end{aligned} \quad (\text{E.3})$$

Wanneer de belasting slechts een harmonische component bevat d.w.z.:

$$H(t) = H_0 e^{+i\omega_0 t} \quad (\text{E.4})$$

volgt in combinatie met:

$$\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} dt' e^{+i(\omega+\omega_0)t'} = \delta(\omega+\omega_0) \quad (\text{E.5})$$

de eenvoudige oplossing:

$$\Phi(y,t) = H_0 e^{+i\omega_0 t} \left[\frac{\mu}{\lambda} + \left(1 - \frac{\mu}{\lambda}\right) \frac{e^{+\sqrt{i\lambda}(y-2L)} + e^{-\sqrt{i\lambda}y}}{1 + e^{-2\sqrt{i\lambda}L}} \right] \quad (\text{E.6})$$

Hierin is:

$$\frac{\mu}{\lambda} = \frac{\alpha}{\beta n + \alpha} \quad \alpha = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)E_{\text{bulk}}} \quad (\text{E.7})$$

$$\lambda = \frac{\omega g \rho (\beta n + \alpha)}{k_d} \quad (\text{E.8})$$

met:

β	samendrukbaarheid water [m ² /N]
n	porositeit [-]
α	samendrukbaarheid korrelskelet [m ² /N]
g	versnelling [m/s ²]
ρ	dichtheid water [kg/m ³]
k_d	doorlatendheid [m/s]
ν	Poisson verhouding [-]
E_{bulk}	elasticiteitsmodulus van het bulkmateriaal [N/m ²]
ω	(hoek)frequentie [1/s]
L	dikte grondpakket [m]

Deze vorm is in een LOTUS-spreadsheet verwerkt en gebruikt om voor een sinusoidale belasting de uitkomsten van UDEC te vergelijken met die van een 1-dimensionale consolidatie-som (zie bijlage E.1). De benodigde parameters worden als volgt uit de UDEC-parameters bepaald:

$$\beta = \frac{1}{K_w} \quad (\text{E.9})$$

$$n = \frac{V_s}{V_b} \quad (\text{E.10})$$

met

V_s	volume spleten [m ³]
V_b	volume blokken [m ³]

$$k_d = \frac{1}{12\mu} \rho g \frac{a^3}{S} \quad (\text{E.11})$$

met

a spleetbreedte [m]
 S afstand tussen spleten [m]
 μ dynamische viscositeit [Pa.s]

$$\frac{1}{E_{bulk}} = \frac{1}{E} + \frac{1}{E_{spleet}} \quad (\text{E.12})$$

met:

$$E = \frac{3G}{1+(G/3K)} \quad (\text{E.13})$$

$$E_{spleet} = JTN * S \quad (\text{E.14})$$

De waarde van de Poissonverhouding die moet worden gebruikt heeft betrekking op het bulkmateriaal. De Poissonverhouding voor de klei wordt gevonden uit:

$$v = \frac{E}{2G} - 1 = \frac{1(1 - 2G/3K)}{2(1+G/3K)} \quad (\text{E.15})$$

Voor het bulkmateriaal als geheel zou op analoge wijze een Poissonverhouding kunnen worden gedefinieerd door:

$$v_{bulk} = \frac{E_{bulk}}{2G_{bulk}} - 1 \quad (\text{E.16})$$

De glijdingsmodulus voor het bulkmateriaal wordt berekend aan de hand van:

$$\frac{1}{G_{bulk}} = \frac{1}{G} + \frac{1}{G_{spleet}} \quad (\text{E.17})$$

met:

$$G_{spleet} = JSN * S \quad (\text{E.18})$$

Het blijkt dat de resultaten van een 1d-consolidatiesom sterk afhankelijk zijn van de gebruikte waarde voor de Poissonverhouding. Ter illustratie hiervan is in bijlage E.2 de demping als functie van de diepte weergegeven voor een aantal waarden van v . De overige parameters werden

constant gehouden ($n=8 \cdot 10^{-4}$, $k=7.7 \cdot 10^{-6}$, $E=7.5 \text{ MPa}$, $K_w=1 \text{ MPa}$). In deze figuur valt waar te nemen dat demping alleen optreedt wanneer v dicht in de buurt van een 0.5 ligt. In bijlage E.3 zijn voor dezelfde gevallen de fase draaiingen als functie van de diepte weergegeven. Ook hier zien we dat alleen duidelijke fase draaiing optreedt wanneer de Poissonverhouding dichtbij een 0.5 ligt.

Appendix F: Berging in een discreet systeem

Teneinde de waterspanningen in een onregelmatig geheel van scheuren en spleten te beschrijven wordt verondersteld dit systeem benaderd kan worden door een netwerk van verbindingen waarbij ten hoogste vier vertakkingen in een knooppunt tesamenkomen (figuur F.1).

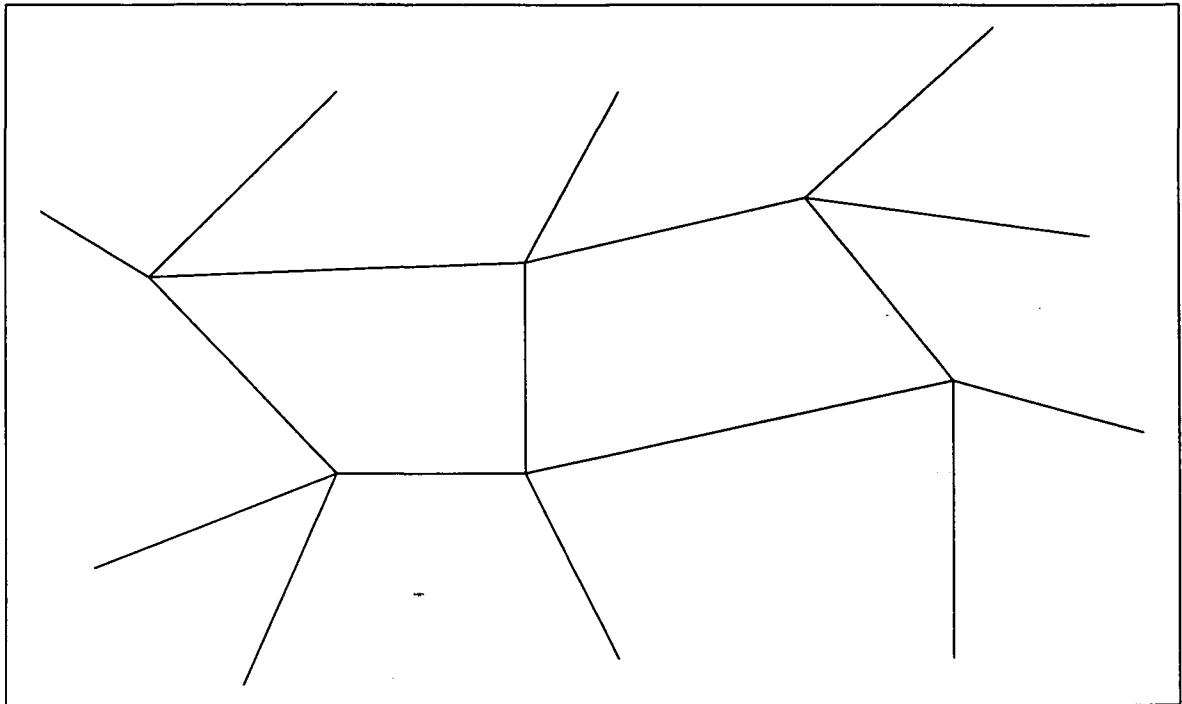


Figure F.1

In ieder van de takken van het netwerk is een 1-dimensionale consolidatievergelijking geldig. Uit de beschouwing over een 1-dimensionale bergingsvergelijking volgt dat oplossing voor een individuele tak kan worden geschreven als (zie appendix F):

$$\phi(x) = \lambda^+ \phi_{\lambda^+}(x) + \lambda^- \phi_{\lambda^-}(x) + \lambda^0 \quad (\text{F.1})$$

hierin zijn ϕ^+ en ϕ^- de exponentieel toe- en afnemende oplossingen en λ^0 een van x onafhankelijke constante:

$$\phi_{\lambda}^{+}(x) = e^{+\sqrt{i\lambda} x} \quad (\text{F.2})$$

$$\phi_{\lambda}^{-}(x) = e^{-\sqrt{i\lambda} x} \quad (\text{F.3})$$

$$\lambda^0 = \frac{\mu F}{\lambda} \quad (\text{F.4})$$

De waarden van de λ^{+} en λ^{-} worden vastgelegd door twee randvoorwaarden. De oplossingen ϕ^{+} en ϕ^{-} zijn van de index λ voorzien om aan te duiden dat deze oplossingen afhangen van doorlatendheid, lengte van de tak etc (zie Appendix E). Ten behoeve van gemak wordt voor de afgeleide naar de plaats de volgende notatie ingevoerd:

$$\bar{\phi} = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (\text{F.5})$$

Teneinde de oplossing op het gehele netwerk met de juiste randvoorwaarden uit de oplossingen in de individuele vertakkingen samen te stellen wordt de oplossing in een knooppunt nader bekeken (figuur F.2).

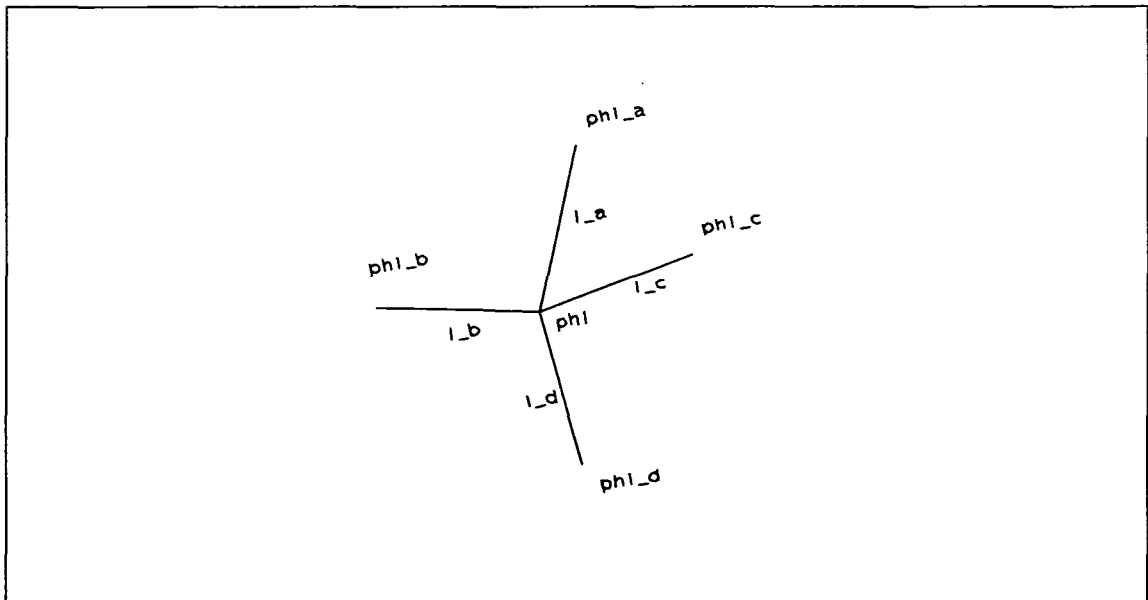


Figure F.2

Voor elk van de vertakkingen van het knooppunt is een elementaire oplossing geldig. Derhalve geldt voor de spanning ϕ in het knooppunt:

Daarnaast is er de voorwaarde de totale stroming naar een knooppunt nul is:

$$\begin{aligned}
\phi &= \alpha^+ \phi_\alpha^+(l_\alpha) + \alpha^- \phi_\alpha^-(l_\alpha) + \alpha^0 \\
\phi &= \beta^+ \phi_\beta^+(l_\beta) + \beta^- \phi_\beta^-(l_\beta) + \beta^0 \\
\phi &= \gamma^+ \phi_\gamma^+(l_\gamma) + \gamma^- \phi_\gamma^-(l_\gamma) + \gamma^0 \\
\phi &= \delta^+ \phi_\delta^+(l_\delta) + \delta^- \phi_\delta^-(l_\delta) + \delta^0
\end{aligned} \tag{F.6}$$

$$\begin{aligned}
&\alpha^+ \overline{\phi_\alpha^+}(l_\alpha) + \alpha^- \overline{\phi_\alpha^-}(l_\alpha) + \\
&\beta^+ \overline{\phi_\beta^+}(l_\beta) + \beta^- \overline{\phi_\beta^-}(l_\beta) + \\
&\gamma^+ \overline{\phi_\gamma^+}(l_\gamma) + \gamma^- \overline{\phi_\gamma^-}(l_\gamma) + \\
&\delta^+ \overline{\phi_\delta^+}(l_\delta) + \delta^- \overline{\phi_\delta^-}(l_\delta) = 0
\end{aligned} \tag{F.7}$$

Verdere vergelijkingen volgen uit de randvoorwaarden die aan het uiteinde van ieder der vertakkingen wordt opgelegd. Wanneer we veronderstellen dat de drukken aan de uiteinden gegeven worden door respectievelijk ϕ_α , ϕ_β , ϕ_γ en ϕ_δ dan geldt:

$$\begin{aligned}
\phi_\alpha &= \alpha^+ \phi_\alpha^+(0) + \alpha^- \phi_\alpha^-(0) + \alpha^0 \\
\phi_\beta &= \beta^+ \phi_\beta^+(0) + \beta^- \phi_\beta^-(0) + \beta^0 \\
\phi_\gamma &= \gamma^+ \phi_\gamma^+(0) + \gamma^- \phi_\gamma^-(0) + \gamma^0 \\
\phi_\delta &= \delta^+ \phi_\delta^+(0) + \delta^- \phi_\delta^-(0) + \delta^0
\end{aligned} \tag{F.8}$$

Uit bovenstaande vergelijking kunnen de onbekenden α^+ , α^- , β^+ , β^- , γ^+ , γ^- , δ^+ en δ^- en ϕ worden opgelost. In matrixnotatie luiden deze vergelijkingen:

$$A x = b \tag{F.9}$$

met:

$$x = \begin{pmatrix} \phi \\ \alpha^+ \\ \alpha^- \\ \beta^+ \\ \beta^- \\ \gamma^+ \\ \gamma^- \\ \delta^+ \\ \delta^- \end{pmatrix} \quad \text{en} \quad b = \begin{pmatrix} -\alpha^0 \\ -\beta^0 \\ -\gamma^0 \\ -\delta^0 \\ -\phi_\alpha - \alpha^0 \\ -\phi_\beta - \beta^0 \\ -\phi_\gamma - \gamma^0 \\ -\phi_\delta - \delta^0 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{F.11}$$

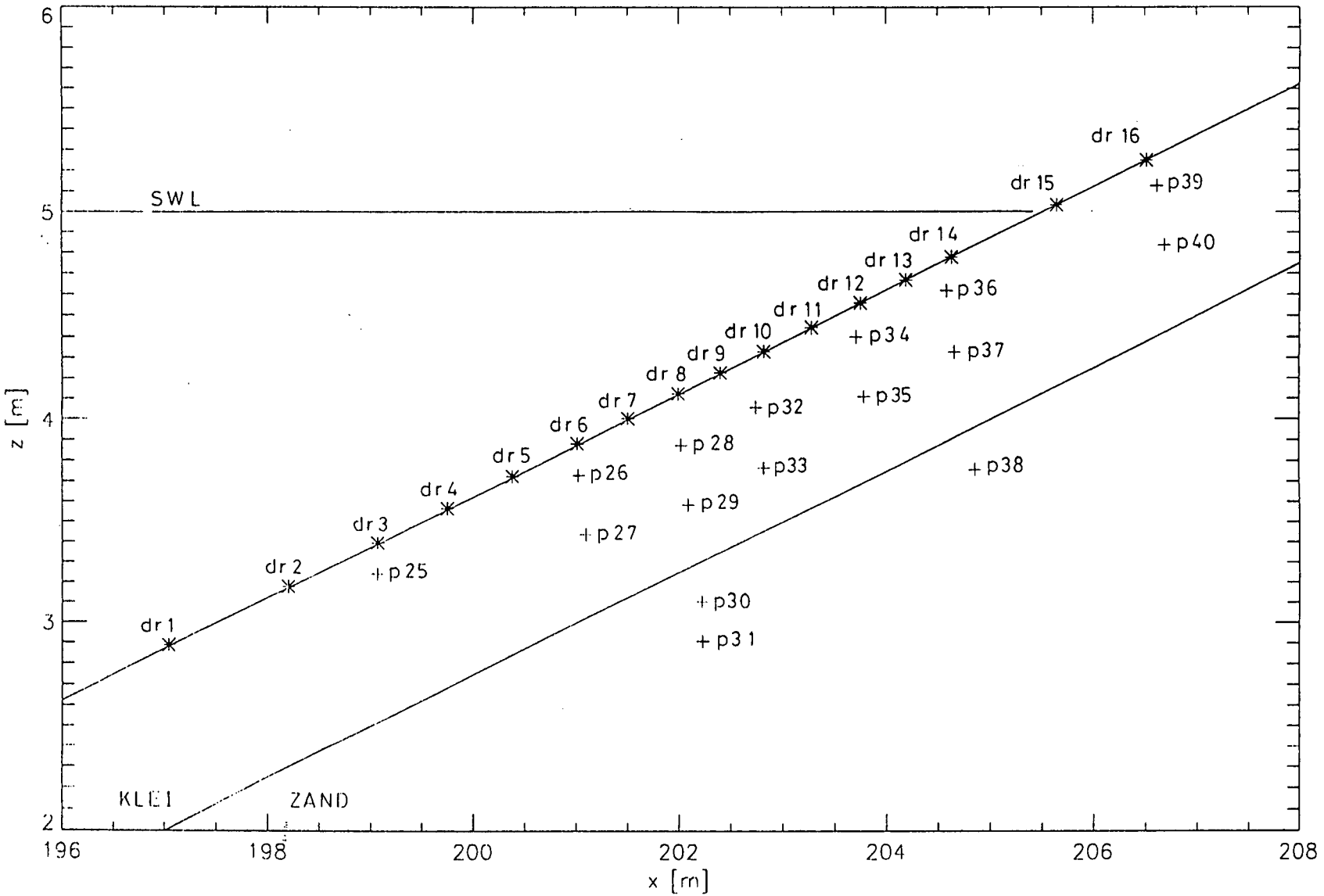
$$A = \begin{pmatrix} -1 & \phi_{\alpha}^{+}(l_{\alpha}) & \phi_{\alpha}^{-}(l_{\alpha}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & \phi_{\beta}^{+}(l_{\beta}) & \phi_{\beta}^{-}(l_{\beta}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \phi_{\gamma}^{+}(l_{\gamma}) & \phi_{\gamma}^{-}(l_{\gamma}) & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \phi_{\delta}^{+}(l_{\delta}) & \phi_{\delta}^{-}(l_{\delta}) & 0 \\ 0 & \phi_{\alpha}^{+}(0) & \phi_{\alpha}^{-}(0) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \phi_{\beta}^{+}(0) & \phi_{\beta}^{-}(0) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \phi_{\gamma}^{+}(0) & \phi_{\gamma}^{-}(0) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \phi_{\delta}^{+}(0) & \phi_{\delta}^{-}(0) & 0 \\ 0 & \bar{\phi}_{\alpha}^{+}(l_{\alpha}) & \bar{\phi}_{\alpha}^{-}(l_{\alpha}) & \bar{\phi}_{\beta}^{+}(l_{\beta}) & \bar{\phi}_{\beta}^{-}(l_{\beta}) & \bar{\phi}_{\gamma}^{+}(l_{\gamma}) & \bar{\phi}_{\gamma}^{-}(l_{\gamma}) & \bar{\phi}_{\delta}^{+}(l_{\delta}) & \bar{\phi}_{\delta}^{-}(l_{\delta}) & 0 \end{pmatrix} \quad (\text{F.10})$$

Na matrix-inversie (m.b.v. gebruikmakend van zgn. LU-decompositie) kan aldus ϕ worden bepaald.

Om het geheel van waterspanningen op het gehele netwerk te bepalen kan de volgende procedure worden toegepast: uitgaande van een eerste benadering voor alle spanningen in de knooppunten wordt aan de hand van de bovenstaande relatie en de waarden van de waterspanningen in de omringende punten een nieuwe benadering voor de waterspanning in een knooppunt gevonden. Door deze methode op ieder van de punten van het netwerk toe te passen kan op iteratieve wijze de waterspanningen op het netwerk worden gevonden.

Bovenstaande oplossing is echter slechts geldig voor een enkele harmonische component in de opgelegde waterspanning. Bij het opleggen van een willekeurige golfbelasting zal door middel van Fouriertechnieken elk van de harmonische bijdragen moeten worden bepaald. De totale waterspanning kan vervolgens worden gevonden uit de superpositie van de bijdragen van ieder van de harmonische componenten.

BIJLAGEN



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 36234 603 n

datum
1994-03-01

gdl.
KORT

MODELLERING RESTSTERKTE

CO- 346060

gez.

PLAATS WATERSPANNINGSMETERS

Blj. 2.3.1

gdl.
A4

GEOMETRIE TALUD

MODELLERING RESTSTERKTE



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Tellex (015) 61 08 21
Telex 36234 sod nl

get.	1994-03-01	datum
get.	CO- 346060	
form.	BJL. 2.3.2	
get.	A4	

JOB TITLE : ~~LX~~ 35.3

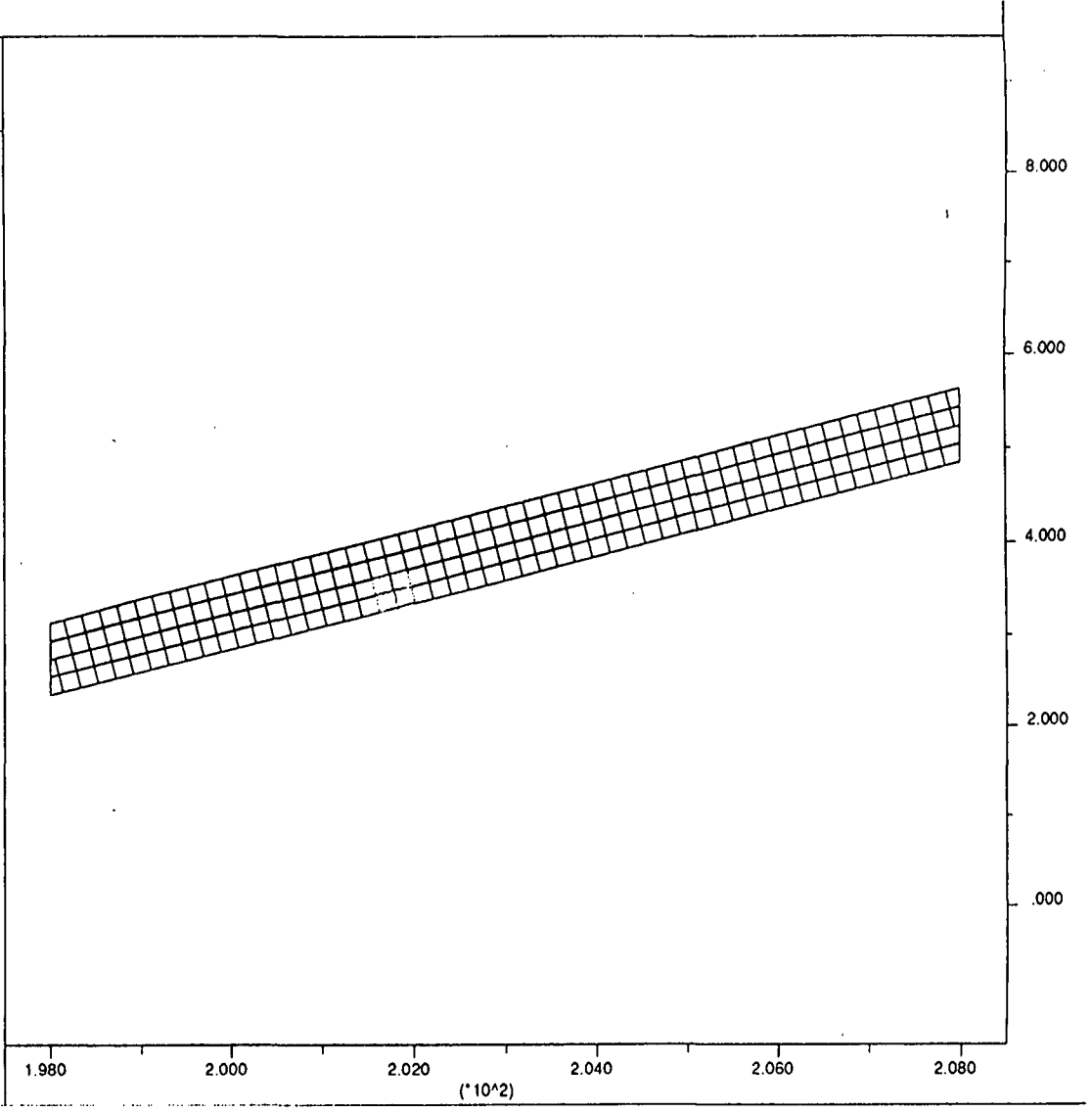
UDEC (Version 1.82)


LEGEND

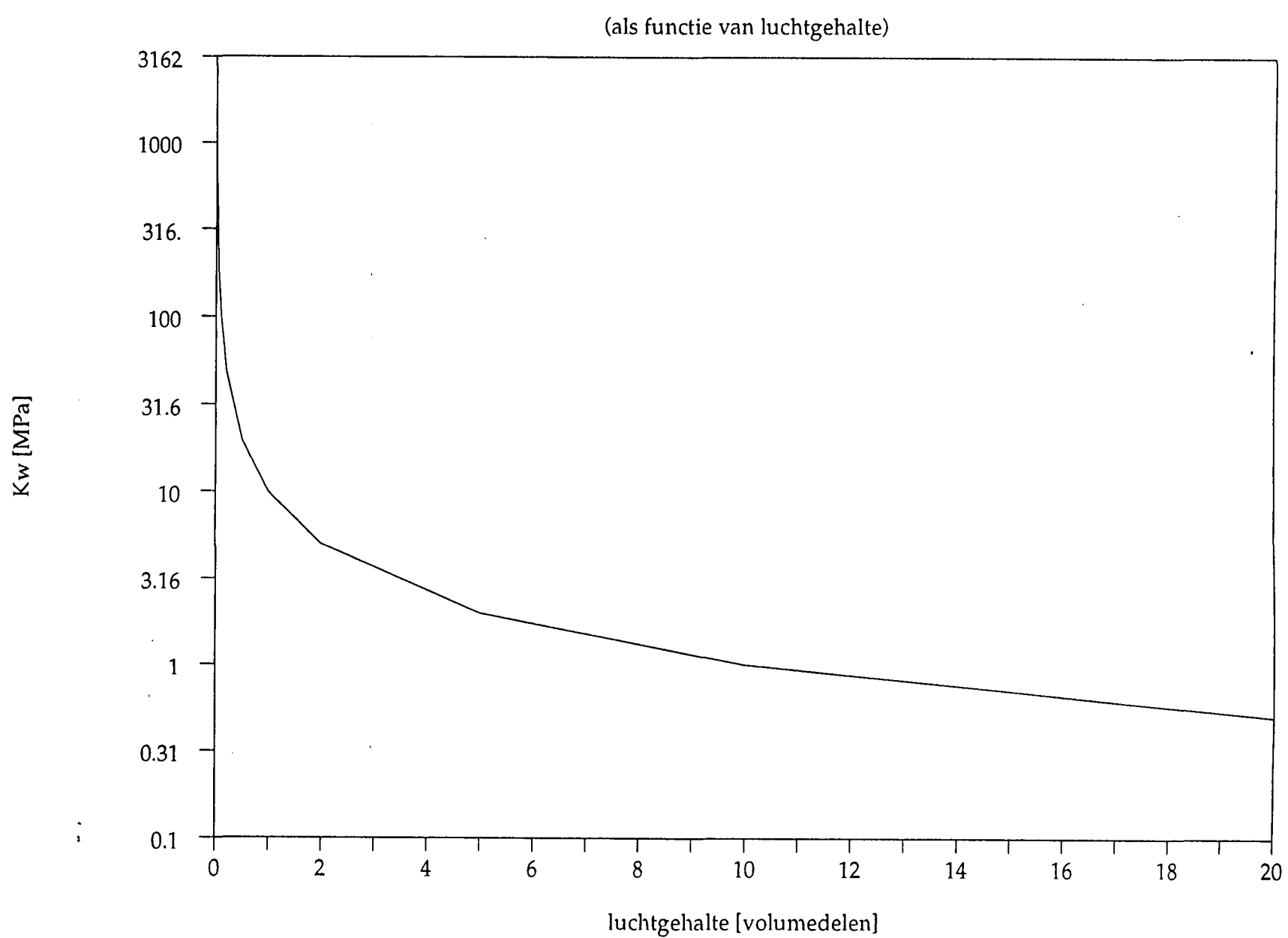
1/09/1994 22:47
cycle 677346
flow time = 2.797E-01 sec

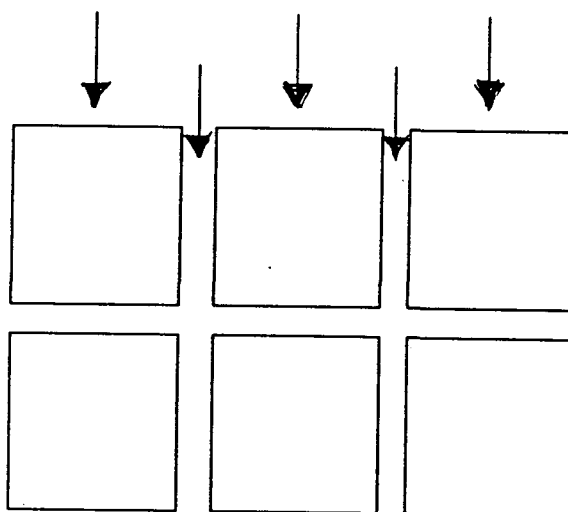
block plot
contact overlaps

Delft University of Technology
Section Rock Mechanics



 GRONDMECHANICA DELFT		Postbus 59, 2600 AB Delft Telefoon (015) 69 35 00	Telefax (015) 61 08 21 Telex 36234 sod nl
		datum 1994-03-01	gel. KORT
MODELLERING RESTSTERKTE		CO- 346060	gel. A4
COMPRESSIBILITEIT WATER		BIJL. 2.3.3	form. A4





**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 38234 soil nl

datum

1994-03-01

get.

KORT

MODELLERING RESTSTERKTE

CO- 346060

gez.

AANBRENGEN RANDVOORWAARDE

BIJL. 2.3.4

form.

A4

DEMPING IN SPLEET
MODELLERING RESTSTERKTE
GRONDMECHANICA DELFT
 Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21
 Teler 38234 ook nl
 datum
 1994-03-01
 gel.
 KORT
 CO- 346060
 Hofm
 form.
 A4

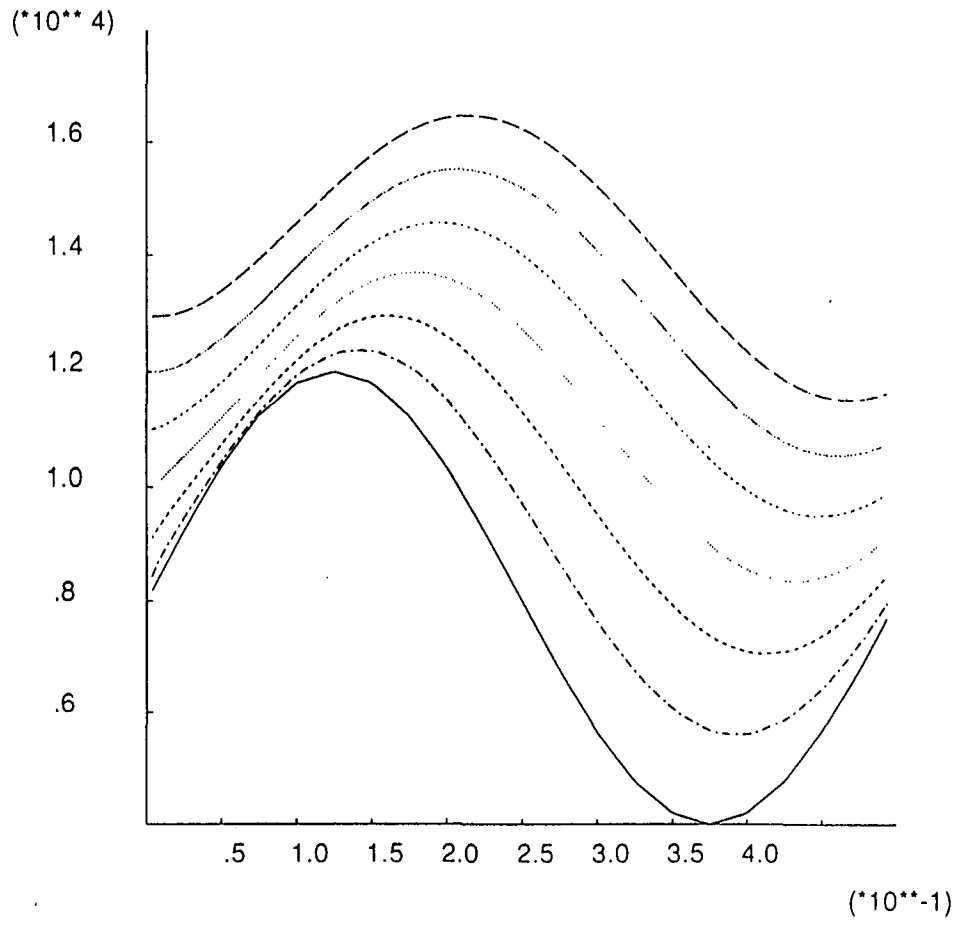
JOB TITLE : blok 53

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

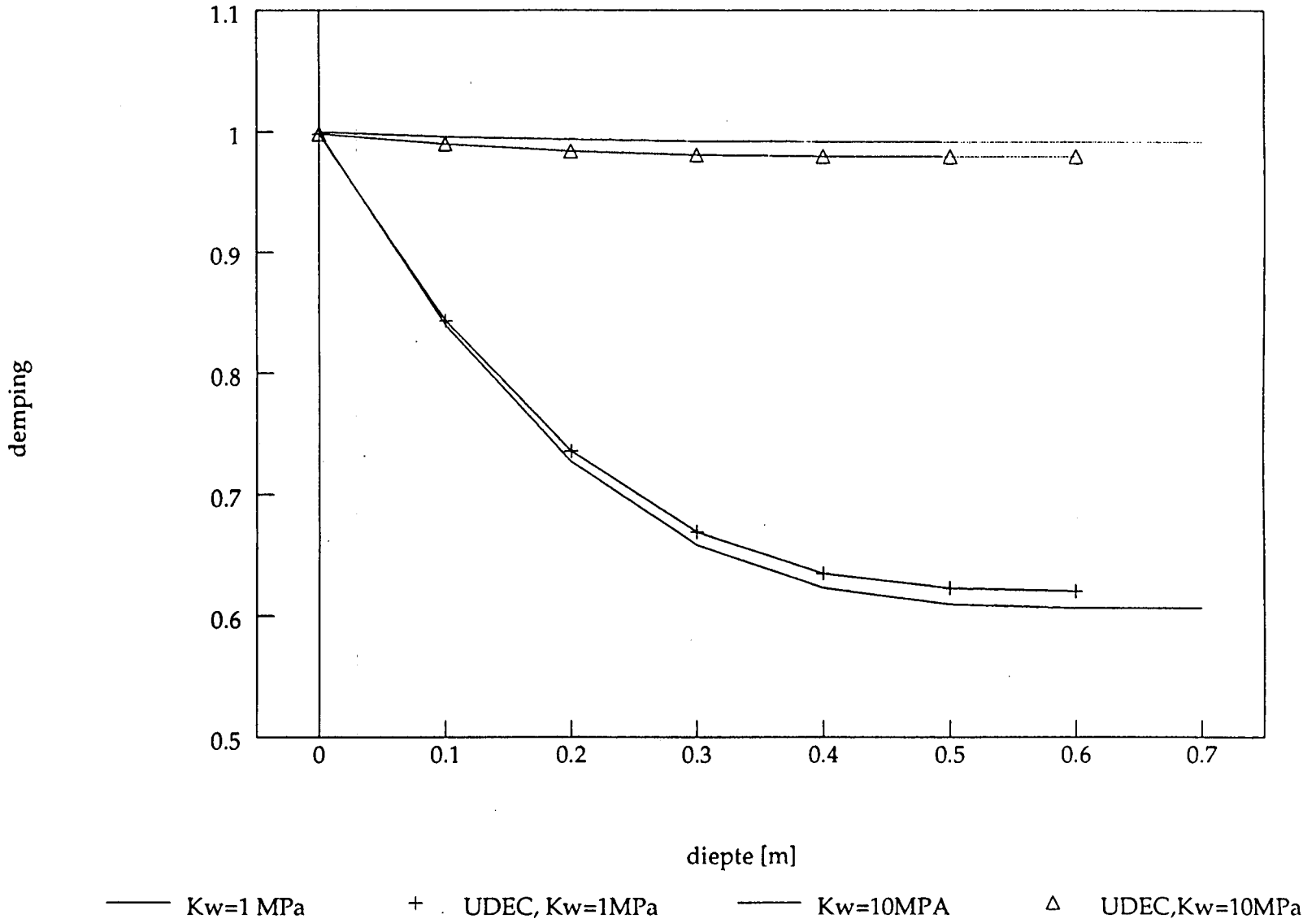
2/16/1994 14:37
 cycle 69631
 time 4.948E-01 sec
 flow time = 4.948E-01 sec

- 4.00E+03 <hist 1> 1.20E+04 ———
- 5.61E+03 <hist 2> 1.24E+04 - - - - -
- 7.07E+03 <hist 3> 1.30E+04 ·····
- 8.34E+03 <hist 4> 1.37E+04 - · - · -
- 9.49E+03 <hist 5> 1.46E+04 - · - · - ·
- 1.05E+04 <hist 6> 1.55E+04 - · - · - · -
- 1.15E+04 <hist 7> 1.65E+04 - - - - -

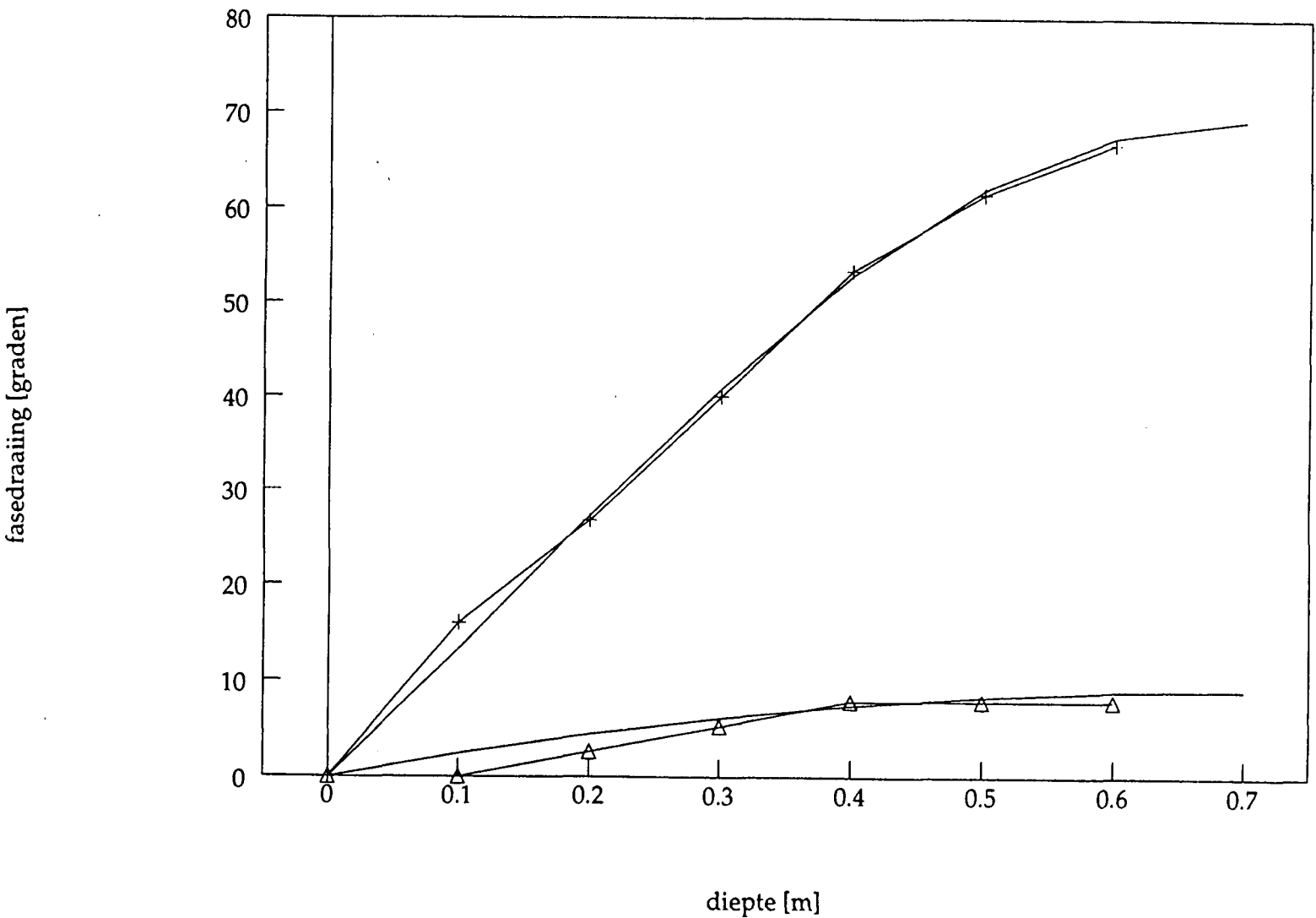


Delf University of Technology
Section Rock Mechanics

Enkele spleet (T=0.5 s)



Enkele spleet (T=0.5 s)



— Kw=1 MPa + UDEC, Kw=1MPa — Kw=10MPa Δ UDEC, Kw=10MPa

fasedraaiing [graden]

diepte [m]



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 36234 eod nl

MODELLERING RESTSTERKTE
VERGELIJKING UDEC 1D-consolidatie
FASEDRAAIING ENKELE SPLEET T=0.5s

1994-03-01

datum

CO- 346060

Ho fm

BIJL. 3.1.3

A4

form.

KORT

gsl

JOB TITLE: B23, B27, B28

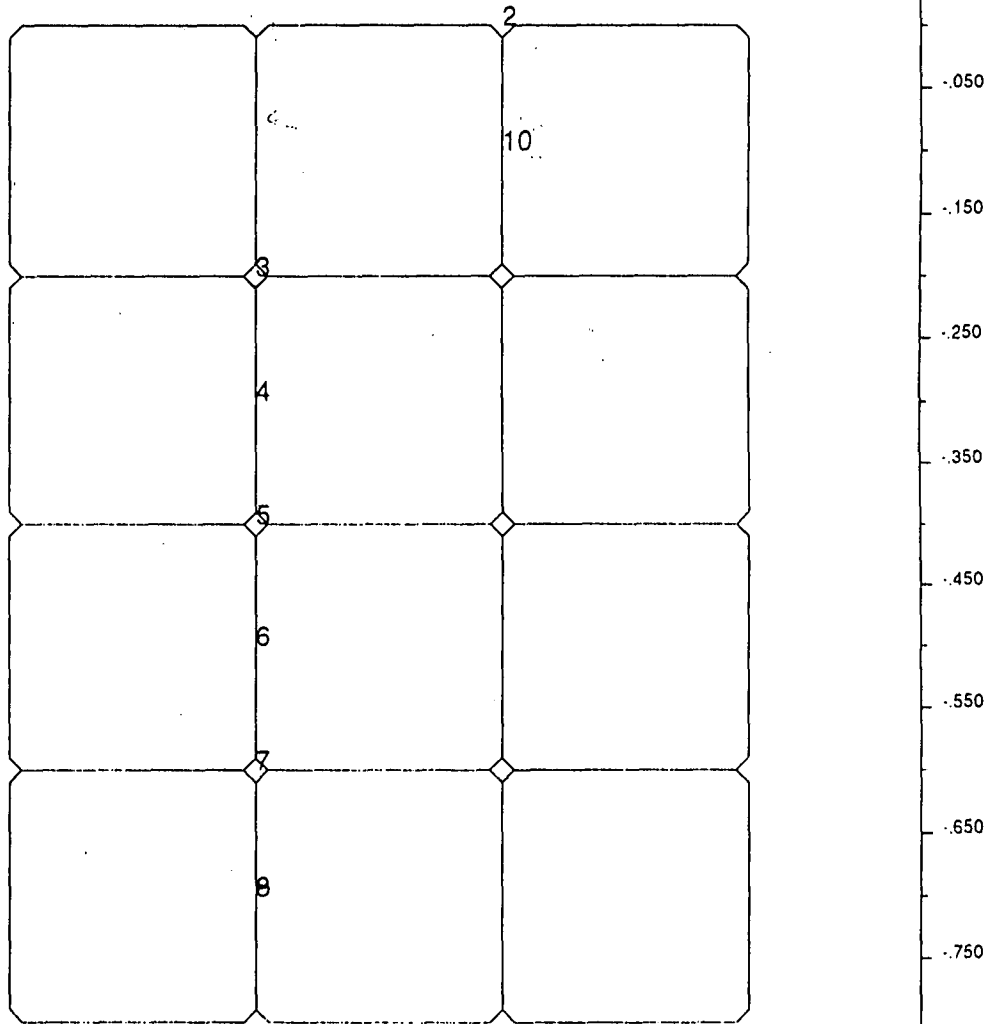
UDEC (Version 2.00)

LEGEND

1/20/1994 12:42
cycle 365962
time 5.008E+00 sec
flow time = 5.008E+00 sec

block plot
History Locations

Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
Delft

Postbus 69, 2600 AA Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 38234 soft nl

datum
1994-03-01

gdl.
KORT

MODELLERING RESTSTERKTE

CO- 346060

gdl.
Hofm

GEOMETRIE BLOKKENMODEL

BIJL. 3.2.1

gdl.
A4

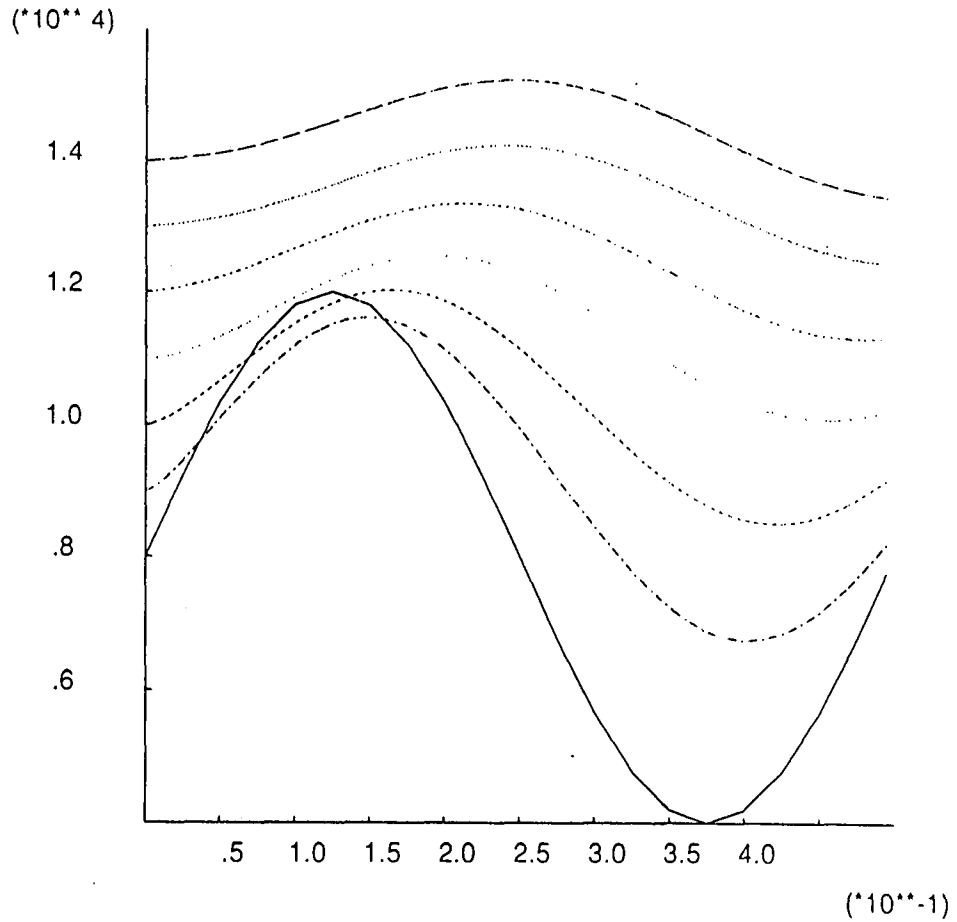
JOB TITLE : blok 46

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/16/1994 14:33
cycle 45255
time 4.949E-01 sec
flow time = 4.949E-01 sec

4.00E+03 <hist 3> 1.20E+04 ———
6.74E+03 <hist 4> 1.16E+04 - - - - -
8.50E+03 <hist 5> 1.20E+04 ·····
1.01E+04 <hist 6> 1.26E+04 - · - · -
1.13E+04 <hist 7> 1.34E+04 - · - · -
1.25E+04 <hist 8> 1.42E+04 - · - · -
1.35E+04 <hist 9> 1.52E+04 - · - · -



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telefax 36234 soil nl

MODELLERING RESTSTERKTE
JKN=3,2x10⁵ MPa/m; JKS=10⁵ MPa/m; JTENS=10³ MPa
RESPONS BIJ VERSCHILLENDE DIEPTEN

datum

1994-03-01

CO- 346060

BIJL. 3.2.2

gel.

KORT

Hofm

A4

form.

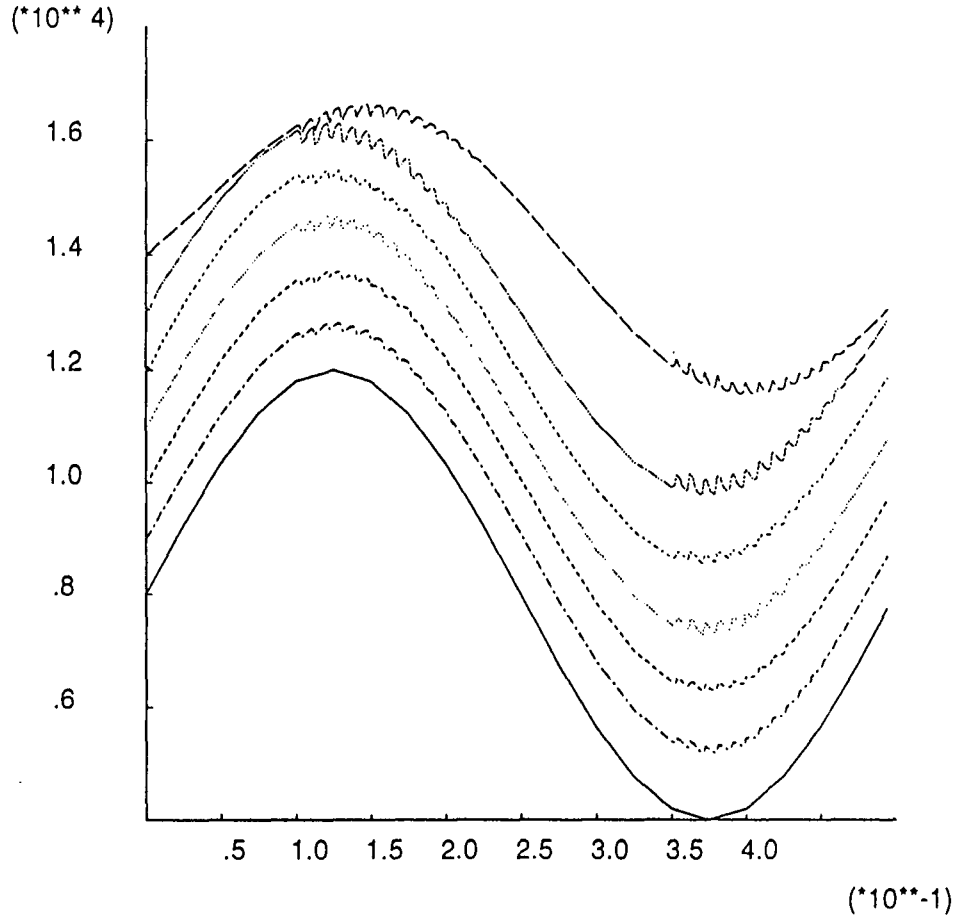
JOB TITLE : blok 52

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/16/1994 14:36
cycle 35446
time 4.951E-01 sec
flow time = 4.951E-01 sec

4.00E+03 <hist 3> 1.20E+04 ———
5.20E+03 <hist 4> 1.28E+04 - - - - -
6.29E+03 <hist 5> 1.37E+04 ·····
7.30E+03 <hist 6> 1.47E+04 - · - · -
8.55E+03 <hist 7> 1.55E+04 - · · · ·
9.78E+03 <hist 8> 1.63E+04 - · · · ·
1.16E+04 <hist 9> 1.66E+04 - - - - -



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 38234 soft n

datum
1994-03-01

CO- 346060

gml.
Hofm

gml.
KORT

MODELLERING RESTSTERKTE
JKN=JKS=10³MPa/m; JTENS=10³MPa
RESPONS BIJ VERSCHILLENDE DIEPTEN

BIJL. 3.2.3

form.
A4

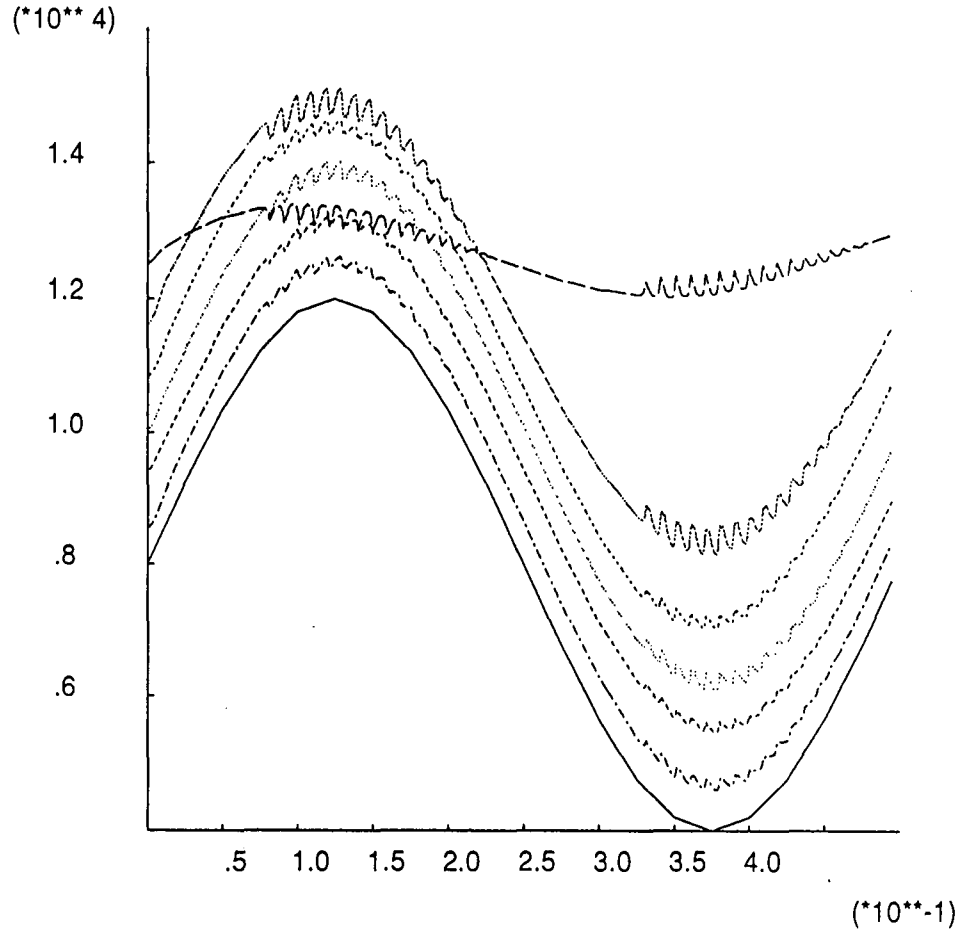
JOB TITLE : blok47

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/16/1994 14:33
cycle 35413
time 4.948E-01 sec
flow time = 4.948E-01 sec

4.00E+03 <hist 3> 1.20E+04 ———
4.61E+03 <hist 4> 1.26E+04 - - - - -
5.45E+03 <hist 5> 1.32E+04 ·····
6.08E+03 <hist 6> 1.40E+04 ·····
7.02E+03 <hist 7> 1.46E+04 - - - - -
8.15E+03 <hist 8> 1.51E+04 ·····
1.20E+04 <hist 9> 1.34E+04 - - - - -



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AA Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 38234 ext nr

datum
1994-03-01

getl
KORT

MODELLERING RESTSTERKTE

JKN=43 MPa/m; JKS=14 MPa/m; JTENS=10³ MPa

CO- 346060

getl
Hofm

RESPONS BIJ VERSCHILLENDE DIEPTEN

BIJL. 3.2.4

getl
A4

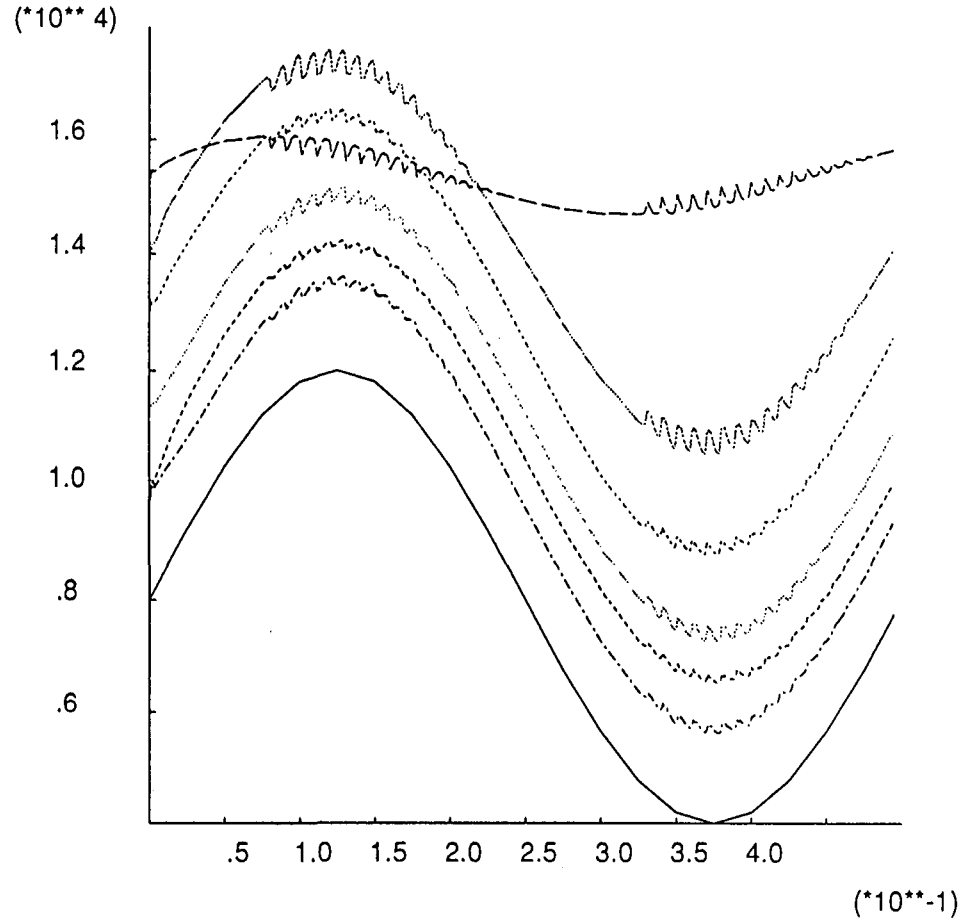
JOB TITLE : blok 48

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/16/1994 14:34
cycle 35413
time 4.948E-01 sec
flow time = 4.948E-01 sec

4.00E+03 <hist 3> 1.20E+04 ———
5.61E+03 <hist 4> 1.36E+04 - - - - -
6.53E+03 <hist 5> 1.42E+04 ·····
7.27E+03 <hist 6> 1.52E+04 - · - · -
8.79E+03 <hist 7> 1.65E+04 - · - · -
1.06E+04 <hist 8> 1.76E+04 - · - · -
1.47E+04 <hist 9> 1.61E+04 - - - - -



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 38234 eed nl

datum

1994-03-01

gepl.

KORT

CO- 346060

gepl.
Hofm

Bijl. 3.2.5

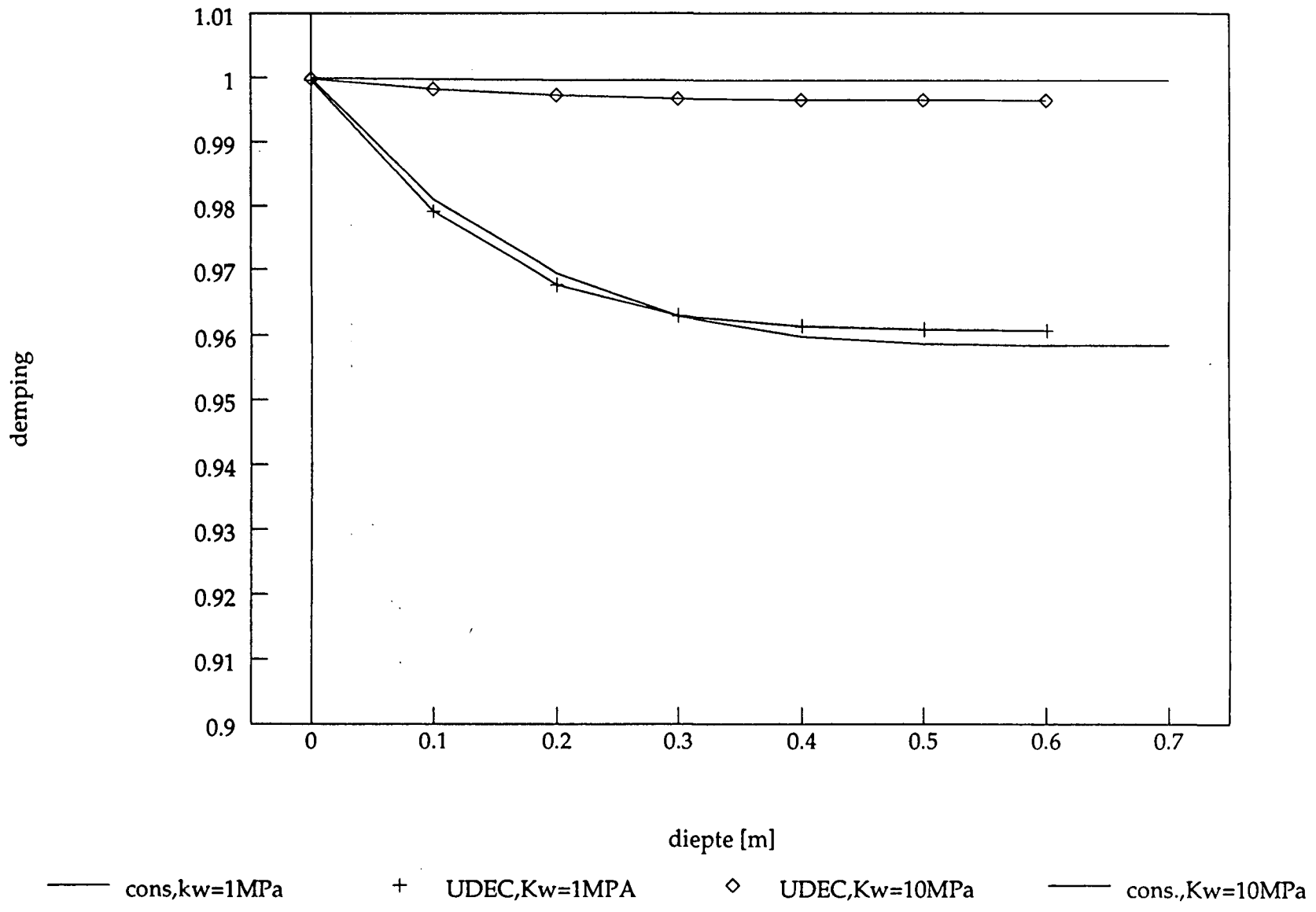
form.
A4

MODELLERING RESTSTERKTE

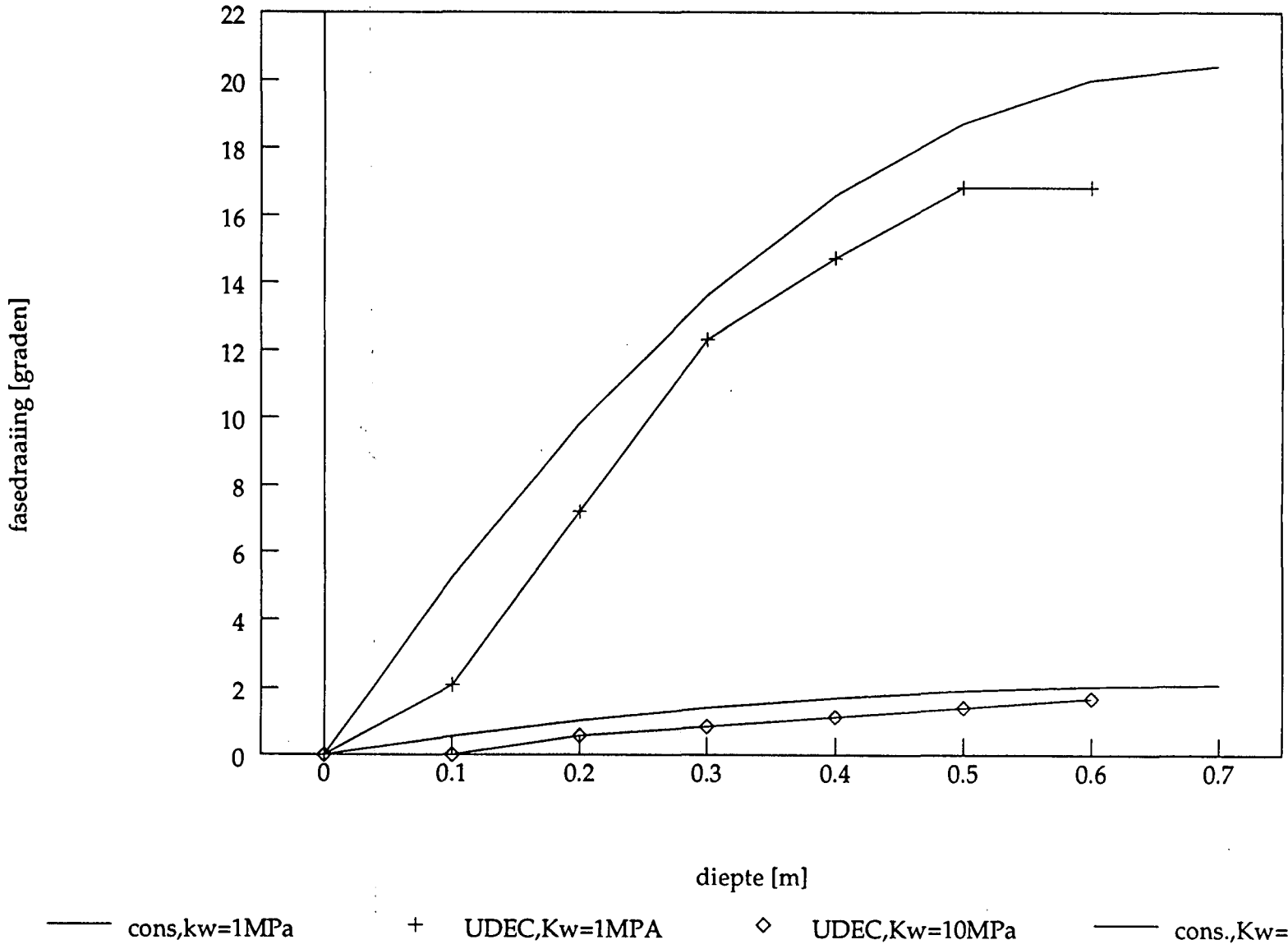
JKN=43 MPa/m; JKS=14 MPa/m; JTENS= 0

RESPONS BIJ VERSCHILLENDE DIEPTEN

blokken ($k=7.7e-6m/s, n=9.3e-4, T=5s$)



blokken ($k=7.7e-6m/s, n=9.3e-4, T=5s$)



GRONDMECHANICA
DELFT
 Postbus 59, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21
 Tele: 36234 web nl

MODELLERING RESTSTERKTE
 VERGELIJKING UDEC-1D-consolidatie
 FASEDRAAIING BLOKKEN

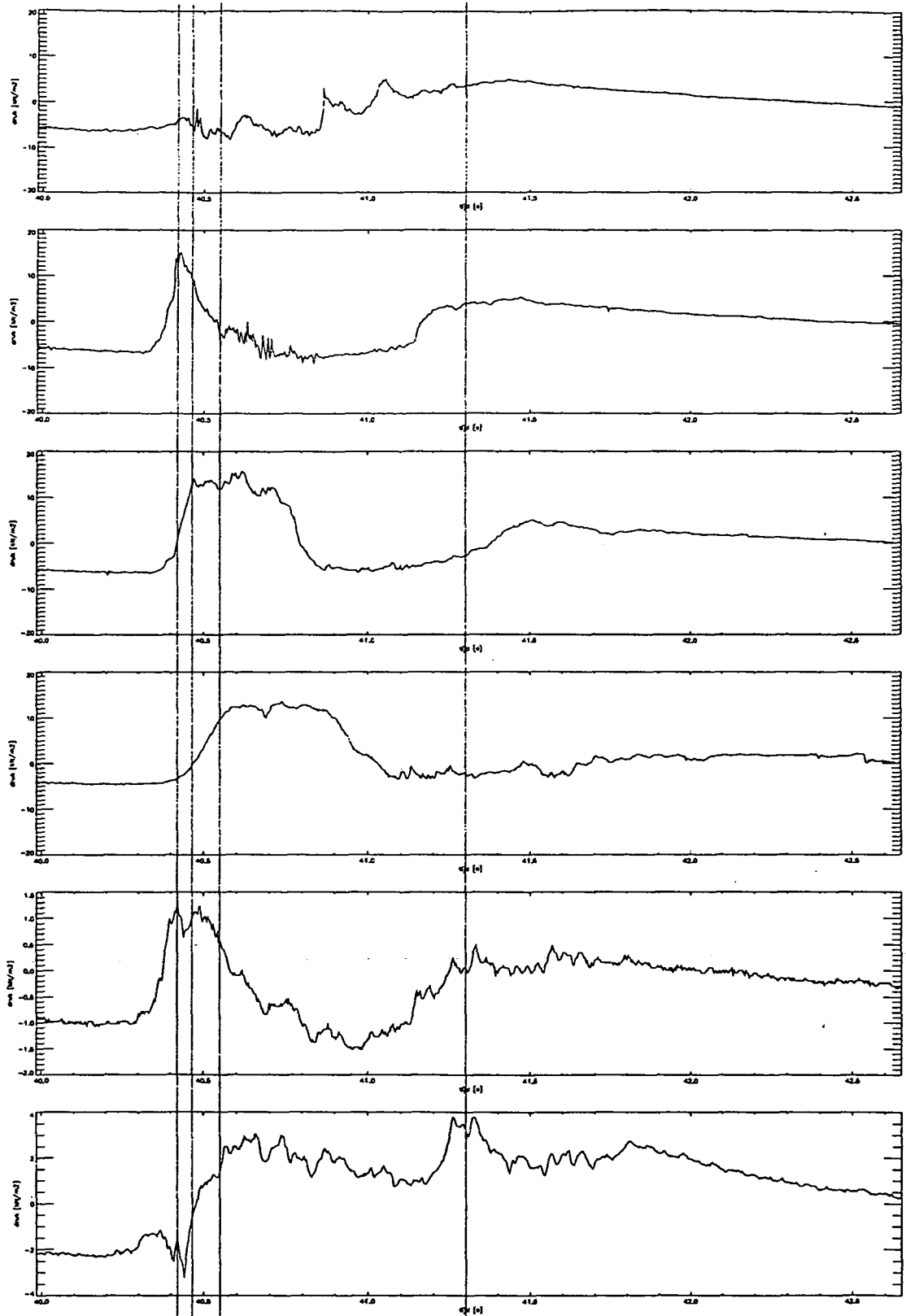
datum
 1994-03-01

get.
 KORT

form.
 A4

CO- 346060
 Hoftm

BIJL. 3.2.7



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 38234 sofl nl

datum

1994-03-01

get.

KORT

MODELLERING RESTSTERKTE
PROEF K11 WATERSPANNINGSVERANDERING TGV GOLFKLAP

CO- 346060

gez.

Hofm

C VAN boven naar onder d7,d8,d9,d10,p28 en p29

BIJL. 3.3.1

form.

A4

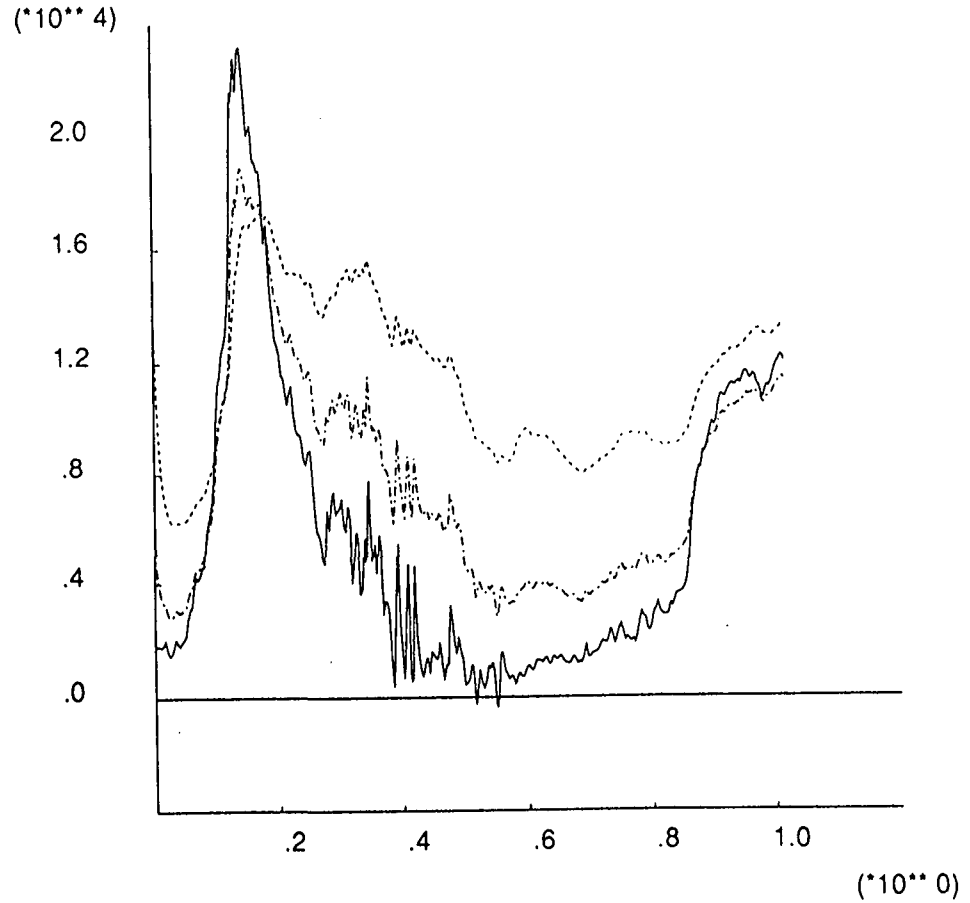
JOB TITLE : Kw=20 MPa a=0.08mm t=40.3-41.3 s

UDEC (Version 1.82)

LEGEND

12/27/1993 13:21
 cycle 410456
 flow time = 1.018E+00 sec

-3.35E+02 <hist 8> 2.32E+04 *P20.8*
 2.80E+03 <hist 22> 1.90E+04 *P28*
 6.18E+03 <hist 23> 1.73E+04 *P29*



Delft University of Technology
 Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Tele 39234 soft nl

datum
 1994-03-01

gel.
 KORT

CO- 346060

gel.
 Hofm

BIJL. 3.3.2

form.
 A4

MODELLERING RESTSTERKTE

a=0,08mm, 0.5% lucht d8(solid), p28(dash), p29(dot-dash)

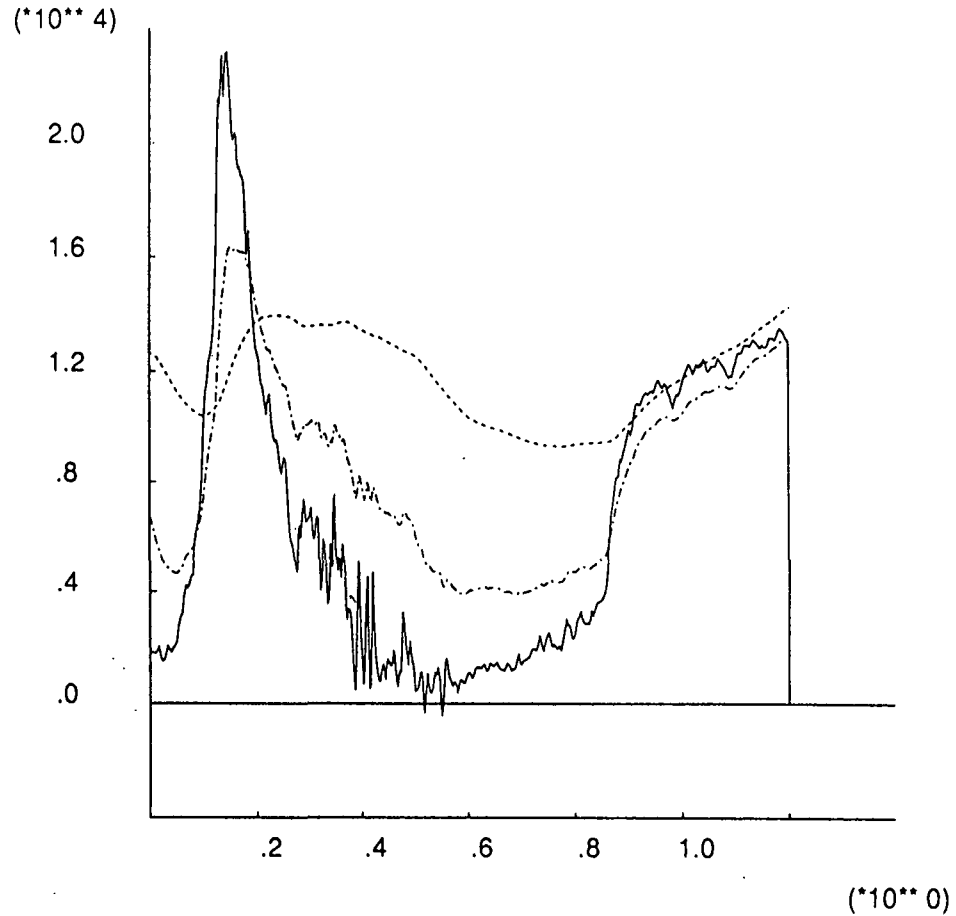
GOLFLAP OP TALUD

JOB TITLE : Kw=1MPa a=0.08mm t=40.3-41.5s DRO 8, P28, P29

UDEC (Version 1.82)

LEGEND

12/27/1993 11:46
 cycle 444081
 flow time = 1.200E+00 sec
 -4.27E+02 <hist 8> 2.32E+04 ———
 3.89E+03 <hist 22> 1.64E+04 - - - - -
 9.27E+03 <hist 23> 1.43E+04 - - - - -



Delft University of Technology
 Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AG Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telec 36234 sat nl

MODELLERING RESTSTERKTE
 a=0,08mm, 10% lucht d8(solid), p28(dash), p29(dot-dash)
 GOLFLAP OP TALUD

datum

1994-03-01

gdl

KORT

CO- 346060

gdl
 Hofm

BIJL. 3.3.3

form.
 A4

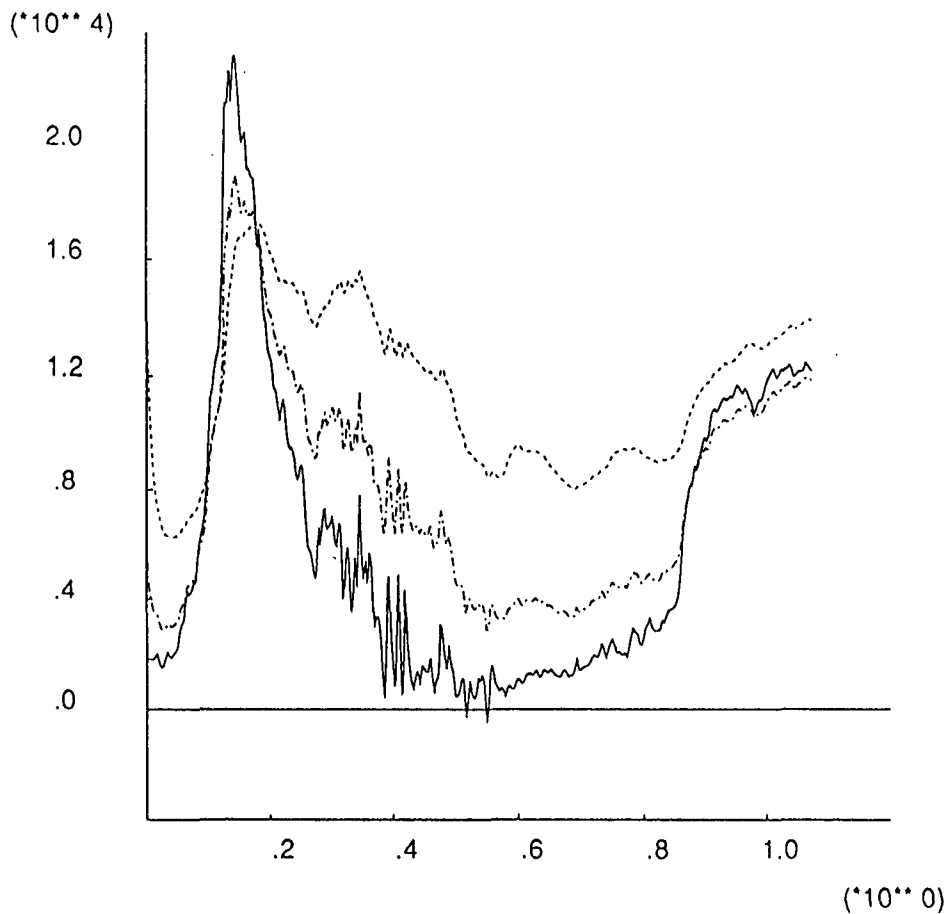
JOB TITLE: $k_w = 1 \text{ MPa}$. $a = 0,32 \text{ mm}$

UDEC (Version 1.82)

LEGEND

12/29/1993 10:35
 cycle 398535
 flow time = 1.076E+00 sec

-4.93E+02 <hist 8> 2.32E+04 ———
 2.87E+03 <hist 22> 1.89E+04 - - - - -
 6.25E+03 <hist 23> 1.73E+04 ·····



Delft University of Technology
 Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telex 38234 soft nl

MODELLERING RESTSTERKTE
 $d=0,32\text{mm}$, 10% lucht d8(solid), p28(dash), p29(dot-dash)
 GOLFCLAP OP TALUD

1994-03-01	datum
CO- 346060	
BIJL. 3.3.4	
A4	gel. form.
KORT	gel.
	Hofm

JOB TITLE: talud1 107Pa

UDEC (Version 2.00)

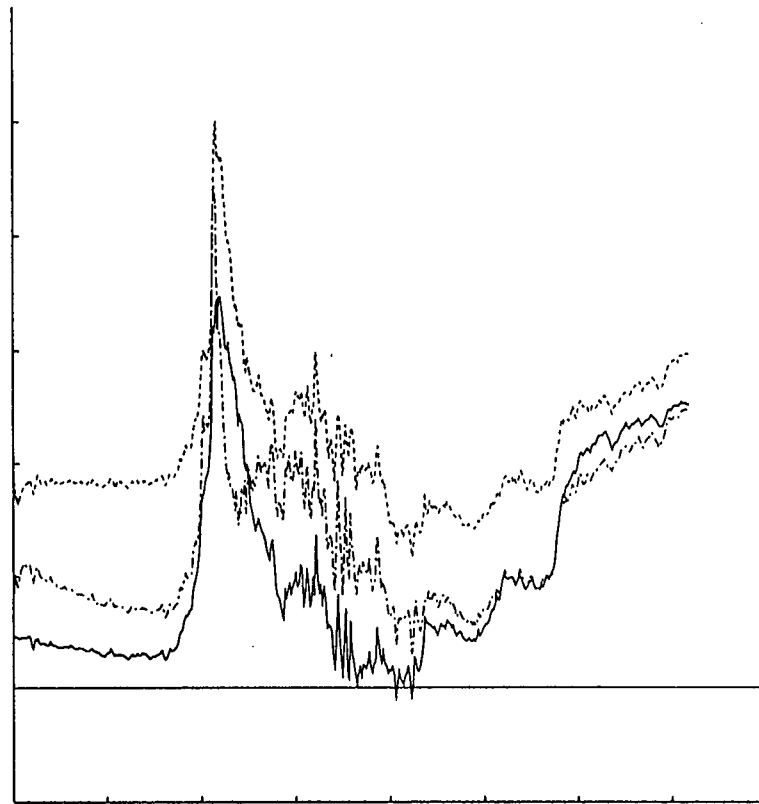
LEGEND

2/23/1994 17:16
cycle 302953
time 1.439E+00 sec
flow time = 1.439E+00 sec

-4.55E+02 <hist 18> 1.74E+04 ———
1.52E+03 <hist 67> 2.22E+04 - - - - -
5.85E+03 <hist 68> 2.50E+04 ·····

(*10** 4)

2.5
2.0
1.5
1.0
.5
.0



(*10** 0)

Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Tele 38224 and 4

MODELLERING RESTSTERKTE
(TALUD 1) d8(solid), p28(dash), p29(dot-dash)
GOLFLAP OP TALUD LAGE SCHEURSTIJFHEDEN

datum
1994-03-01

CO- 346060

BIJL. 3.3.5

get.
KORT

get.
Hofm

form.
A4

MODELLERING RESTSTERKTE
 VERTICALE (SOLID) EN HORIZONTALE (DASH) VERPLAATSINGEN
 GOLFLAP OP TALUD LAGE SCHEURSTIJFHEDEN



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 89 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telec 38234 soft nl

get. KORT	datum 1994-03-01	get. Hořm	form. A4
	CO- 346060		
	BIJL. 3.3.6		

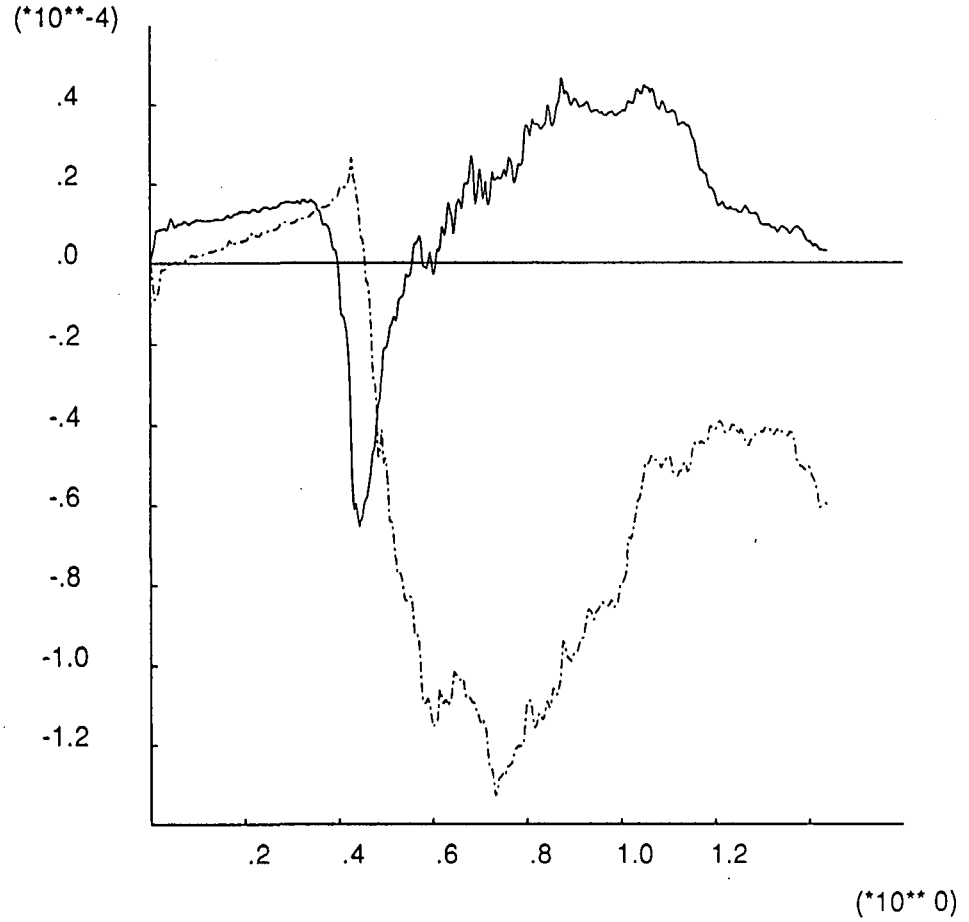
JOB TITLE : *toelnd*

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/23/1994 17:39
 cycle 302953
 time 1.439E+00 sec
 flow time = 1.439E+00 sec

-6.54E-05 <hist 38> 4.66E-05 ———
 -1.33E-04 <hist 51> 2.65E-05 - - - - -



Delf University of Technology
 Section Rock Mechanics

MODELLERING RESTSTERKTE
TOTALE VERPLAATSINGEN
GOLFKLAP OP TALUD LAGE SCHEURSTIJFHEDEN



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telex 38234 eol nl

datum
1994-03-01

CO- 346060

BIJL. 3.3.7

gel.
KORT

gel.
Hoofm

form.
A4

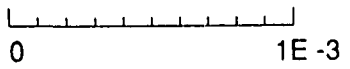
JOB TITLE : verplaatsingen

UDEC (Version 2.00)

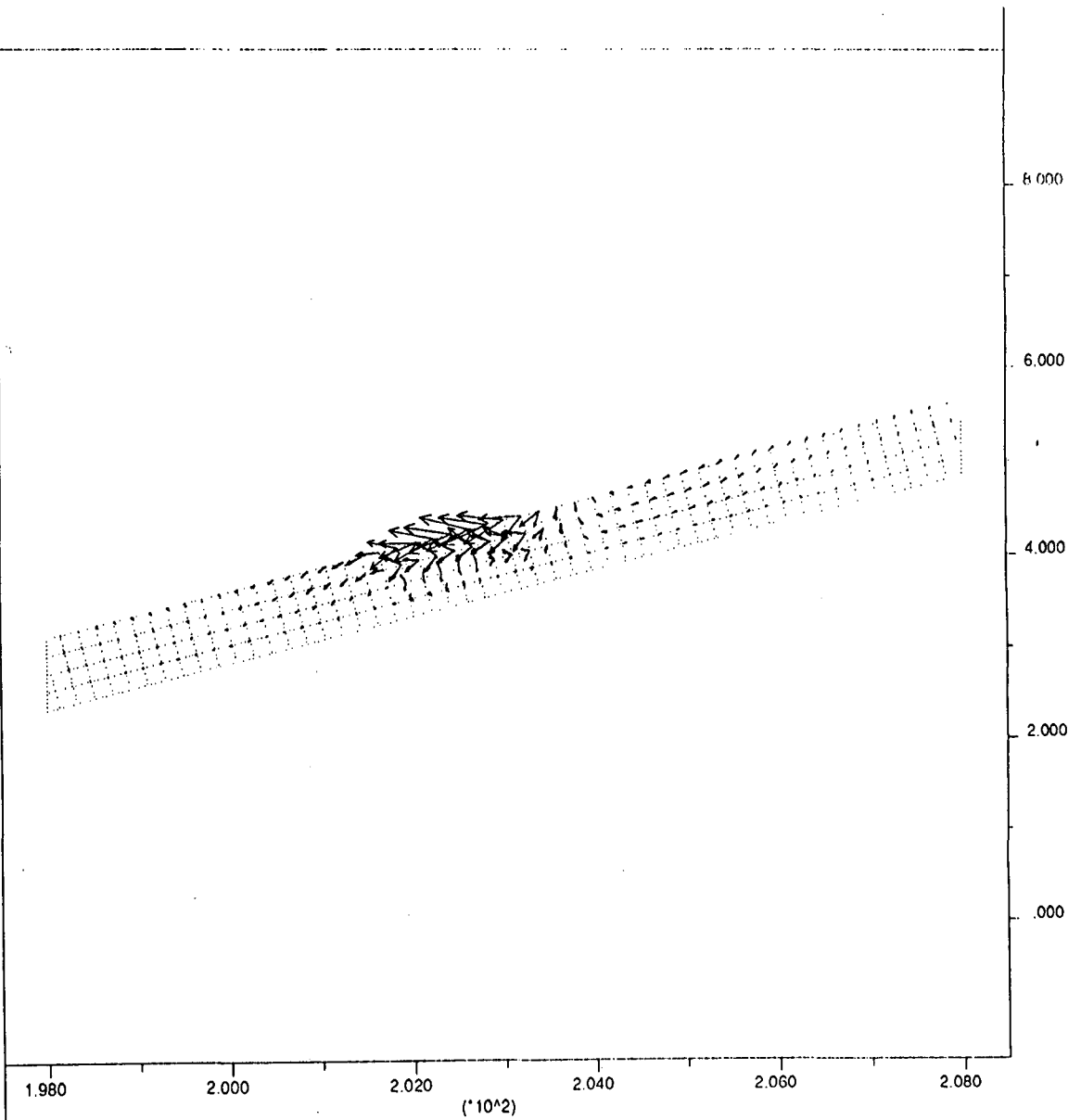
LEGEND

1/30/1994 19:18
 cycle 302953
 time 1.439E+00 sec
 flow time = 1.439E+00 sec

block plot
 displacement vectors
 maximum = 1.901E-04



Delf University of Technology
 Section Rock Mechanics



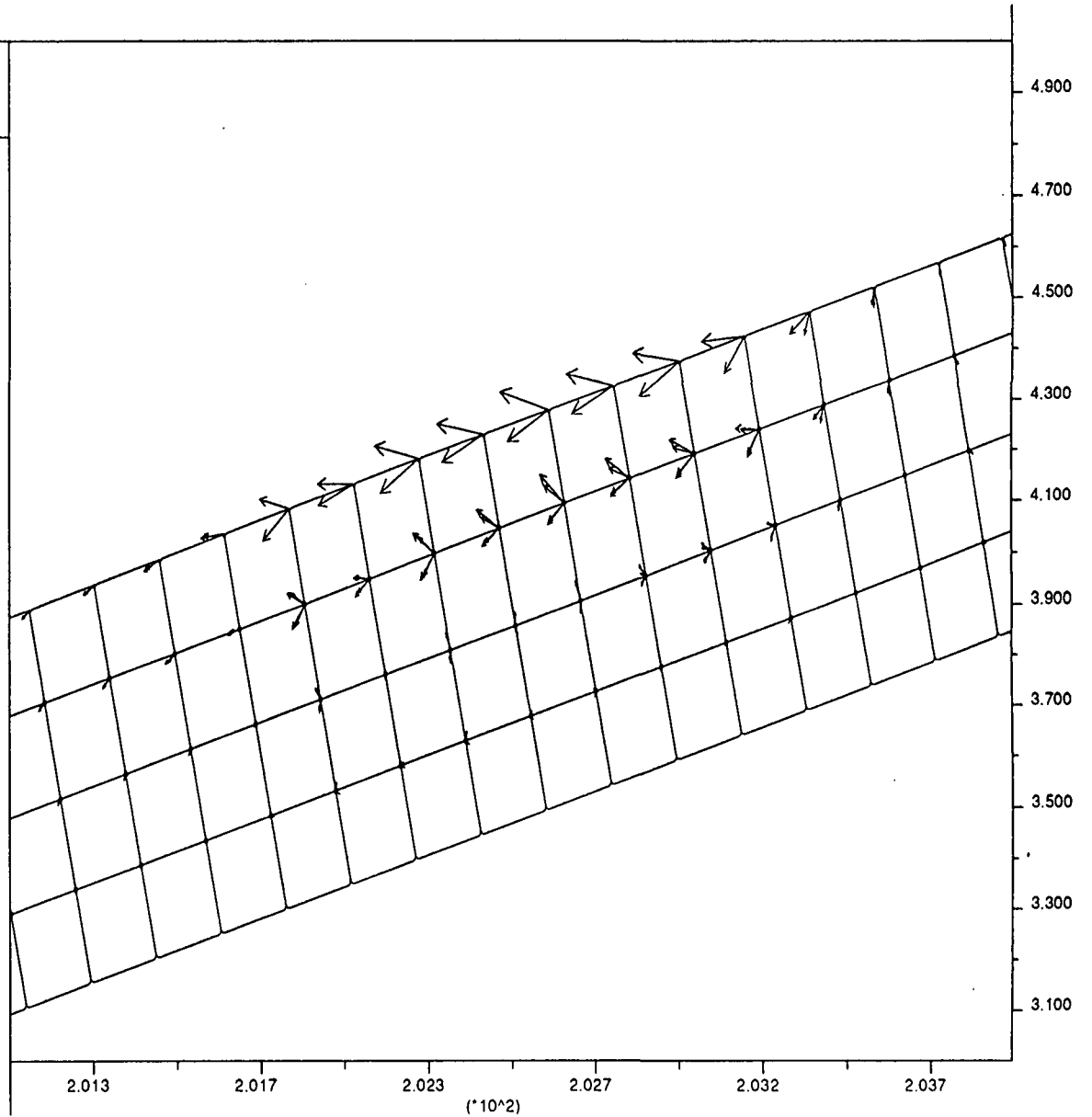
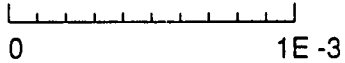
JOB TITLE : talud1

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/23/1994 17:43
cycle 302953
time 1.439E+00 sec
flow time = 1.439E+00 sec

block plot
displacement vectors
maximum = 1.901E-04



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 30234 and m

MODELLERING RESTSTERKTE
TOTALE VERPLAATSINGEN (DETAIL)
GOLFKLAP OP TALUD, LAGE SCHEURSTIJFHEDEN

datum
1994-03-01

CO- 346060

BIJL. 3.3.8

geol.
KORT

geol.
Hofm

form.
A4

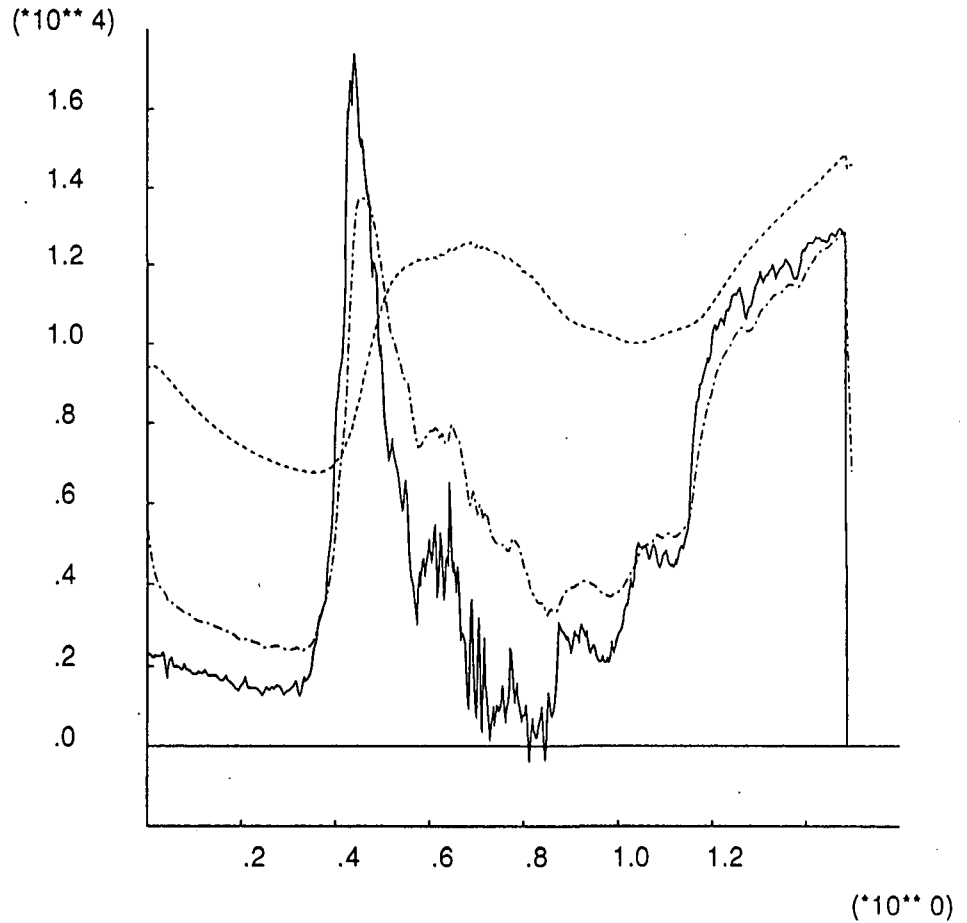
JOB TITLE : talud3

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/23/1994 17:52
cycle 331267
time 1.500E+00 sec
flow time = 1.500E+00 sec

-3.90E+02 <hist 18> 1.73E+04 ———
2.37E+03 <hist 72> 1.37E+04 - - - - -
6.77E+03 <hist 73> 1.49E+04 - - - - -



Delf University of Technology
Section Rock Mechanics



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AA Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Tele 38234 ext n

MODELLERING RESTSTERKTE
d8 (solid), p28 (dot-dash), p29 (dash)
GOLFKLAP OP TALUD, HOGE SCHEURSTIJFHEDEN

1994-03-01
datum

CO- 346060

BIJL. 3.3.9

KORT
gdl.

Hofm
gdl.

A4
form.

MODELLERING RESTSTERKTE
 VERTICALE (SOLID) EN HORIZONTALE (DASH) VERPLAATSINGEN
 GOLFCLAP OP TALUD, HOGE SCHEURSTIJFHEDEN



GRONDMECHANICA
 DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
 Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
 Telex 38234 sod nl

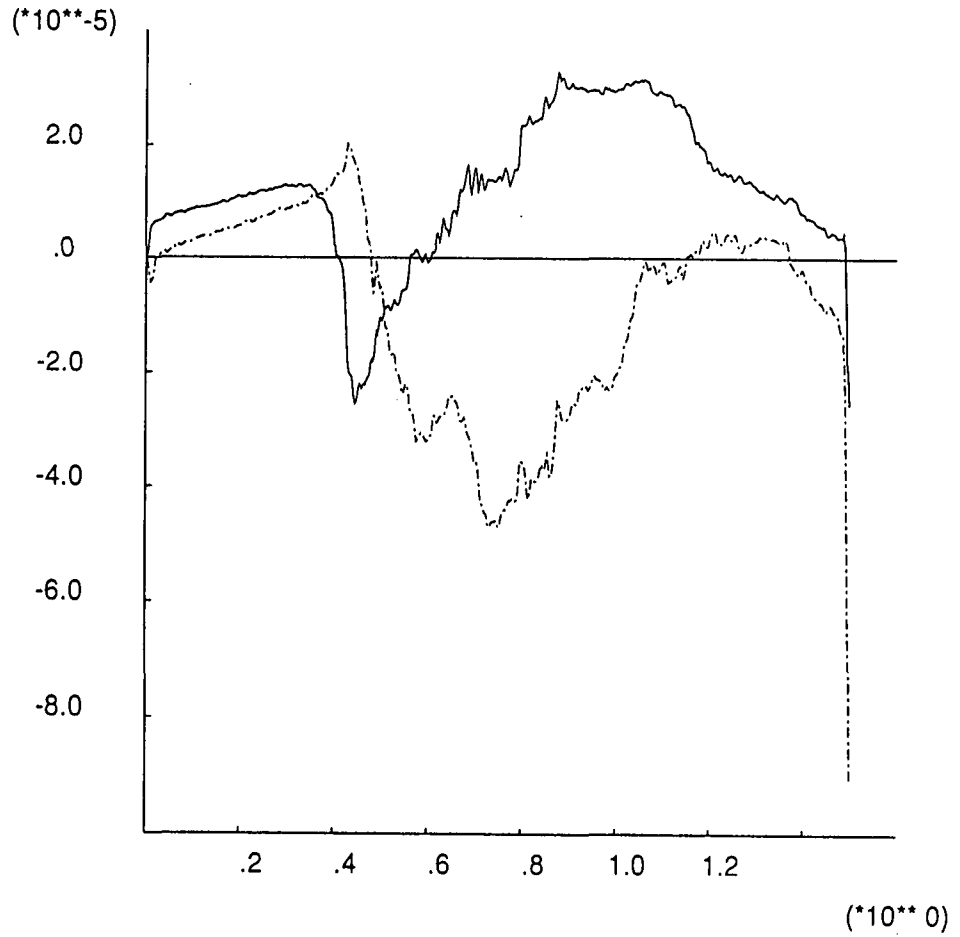
JOB TITLE : talud3

UDEC (Version 2.00)

LEGEND

2/23/1994 18:00
 cycle 331267
 time 1.500E+00 sec
 flow time = 1.500E+00 sec

-2.56E-05 <hist 43> 3.28E-05 ———
 -9.10E-05 <hist 56> 2.02E-05 - - - - -



Delf University of Technology
 Section Rock Mechanics

1994-03-01	datum
CO- 346060	
BIJL. 3.3.10	
A4	gel. form.
KORT	gel.
Hofm	

SPREEDSHEET OPLOSSINGEN 1D-CONSOLIDATIE

MODELLERING RESTSTERKTE



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Tele 30234 soft nl

datum
1994-03-01

gell
KORT

CO- 346060

gez.
Hofm

BIJL. E.1

form.
A4

solution of consolidation/diffusion equation with harmonic load

material parameters	calculated parameters	parameters for diff eq
g(m/s ²): 9.8	beta(1/MP 5.0E-04	lam: 0.810605
rhov(kg/m 1000	betp(1/MP 1.0E+00	mu: 0
Kw(MPa): 2000	Kwp(MPa): 0.999500	mu/lam: 0
air(%): 10		
k(m/s): 1.9E-02		
n: 1.0E+00		
mu: 0.5		cv(m ² /s): 1.937806
E(MPa): 60	alfa(1/MP 0.0E+00	Lea(m): 2.784102
HO(m): 0.4		
T(s): 4	omeg(1/s) 1.570796	
L(m): 0.8	org/k(Pa/810200.2	

boundary condition (1= phi(x=L)=H1, constant pressure) H1(m): 0
2 (2= dphi/dx(x=L)=0)
(3= d2phi/dx2(x=L)=0)

lam	mu	mu/lam	sqrt(lam/Llam	exp(-L)	cos(L)	sin(L)	cos(2L)	sin(2L)	
0.810605	0	0	0.636633	0.509307	0.600911	0.873082	0.487572	0.524546	0.851381

Re(exp-iLIm(exp-iLRe(exp-2iIm(exp-2iL)
0.524645 -0.29298 0.189411 -0.30742

HO-mu	H1-mu	fcup	fclo
0.4	0	0	1

Re(Bup)	Im(Bup)	Re(Bdown)	Im(Bdown)	Abs(Bdown)
0.4	0	1.189411	-0.30742	1.509211

Re(B)	Im(B)	Re(A)	Im(A)
0.315240	0.081480	0.084759	-0.08148

z(m)	damping	sqrtz	expsqrtz	cos(sqrtzsin(sqrtzRe(Aexp)	Im(Aexp)	Re(Bexp)	Im(Bexp)	Re(phi)	Im(phi)	Abs(phi)	Arg(phi)		
0	0	1	0	0.084759	-0.08148	0.315240	0.081480	0.4	0	0.4	0		
0.1	0.991068	0.063663	1.065733	0.997974	0.063620	0.095672	-0.08091	0.300061	0.057481	0.395734	-0.02343	0.396427	-3.38867
0.2	0.985204	0.127326	1.135788	0.991904	0.126983	0.107241	-0.07957	0.284414	0.035914	0.391656	-0.04365	0.394081	-6.36026
0.3	0.981628	0.190990	1.210447	0.981816	0.189831	0.119454	-0.07735	0.268475	0.016652	0.387930	-0.06070	0.392651	-8.89397
0.4	0.979656	0.254653	1.290014	0.967750	0.251910	0.132293	-0.07417	0.252400	-0.00043	0.384693	-0.07461	0.391862	-10.9761
0.5	0.978719	0.318316	1.374811	0.949763	0.312968	0.145733	-0.06992	0.236326	-0.01547	0.382060	-0.08539	0.391487	-12.5994
0.6	0.978371	0.381980	1.465183	0.927928	0.372758	0.159739	-0.06448	0.220377	-0.02859	0.380116	-0.09308	0.391348	-13.7601
0.7	0.978290	0.445643	1.561494	0.902333	0.431038	0.174267	-0.05775	0.204658	-0.03993	0.378925	-0.09769	0.391316	-14.4567
0.8	0.978285	0.509307	1.664137	0.873082	0.487572	0.189262	-0.04961	0.189262	-0.04961	0.378524	-0.09922	0.391314	-14.6889
0.9	0.978290	0.572970	1.773527	0.840294	0.542130	0.204658	-0.03993	0.174267	-0.05775	0.378925	-0.09769	0.391316	-14.4567
1	0.978371	0.636633	1.890107	0.804101	0.594492	0.220377	-0.02859	0.159739	-0.06448	0.380116	-0.09308	0.391348	-13.7601

dc0/T: 0
dc/T: 0.05

z	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
0	0	0.123606	0.235114	0.323606	0.380422	0.4	0.380422	0.323606	0.235114	0.123606	0	-0.123606	-0.235114	-0.323606	-0.380422	-0.4	-0.380422	-0.323606	-0.235114	-0.123606	1.1E-15
0.1	-0.02343	0.100003	0.213649	0.306382	0.369124	0.395734	0.383606	0.333929	0.251564	0.144574	0.023432	-0.100000	-0.213649	-0.306382	-0.369124	-0.395734	-0.383606	-0.333929	-0.251564	-0.144574	-0.02343
0.2	-0.04365	0.079508	0.194890	0.291195	0.358996	0.391656	0.385978	0.342517	0.265529	0.162548	0.043656	-0.079500	-0.194889	-0.291195	-0.358999	-0.391656	-0.385978	-0.342517	-0.265529	-0.162548	-0.04365
0.3	-0.06070	0.062141	0.178907	0.278159	0.350184	0.387930	0.387702	0.349524	0.277132	0.177612	0.060706	-0.062141	-0.178900	-0.278159	-0.350188	-0.387931	-0.387702	-0.349524	-0.277132	-0.177612	-0.06070
0.4	-0.07461	0.047917	0.165755	0.267368	0.342809	0.384693	0.388921	0.355079	0.286478	0.189836	0.074610	-0.047910	-0.165755	-0.267368	-0.342800	-0.384693	-0.388921	-0.355079	-0.286478	-0.189836	-0.07461
0.5	-0.08539	0.036845	0.155481	0.258898	0.336971	0.382060	0.389749	0.359288	0.293656	0.199280	0.085396	-0.036884	-0.155448	-0.258899	-0.336970	-0.382060	-0.389749	-0.359288	-0.293656	-0.199280	-0.08539
0.6	-0.09308	0.028933	0.148119	0.252806	0.332747	0.380116	0.390277	0.362235	0.298734	0.205991	0.093085	-0.028933	-0.148111	-0.252800	-0.332744	-0.380111	-0.390277	-0.362235	-0.298734	-0.205991	-0.09308
0.7	-0.09769	0.024184	0.143692	0.249135	0.330191	0.378925	0.390568	0.363979	0.301761	0.210004	0.097691	-0.024188	-0.143669	-0.249133	-0.330191	-0.378922	-0.390568	-0.363979	-0.301761	-0.210004	-0.09769



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 38234 scd nl

MODELLERING RESTSTERKTE

DEMPING BIJ VERSCHILLENDE nu's

datum
1994-03-01

CO- 346060

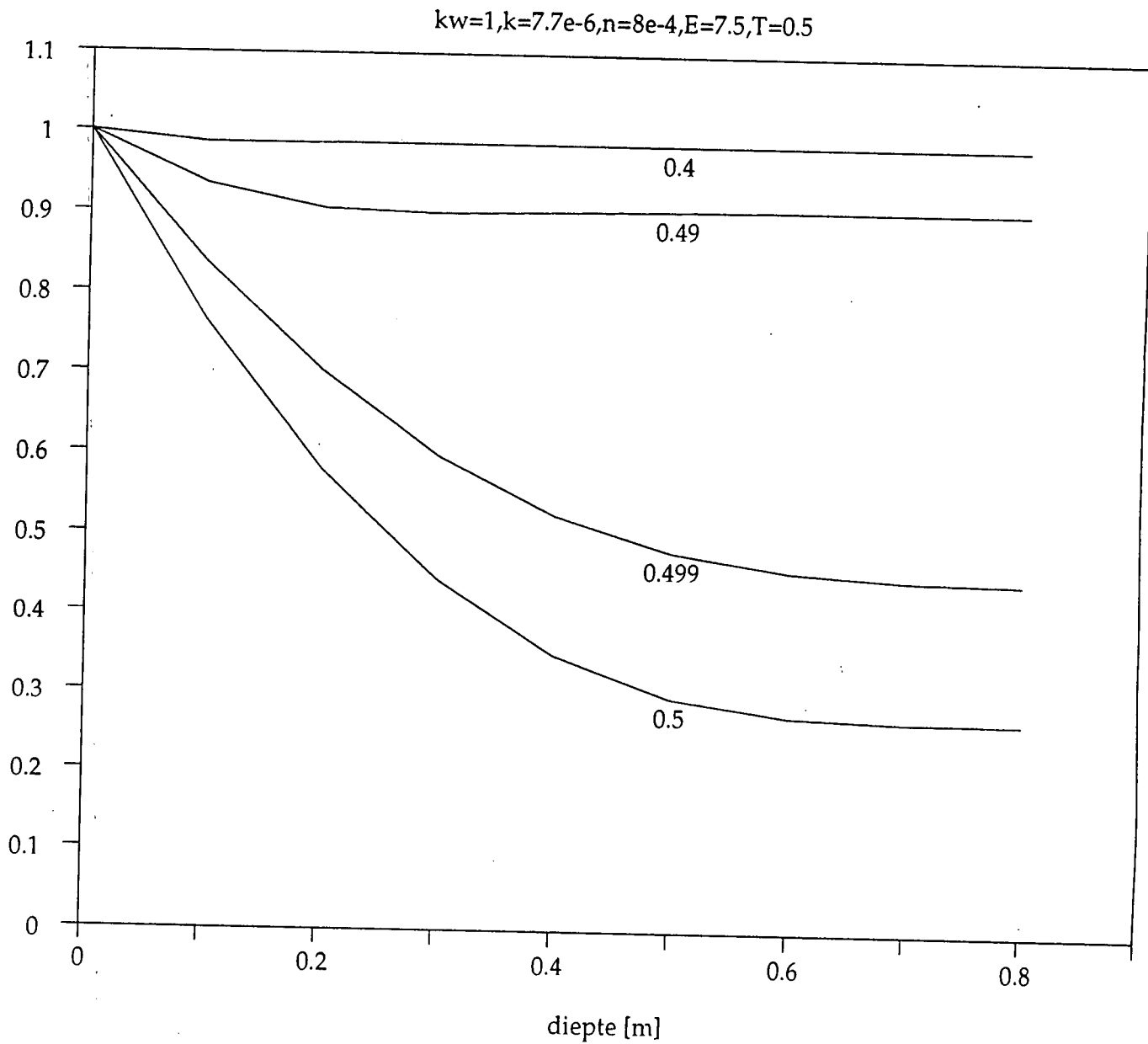
BIJL. E.2

gel.
KORT

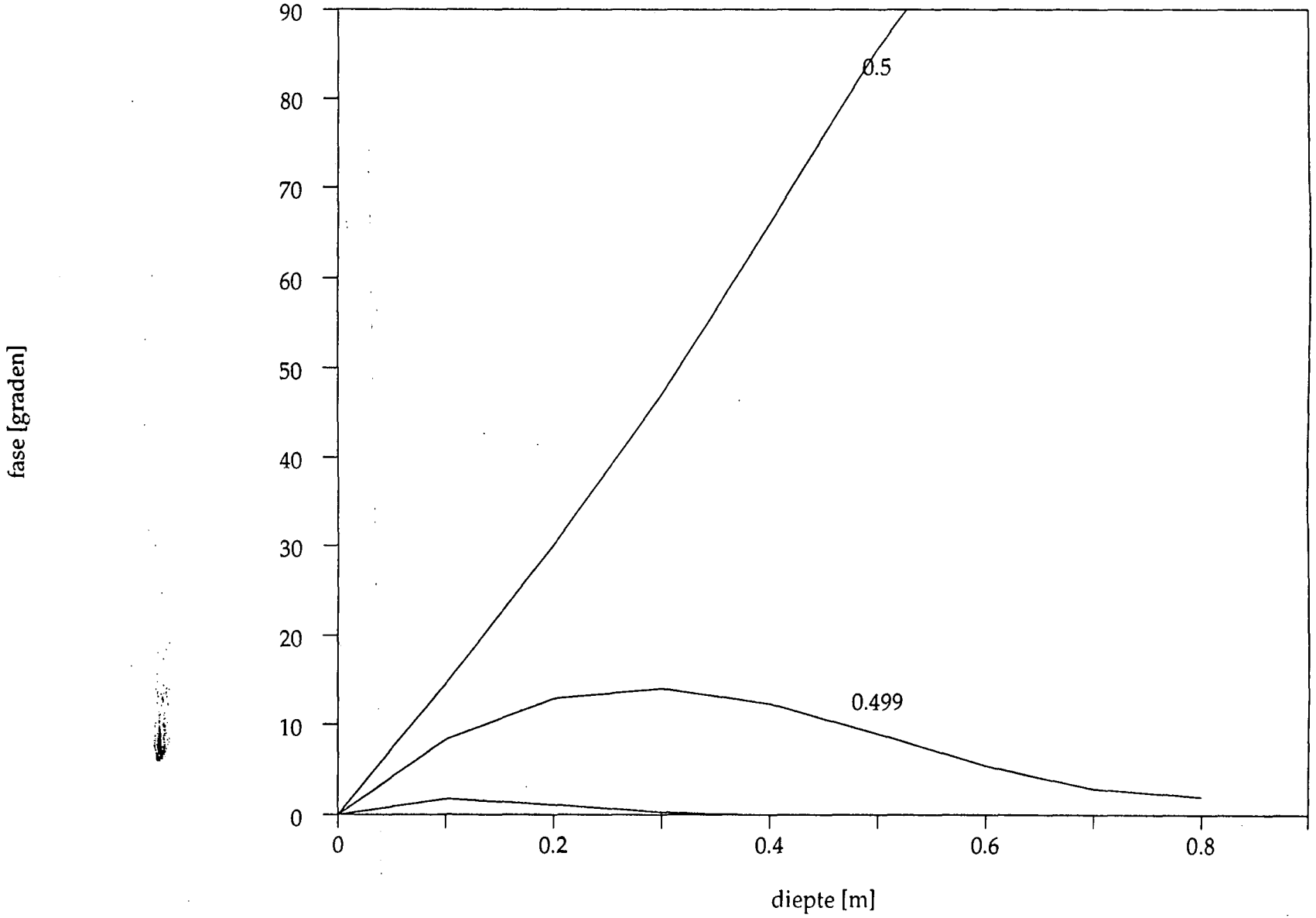
gel.
Hofm

form.
A4

demping



$k_w=1, k=7.7e-6, n=8e-4, E=7.5, T=0.5$



fase [graden]

diepte [m]



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telec 30234 spa nl

1994-03-01

datum

KORT

geel

MODELLERING RESTSTERKTE

CO- 346060

geel
Hofm

FASEDRAAIING BIJ VERSCHILLENDE nu's

BIL. E.3

form.
A4

APPENDIX B

modelleren met STEENZET/2 en PLUTO

dr. H.J. Hofmann

januari 1995

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	1
1 Modelleren met STEENZET/2 en PLUTO	3
1.1 Materiaalparameters	3
1.2 STEENZET/2	7
1.3 PLUTO	9
1.4 Conclusies	12

Samenvatting

In deze appendix worden resultaten van berekeningen met STEENZET/2 en PLUTO gepresenteerd. Karakteristieke waarden voor de benodigde invoerparameters van deze berekeningen zijn gekozen op basis van resultaten van proeven op grote monsters gestructureerde klei. Uit de berekeningen blijkt dat een talud van gestructureerde klei onder invloed van golfklappen lokaal tot bezwijken kan worden gebracht. Dit duidt erop dat het loswrikken van de klei door individuele golfklappen een belangrijk mechanisme is bij de eroderen van taluds bestaande uit gestructureerde klei.

1 Modelleren met STEENZET/2 en PLUTO

1.1 Materiaalparameters

Ten behoeve van berekeningen zijn parameters van de klei en het water benodigd. In deze paragraaf zal een overzicht worden gegeven van de grootte van diverse parameters op basis van proeven en metingen uitgevoerd ten behoeve van het Deltagootonderzoek (zie hiervoor ook GD-meetverslag, [Kruse 1993]).

Uit triaxiaalproeven op grote monsters is een elasticiteitsmodulus voor het bulkmateriaal voor golfklappen bepaald; deze is berekend uit de verhouding tussen verticale spanning en verticale rek onder invloed van snelle compressie en decompressie. Tevens kan een Poissonverhouding van het bulkmateriaal worden bepaald. Deze Poissonverhouding wordt berekend uit de verhouding tussen verticale en horizontale rek onder invloed van compressie en decompressie. Uitgedrukt in gemeten grootheden tijdens de triaxiaalproeven:

$$v = \frac{\epsilon_z - \epsilon_{vol}}{2\epsilon_z} \quad (1.1)$$

met:

ϵ_v relatieve volumeverandering [%]
 ϵ_z relatieve verticale rek [%]

De grootte van de Poissonverhouding is van groot belang voor het gedrag van de grond onder wisselende waterbelasting. De Poissonverhouding is bepaald door de gemeten volumeverandering als functie van verticale rek te fitten met een polynoom.

Tabel 1.1 is ontleend aan het meetverslag en vermeldt voor ieder der monsters de relevante omstandigheden tijdens de proef. De resultaten van de berekening van de elasticiteitsmodulus en de Poissonverhouding zijn weergegeven in tabel 1.2

Deze grootheden kunnen worden omgerekend naar de glijdingsmodulus G en de compressiemodulus K (zie tabel 1.3). In tabel 1.3 is tevens een kolom opgenomen voor de parameter α , die wordt gedefinieerd door:

$$\alpha = \frac{1}{K + \frac{4}{3} G} \quad (1.2)$$

De parameter α is van belang voor de consolidatie-eigenschappen van het bulkmateriaal.

Tabel 1.1 condities bij uitvoering triaxiaalproeven op grote monsters; F_{\max} is de maximaal aangebrachte verticale druk, Dz_{\max} is de maximaal optredende vervorming voor bezwijken.

monster	celdruk (kPa)	F_{\max} (kPa)	Dz_{\max} (%)
Kr1	50	69	13
Kr2	5	42	19.5
Kr3	10	28.4	11
Pe1	5	38.4	19.1
Pe2	7.5	46.2	18
Pe3	10	47.2	18.2

Tabel 1.2 bulkeigenschappen van klei aan de hand van triaxiaalproeven op grote monsters.

monster	E (MPa)	ν
Kr1	-	-
Kr2	6.0	0.467
Kr3	4.5	0.467
Pe1	8.6	0.471
Pe2	9.4	0.445
Pe3	8.8	0.453

Andere parameters die voor elastische berging in het kleiskelet van belang zijn, zijn de porositeit en de doorlatendheid. De porositeit van het kleilaag is afhankelijk van de mate van structurering van de klei. Met porositeit wordt in deze context het volume van de scheuren bedoeld ten opzichte van het totale volume van de grond. Naast deze porositeit voor de scheuren kan ook een porositeit voor het bulkmateriaal worden gedefinieerd. De porositeit van het bulkmateriaal ligt in de orde van $n \approx 0.6$, waarvan het grootste deel echter niet bijdraagt tot de stroming van het water. Uitgaande van een gemiddelde aggregaatgrootte van 0.025 m en een gemiddelde breedte van de spleten van 0.5 à 0.7 mm wordt een gemiddelde porositeit voor de scheuren van $n = 0.03$ aangenomen. Ook de doorlatendheid k van de klei is afhankelijk van de mate van structurering van de klei en kan sterk variëren van de positie tot positie. Doorlatendheden werden bepaald met behulp van in-situ hydraulic fracture proeven (zie [Kruse 1994], bijlage 34) en indringingsproeven op een

tweetal monsters die werden gebruikt voor de triaxiaalproeven. De verkregen waarden zijn vermeld in tabel 1.4

Tabel 1.3 afgeleide bulkeigenschappen van klei aan de hand van triaxiaalproeven op grote monsters.

monster	G (MPa)	K (MPa)	α (1/kPa)
Kr1	-	-	-
Kr2	2.0	30.3	$3.0 \cdot 10^{-5}$
Kr3	1.5	22.7	$4.0 \cdot 10^{-5}$
Pe1	2.9	49.4	$1.9 \cdot 10^{-5}$
Pe2	3.3	28.5	$3.0 \cdot 10^{-5}$
Pe3	3.0	31.2	$2.8 \cdot 10^{-5}$

Tabel 1.4: Doorlatendheid

	Hydraulic fracture	Triaxiaal monsters
Kruiningen	$2 \cdot 10^{-5}$ m/s	$4 \cdot 10^{-6}$ m/s
Perkpolder	$2 \cdot 10^{-5}$ m/s, $7 \cdot 10^{-5}$ m/s	$1.2 \cdot 10^{-4}$ m/s

Een andere factor van belang voor de elastische berging is de samendrukbaarheid van water. De samendrukbaarheid van het water wordt sterk bepaald door de hoeveelheid lucht die in het water zit opgesloten. Uit de ervaring blijkt dat voor een water in een talud een luchtgehalte van 5% tot 10% niet ongewoon is. De compressibiliteitsmodulus van water als functie van het luchtgehalte wordt vaak benaderd door de volgende formule:

$$\frac{1}{K'_w} = \frac{1}{K_w} + \frac{s}{P_a} \quad (1.3)$$

met:

K'_w	samendrukbaarheid water met lucht [Pa]
K_w	samendrukbaarheid zuiver water [Pa]
s	luchtgehalte [-]
P_a	atmosferische druk [Pa]

De compressibiliteitsmodulus van zuiver water is $K_w=2000$ MPa. In tabel 1.5 is de compressibiliteitsmodulus K'_w voor een aantal luchtgehalten gegeven. Tevens is de samendrukbaarheid $\beta = 1/K'_w$ weergegeven.

Tabel 1.5 Samendrukbaarheid van water bij verschillende luchtgehalten

luchtgehalte (%)	K'_w (MPa)	β (1/kPa)
0	2000	$5 \cdot 10^{-7}$
1	10	$1 \cdot 10^{-4}$
5	2	$5 \cdot 10^{-4}$
10	1	$1 \cdot 10^{-3}$

Uit de triaxiaalproeven kan een hoek van inwendige wrijving en een cohesie worden bepaald. In tabel 1.6 zijn voor de verschillende combinaties van de monsters de waarden voor hoek van inwendige wrijving en cohesiegetal weergegeven. Daarbij dient worden opgemerkt dat de waarden voor Kr1ingen niet als representatief mogen worden beschouwd omdat bij monster Kr1 een factor 10 te hoge voorbelasting was aangebracht.

Tabel 1.6: hoek van inwendige wrijving en cohesiegetal

combinatie	wrijvingshoek	cohesiegetal (kPa)
Kr1-Kr2	15.0	13.0
Kr1-Kr3	20.7	4.6
Kr2-Kr3	niet mogelijk	
Pe1-Pe2	35.8	3.3
Pe1-Pe3	26.5	7.4
Pe2-Pe3	7.1	19.1

Op basis van de proefresultaten worden als karakteristieke waarden voor het bulkmateriaal aangenomen:

$$\phi \sim 35^\circ$$

$$C \sim 4 \text{ kPa}$$

Tenslotte zijn voor de (natte) klei in Kruiningen en Perkpolder dichtheden gemeten van respectievelijk $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ en 1900 kg/m^3 .

1.2 STEENZET/2

Met behulp van het programma STEENZET/2 kan de waterspanningsverdeling in twee dimensies aan de hand van een consolidatievergelijking numeriek worden opgelost. Hierbij dient de geometrie van het talud worden ingevoerd. Het talud kan als een serie boven elkaar gelegen grondlagen worden geschematiseerd, waarbij elke laag in het talud zijn eigen karakteristieke eigenschappen heeft. In STEENZET/2 dient voor iedere laag worden aangegeven:

- d dikte [m]
- k doorlatendheid [m/s]
- n porositeit [-]
- s luchtgehalte water [%]
- α consolidatieparameter van het korrelskelet [1/Pa]

Om inzicht te krijgen hoe de waterspanningsverdeling in het talud onder invloed van een golfklap eruit ziet zijn een aantal STEENZET/2 berekeningen uitgevoerd. Omdat het gaat om een eerste indicatie is het talud geschematiseerd tot een enkele homogene laag (zie tabel 1.7).

Tabel 1.7 Bulkparameters van de klei

laag	dichtheid (kg/m ³)	dikte (m)	k (m/s)	α (1/kPa)	n
1	1800	0.90	$5 \cdot 10^{-5}$	$2.5 \cdot 10^{-5}$	0.03

Voor het vastleggen van de randvoorwaarden worden specifieke golfklappen uit de beschikbare gegevens geselecteerd. Er werd een klap geselecteerd uit de proef k11 (regelmatige golven, bemonsteringsfrequentie 300 Hz) en uit de proef k21 (onregelmatige golven, bemonsteringsfrequentie 25 Hz). In tabel 1.8 zijn relevante gegevens van de proeven en de geselecteerde golfklappen vermeld.

Tabel 1.8: geselecteerde golfklappen

proef	k11	k12
stilwaterlijn	+5 m	+5 m
golfhoogte (m)	1.45	1.45
periode (s)	5.0	5.0
inslagpunt	+4.4 m	+4.4 m
type	regelmatig	onregelmatig
bemonstering	14800 t/m 15800	190 t/m 300

De gemeten waterspanningen op het talud werden als randvoorwaarden in STEENZET/2 ingelezen. Voor de posities van de opnemers in het talud werden de verlopen van de waterspanning gedurende de golfklap berekend. Voor een aantal momenten gedurende de golfklap werden contourverdelingen met isopotentialijnen van de stijghoogte gegenereerd.

Uitgaande van het bovenstaande zijn STEENZET/2 berekeningen uitgevoerd waarbij het luchtgehalte 10% bedroeg.

In bijlagen 1 t/m 4 zijn de contourverdelingen van de potentialen voor een aantal tijdstippen tijdens de golfklap uit proef k11 weergegeven, te weten op $t=1.03, 1.10, 1.17, 1.20, 1.23, 1.27, 1.30, 1.33, 1.37, 1.40, 1.53, 1.70, 1.86,$ en 2.03 s ten opzichte vanaf het geselecteerde gedeelte van het databestand (=vanaf bemonstering 14800). De randvoorwaarde van de opgelegde belasting door het water is in deze bijlagen weergegeven met een dikke lijn. Nadat de golf gebroken is, vindt de golfklap plaats (vanaf $t=1.10$ s, bijlage 6.3.3 en verder). Ter plekke van de golfklap treden er grote in het talud gerichte verhangen op (circa 4 à 5). Vanwege het gelokaliseerde karakter van de golfklap treden er eveneens dergelijke grote verhangen langs het talud op. Door de specifieke vorm van de waterspanningsverdeling treden er op sommige momenten zelfs grote, uit het talud gerichte verhangen op (zie bijv. $t=1.27, 1.30, 1.70$ of 1.87 s).

Deze naar buiten gerichte verhangen zijn het grootst op een punt gelegen aan de onderzijde van de punt van inslag van de klap. Aan de hand van de contourverdelingen wordt geschat dat deze verhangen momentaan eveneens in de orde van 5 zijn.

De berekeningen werden herhaald voor een luchtgehalte van het water van 1%. Voor een aantal tijdstippen waarop de golfklap maximaal is (d.w.z. $t=1.20, 1.30$ s en 1.70 s) zijn in bijlage 5 contourverdelingen van de potentialen getoond bij een luchtgehalte van 1%.

In bijlagen 6 t/m 9 zijn de contourverdelingen van de potentialen voor een aantal tijdstippen tijdens de golfklap uit proef k21B weergegeven, te weten op $t=1.24, 1.32, 1.36, 1.40, 1.44, 1.48, 1.52, 1.60, 1.64, 1.68, 1.72, 1.80, 1.88, 2.04$ en 2.24 s ten opzichte vanaf het geselecteerde gedeelte van het databestand (=vanaf bemonstering 190). De randvoorwaarde van de opgelegde belasting door het water is in deze bijlagen wederom weergegeven met een dikke lijn.

Ook voor de geselecteerde klap uit proef k21B treden er ter plekke van de golfklap grote in het talud gerichte verhangen op (circa 4 à 5). Door de specifieke vorm van de waterspanningsverdeling treden er op sommige momenten weer grote, uit het talud gerichte verhangen op (zie bijv. $t=1.44, 1.52, 1.64$ of 1.68 s).

Ook voor deze golfklap zijn de naar buiten gerichte verhangen zijn het grootst op een punt gelegen aan de onderzijde van de punt van inslag van de klap. Aan de hand van de contourverdelingen wordt geschat dat deze verhangen momentaan eveneens in de orde van 5 zijn.

Uit de vergelijking van de verschillende contourverdelingen voor een luchtgehalte van respectievelijk 10% en 1% (zie bijlagen 1 t/m 6) wordt geconstateerd dat:

- naarmate het luchtgehalte in het water hoger is, is de demping van de golfklap naar de diepte toe sterker; de invloed van de klap sterkt zich alleen tot de bovenste laag uit.
- door de vorm van waterspanningsverdeling tijdens de klap, zijn de naar buiten tredende gradiënten direct na klap bij een hoger luchtgehalte groter dan voor een klein luchtgehalte (vergelijk bijvoorbeeld opwaartse gradiënten in bijlagen 1 t/m 4 en 5).

1.3 PLUTO

Voor de berekening van de grootte van de optredende vervormingen onder invloed van golfklappen zijn numerieke berekeningen uitgevoerd met het programma PLUTO. Met dit programma kunnen tevens de gebieden waarin plastische vervorming optreedt worden aangegeven.

In PLUTO dient men voor elke laag de volgende materiaalparameters op te geven:

- C cohesie [kPa]
- ϕ hoek van interne wrijving [graden]
- E elasticiteitsmodulus [MPa]
- ν Poissonverhouding [-]

Daarnaast is voor de berekening van het transport van water door ieder der materialen het volgende nodig:

- k doorlatendheid [m/s]
- n porositeit [-]
- s luchtgehalte water [%]

Voor PLUTO is dezelfde geometrie aangenomen als bij de sommen met STEENZET/2. In tabel 1.9 zijn de materiaalparameters aangegeven. De elasticiteitsmodulus E is berekend uitgaande van de bij STEENZET/2 gehanteerde waarde voor $\alpha=2.5 \cdot 10^{-5} \text{ 1/kPa}$ en een Poissonverhouding van $\nu=0.46$. De cohesie en de hoek van inwendige wrijving komen overeen met de karakteristieke waarden zoals die werden gemeten in triaxiaalproeven op grote monsters.

Tabel 1.9: parameters in PLUTO-berekening

laag	E (MPa)	ν	C (kPa)	ϕ (graden)
1	8.7	0.46	4	35

Voor de berekeningen met PLUTO werden dezelfde golfklappen geselecteerd als bij de STEENZET/2 berekeningen. Omdat een volledige PLUTO berekening voor de gehele duur van de golfklap nogal tijdrovend is, zijn een aantal relevant geachte momenten tijdens de golfklap geselecteerd. Voor deze tijdstippen zijn de door STEENZET/2 gegenereerde waterspanningsverdelingen als invoer gebruikt voor de in het talud heersende waterspanningsverdeling. Omdat bij de STEENZET/2 berekeningen de grootste uitwaartse gradiënten optraden bij een luchtgehalte van 10% zijn de waterspanningsverdelingen voor dat luchtgehalte gebruikt.

Verder wordt een belasting op het talud aangebracht die overeenkomt met de op dat moment gemeten waterspanning op het talud. Wanneer de belasting uitsluitend veroorzaakt wordt door de hydrostatische verdeling van het water, wordt deze belasting loodrecht op het talud verondersteld, omdat water geen schuifspanning kan overdragen. Echter, in het gebied van de golfklapzone zullen de door het water veroorzaakte krachten ten gevolge van het neervallen van het water op het talud voor een deel verticaal gericht zijn. In dat geval zal lokaal een deel van de belasting langs het talud werkzaam zijn.

In de onderhavige berekeningen werd het moment voorafgaande aan de golfklap gebruikt om vast te leggen welk gedeelte van de belasting verantwoordelijk is voor de hydrostatische verdeling van het water. Voor ieder moment hierna wordt het verschil tussen deze verdeling en de totale waterspanningsverdeling langs het talud opgevat als dat deel van de belasting dat verticaal werkt.

In tabel 1.10 is aangegeven voor welke momenten een PLUTO berekening is uitgevoerd. De in de tabel aangegeven tijden geven de tijdstippen weer ten opzichte van het begin van het voor de golfklap geselecteerde deel uit het databestand.

Tabel 1.10: tijdstippen van PLUTO-berekening

proef	k11	k12
tijdstip voor hydr. belast.	1.03 s	1.24 s
berekende tijdstippen	1.30, 1.33, 1.43, 1.70 s	1.44, 1.64, 1.68, 2.04 s
luchtgehalte	10 %	10 %

In bijlagen 10 t/m 13 zijn de elastische deformaties tijdens ieder van de geselecteerde momenten van de golfklap uit proef k11 als een contourverdeling weergegeven. Bij deze berekening is de belasting van de klap loodrecht op het talud aangebracht. In elk van de figuren zijn contourlijnen getekend waarbij de stapgrootte tussen elk van deze lijnen 1/20 bedraagt van de in de figuur aangegeven minimum- en maximumwaarde van de verplaatsing. Uit de contourverdelingen blijkt dat de maximale vervorming optreedt in de zone waar de golfklap plaatsvindt.

In tabel 1.11 is voor ieder van de doorgekende momenten de maximumvervorming vermeld. Opvallend daarbij is dat grote vervormingen optreden aan de onderrand van de opgelegde golfklap. In elk van de bijlagen 10 t/m 13 is tevens een figuur bijgevoegd waarin is aangegeven voor welk gedeelte van het talud de opgetreden vervormingen tot plastisch gedrag zullen leiden. Het gebied waar plastische vervorming voorkomt, levert in combinatie met het gebied waar het verhang uit het talud is gericht, een omgeving waar erosie onder invloed van een golfklap zal optreden. Uit de bijlagen 1 t/m 5 en 10 t/m 13 zien we dat dit het gebied langs het talud aan de onderzijde van een inslaande golfklap is gelegen.

Tabel 1.11: maximum vervorming golfklap uit proef k11

tijdstip [s]	max. vervorming [mm]	plastisch gedrag
1.30	1.3	ja
1.33	1.3	ja
1.43	12.0	ja
1.70	5.0	ja

Op dezelfde wijze zijn in bijlagen 14 t/m 17 de elastische deformaties tijdens ieder van de geselecteerde momenten van de golfklap uit proef k21B als een contourverdeling weergegeven. Wederom zijn in deze bijlagen figuren opgenomen waarin de gebieden zijn aangegeven waarvoor de vervormingen de plastische grens hebben overschreden. In tabel 1.12 zijn de maximale vervormingen vermeld.

Tabel 1.12: maximum vervorming golfklap uit proef k21B

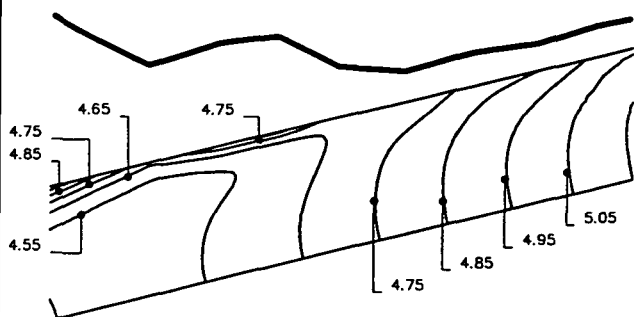
tijdstip [s]	max. vervorming [mm]	plastisch gedrag
1.44	1.1	ja
1.64	3.1	ja
1.68	4.6	ja
2.04	0.9	nee

1.4 Conclusies

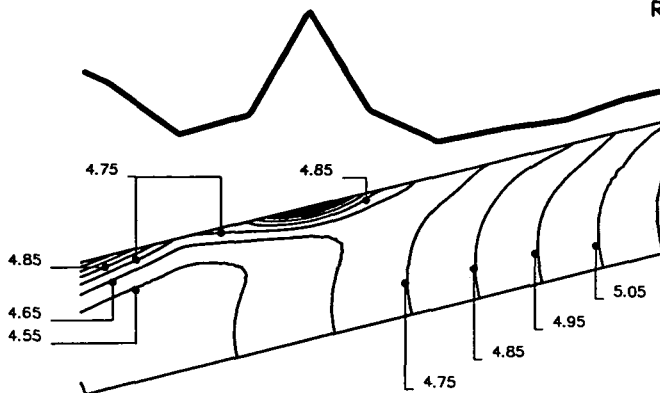
Uit de combinatie van STEENZET/2 en PLUTO berekeningen kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- tijdens golfaanval zijn de optredende verhangen het grootst direct na het inslaan van een golfklap; op een positie direct beneden het punt van inslag langs het talud treden uit het talud gerichte verhangen op van 4 à 5.
- individuele golfklappen zijn voldoende om het talud lokaal tot bezwijken te brengen; het gebied van plastische vervorming dat in aanmerking komt om uit het talud te worden gelicht, is gecentreerd rond een punt dat gelegen is aan de onderzijde van het maximum van de golfklap.

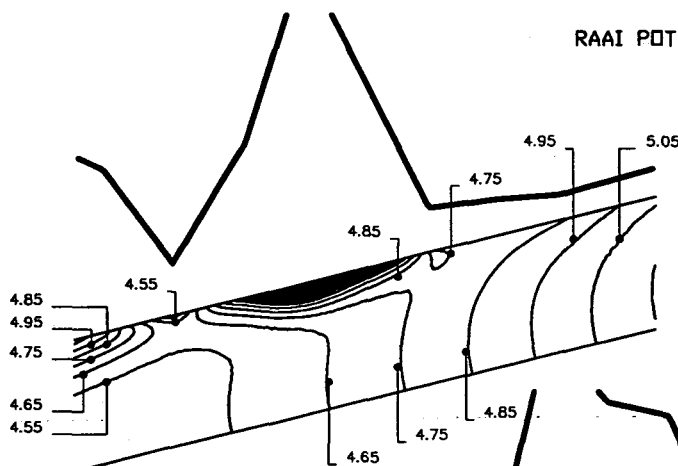
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.03



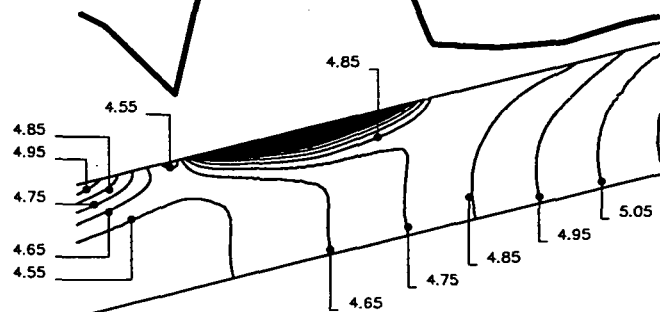
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.10



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.17



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.20



Filenaam: BYL-01 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-02-02


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-30

get.

ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm
 ISO-LIJNEN POTENTIAAL

CO- 346060

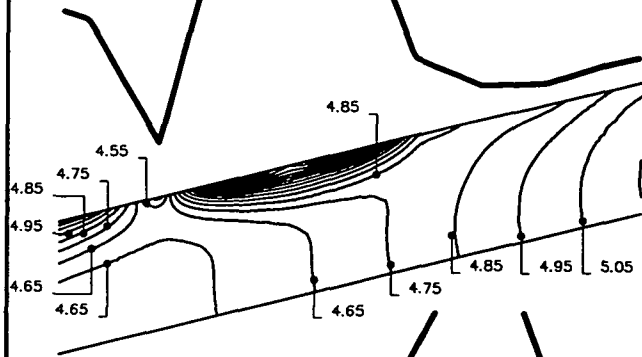
gez.

BIJL. 1

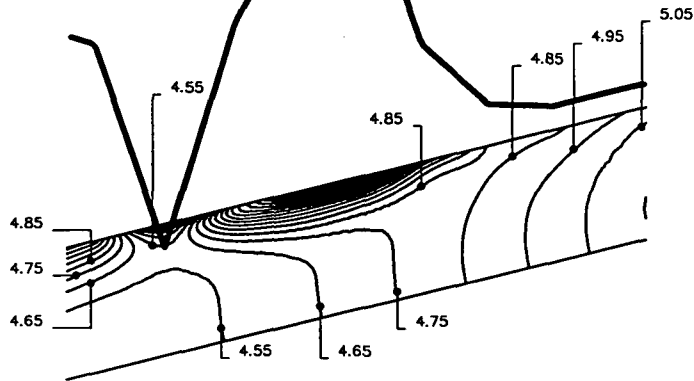
form.

A4

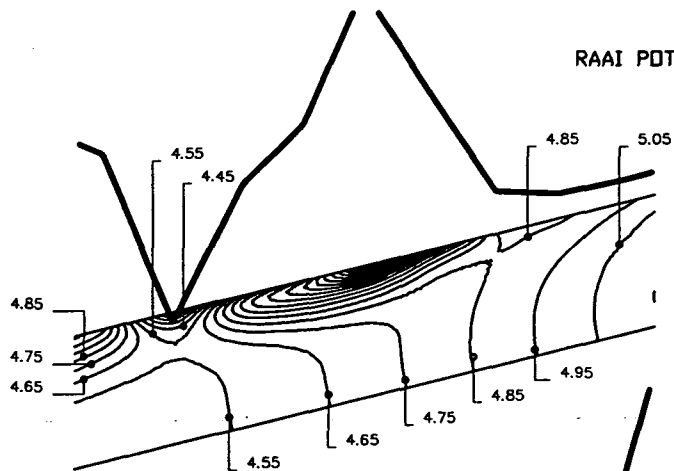
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.23



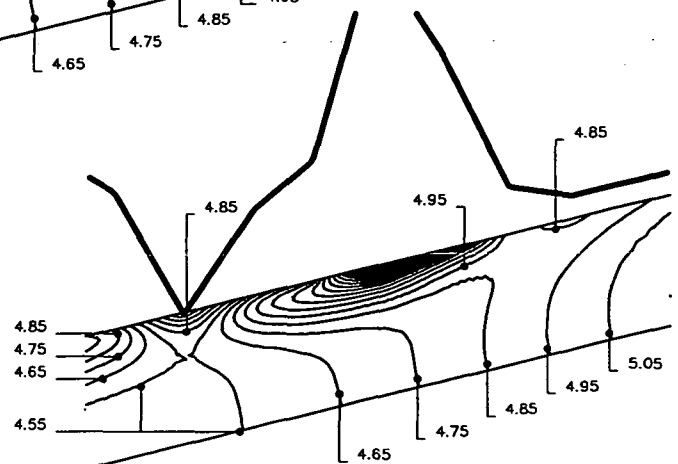
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.27



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.30



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.33



Filenaam: BYL-02 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-02-02



GRONDMECHANICA
DELFT

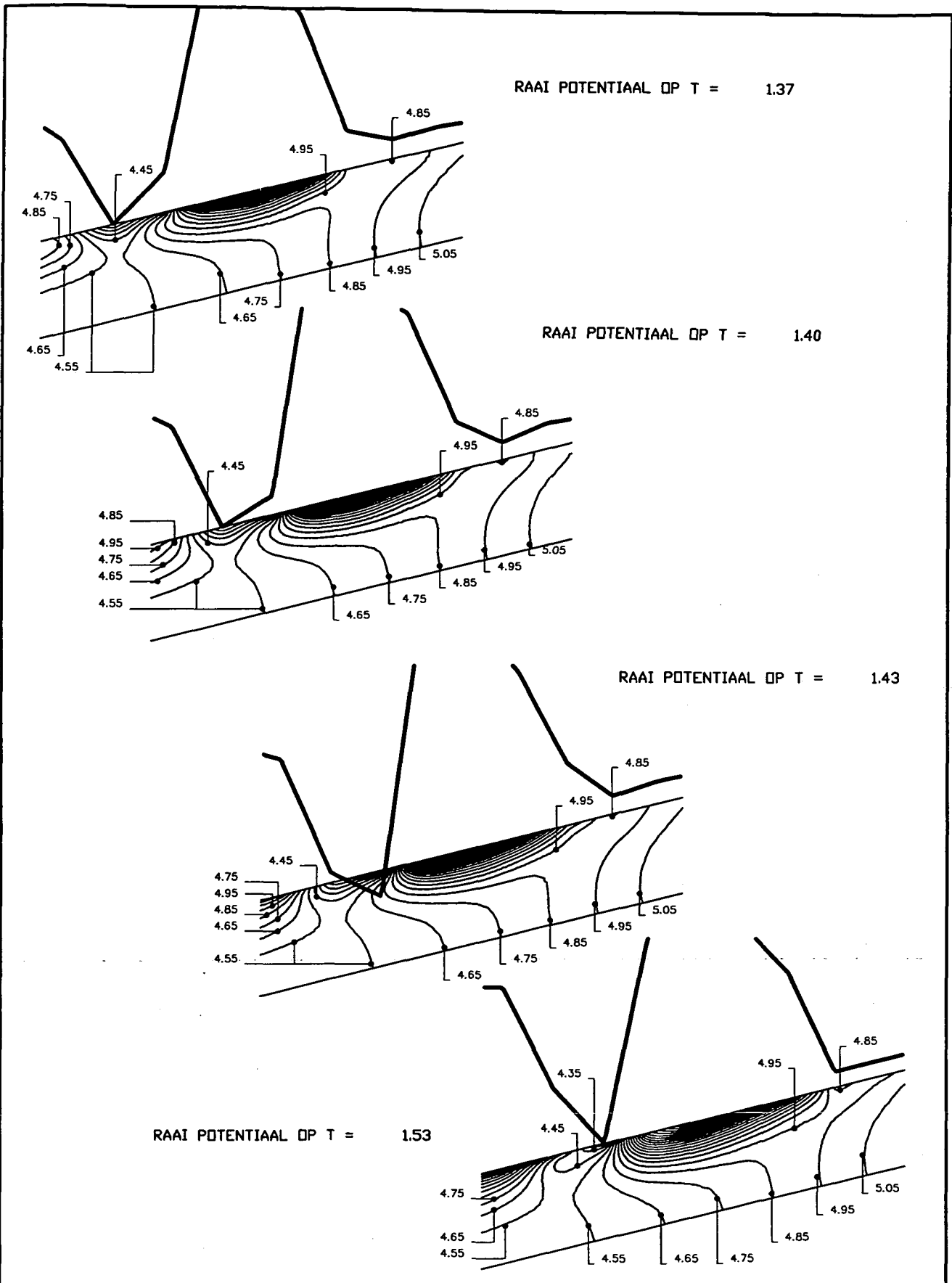
Postbus 69,
2600 AB Delft


Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

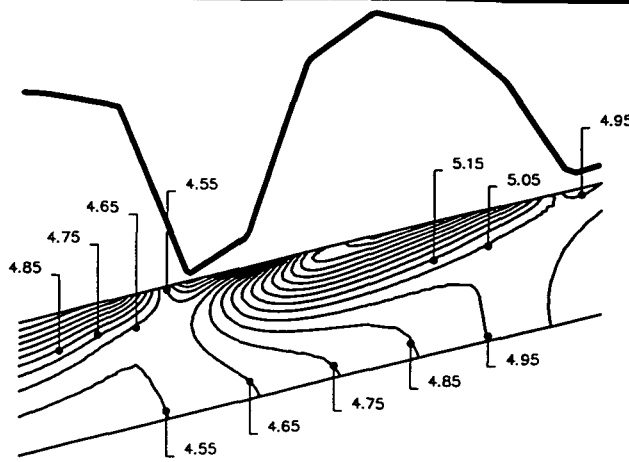
datum
 1994-11-30
 gez.
 ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm
 ISO-LIJNEN POTENTIAAL

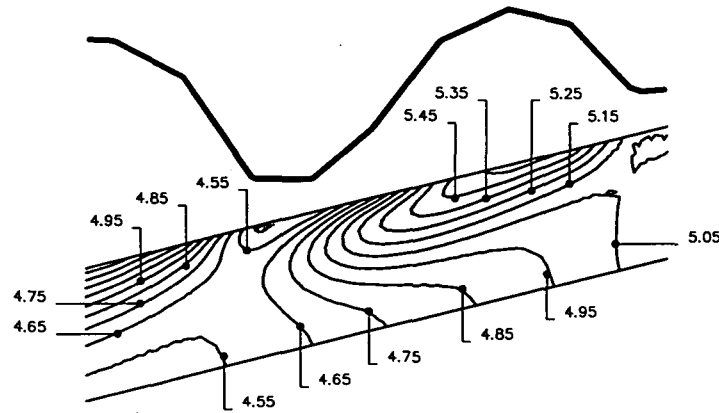
CO-346060
 gez.
 BIJL. 2
 form.
 A4



		Postbus 69, 2600 AB Delft		Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21		Filenaam: BYL-03 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd: 1995-02-02	
		PROEF K11 10% LUCHT STAP IS 10 cm ISO-LIJNEN POTENTIAAL		datum 1994-11-30		get. ALBL	
				CO-346060		gez.	
				BIJL. 3		form. A4	

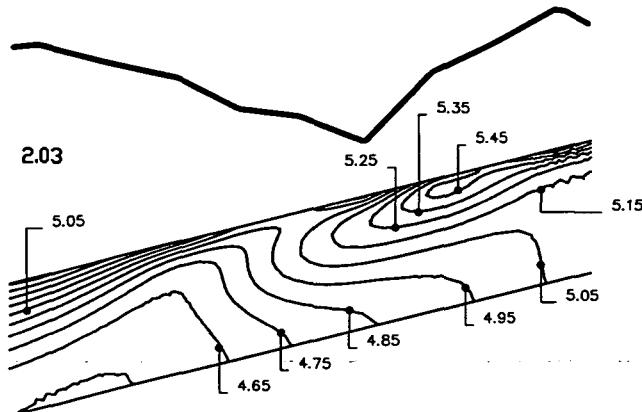


RAAI POTENTIAAL OP T = 1.70



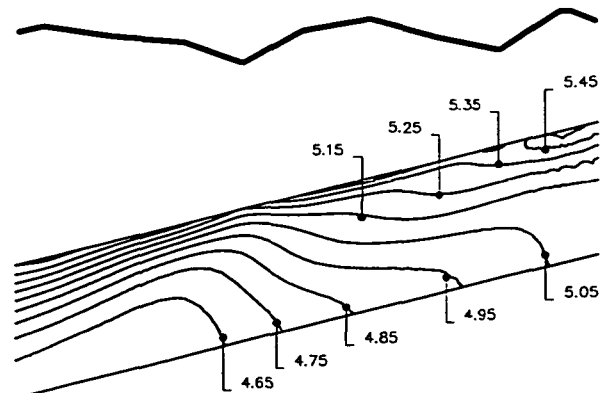
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.86

RAAI POTENTIAAL OP T =



2.03

RAAI POTENTIAAL OP T =



2.20

Bestandsnaam: BYL-04 .dwg

Afdeling: 600

Gewijzigd: 1995-02-02

**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-30

get.

ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
STAP IS 10 cm

CO-346060

gez.

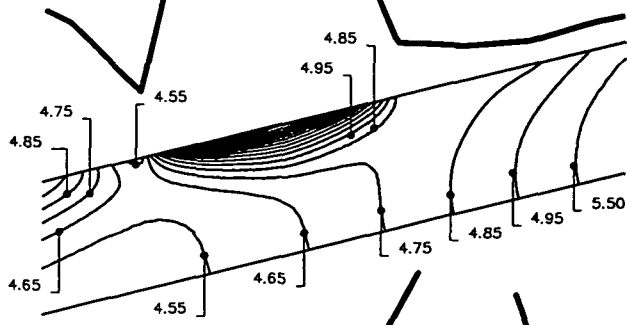
ISO-LIJNEN POTENTIAAL

BIJL. 4

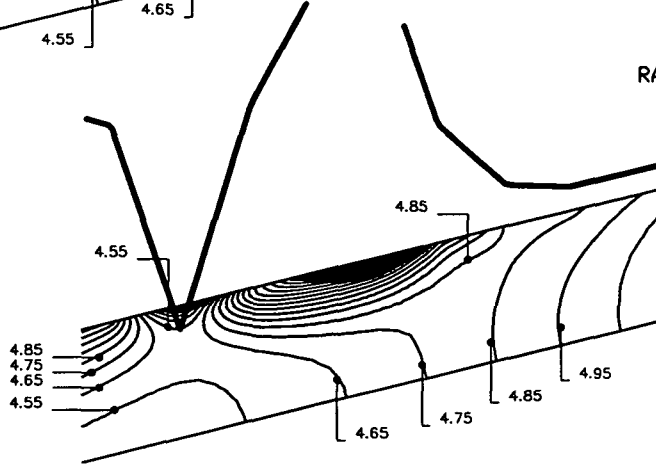
form.

A4

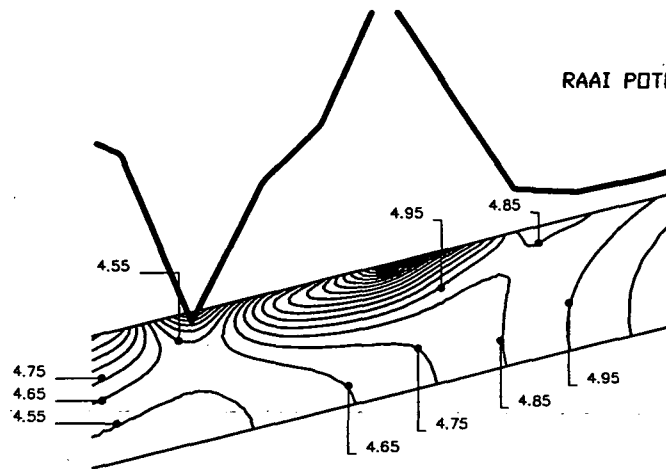
RAAI POTENTIAL OP T = 1.20



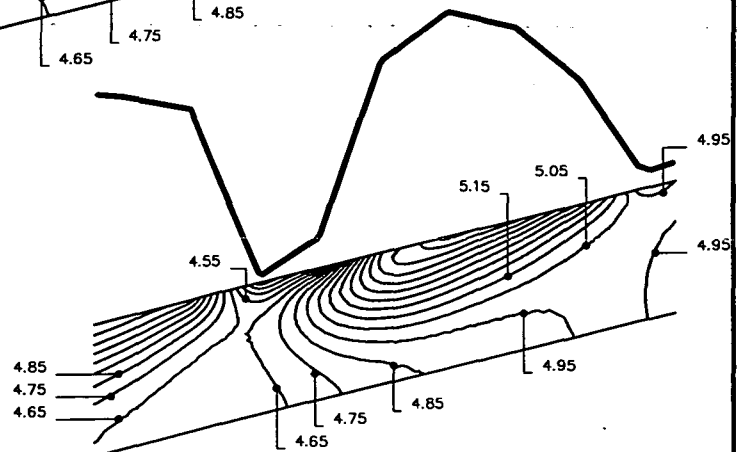
RAAI POTENTIAL OP T = 1.27



RAAI POTENTIAL OP T = 1.30



RAAI POTENTIAL OP T = 1.70



Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

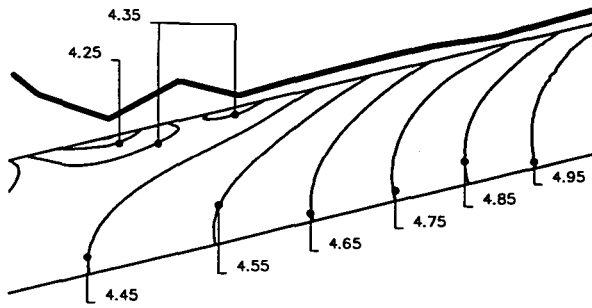
Bestandsnaam: BYL-05 .dwg
Afdeling: 600
Gewijzigd: 1995-02-01

datum: 1994-11-30
get.: ALBL

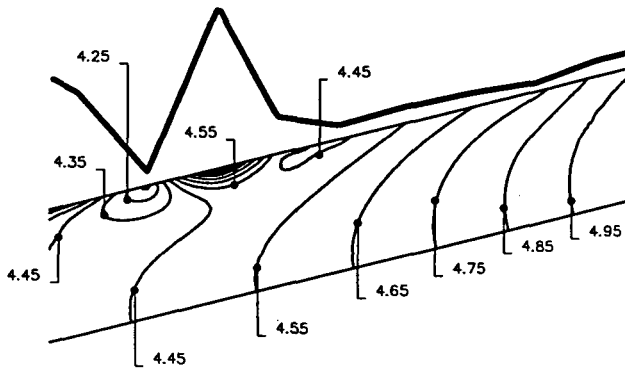
PROEF K11 1% LUCHT
STAP IS 10 cm
ISO-LIJNEN POTENTIAL

CO-346060
BIJL. 5
gez.
form. A4

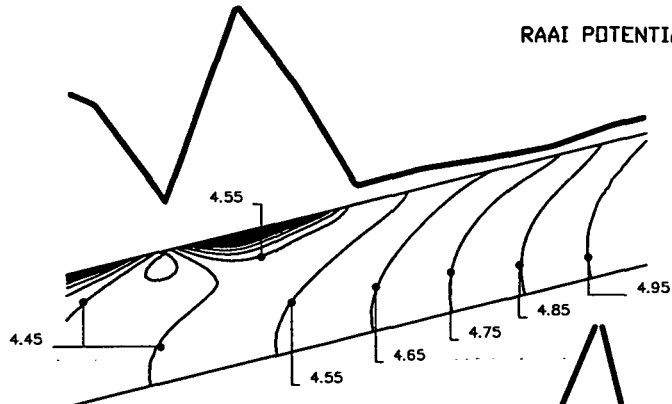
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.24



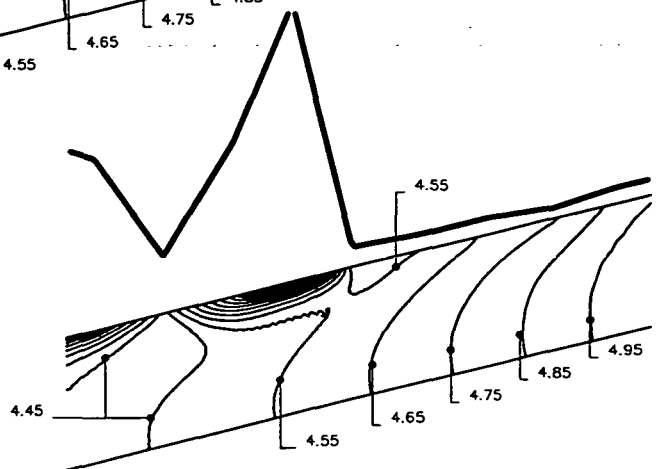
RAAI POTENTIAAL OP T = 1.32



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.36



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.40



Filenaam: BYL-06 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-02-01


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
 1994-11-30

get.
 ALBL

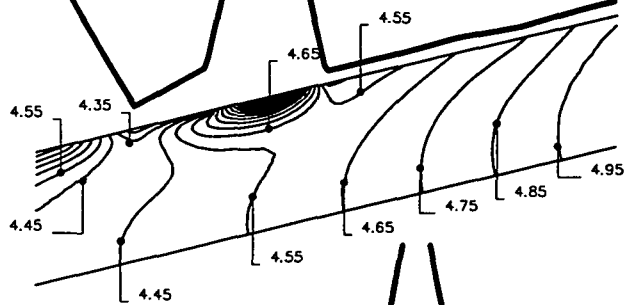
PROEF K21B 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm
 ISO-LIJNEN POTENTIAAL

CO- 346060

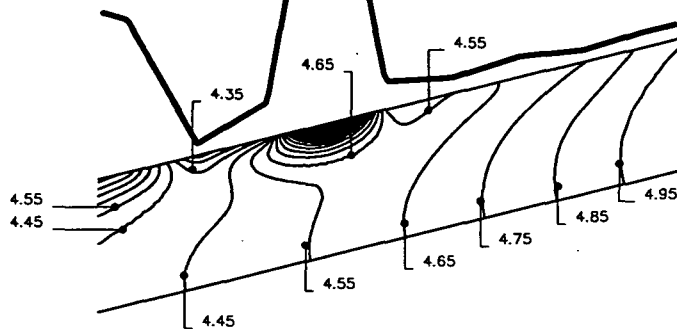
gez.

BIJL. 6

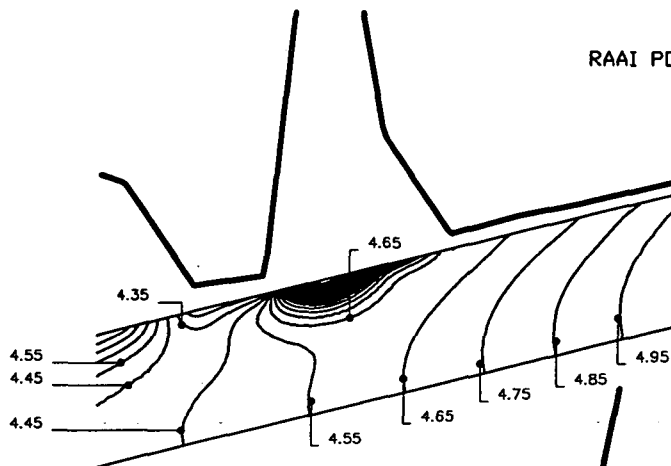
form.
 A4



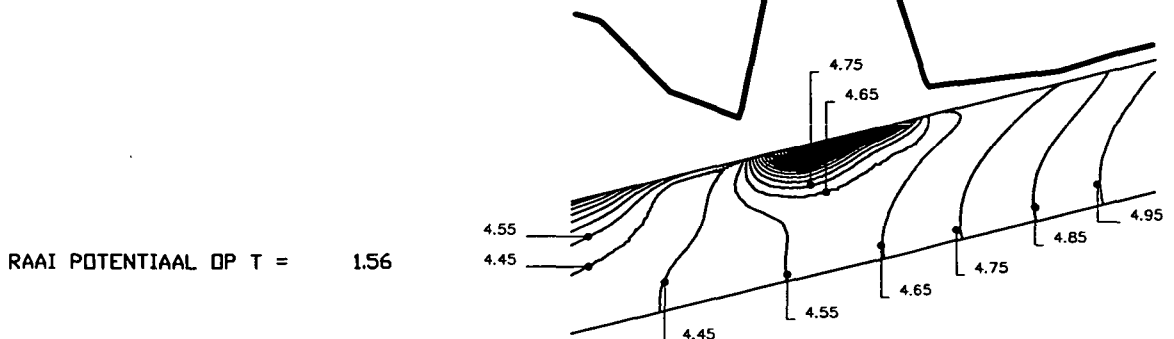
RAAI POTENTIALAAL OP T = 1.44



RAAI POTENTIALAAL OP T = 1.48



RAAI POTENTIALAAL OP T = 1.52



RAAI POTENTIALAAL OP T = 1.56

Filenaam: BYL-07 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-02-01


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-30

get.
ALBL

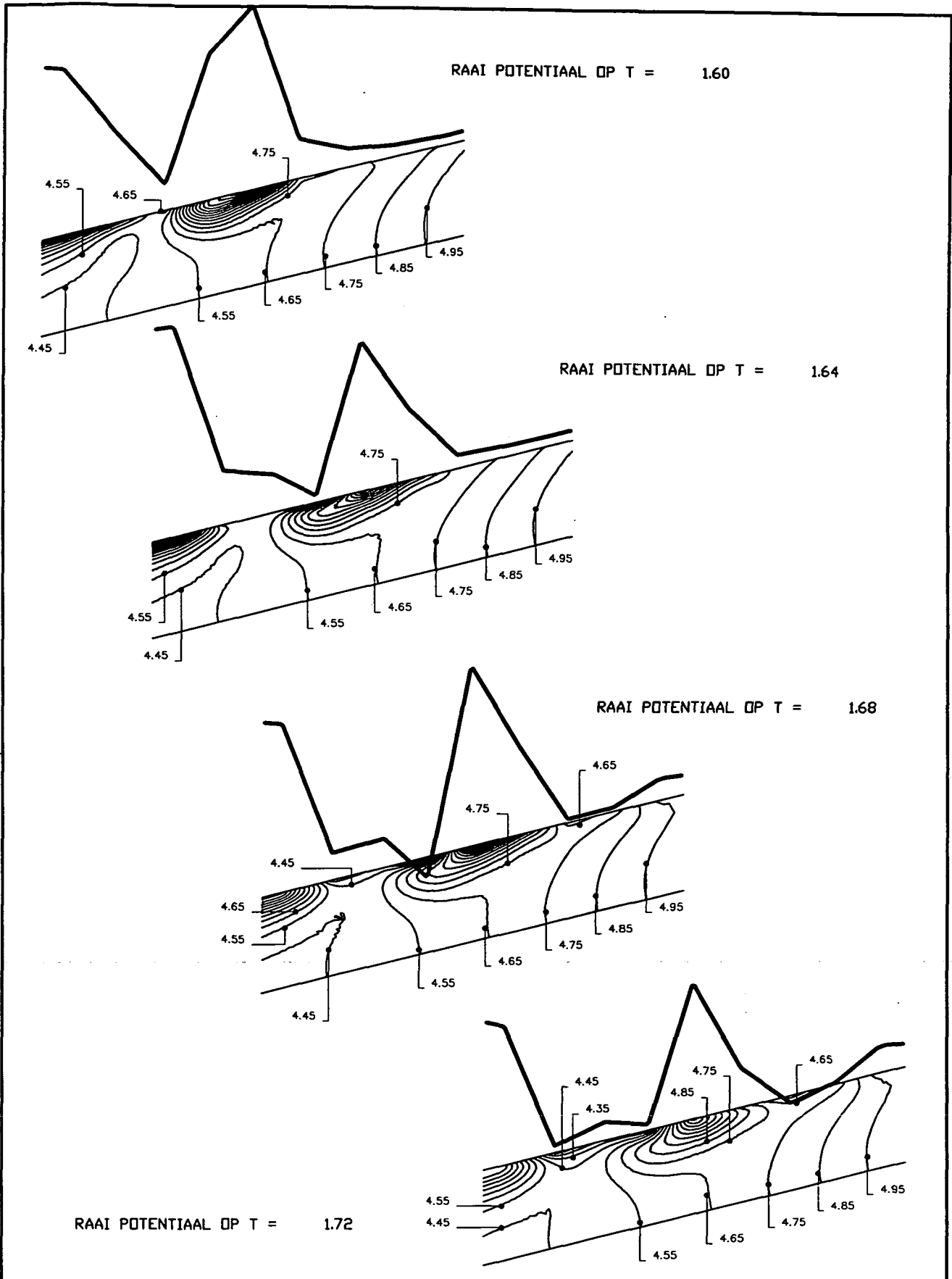
PROEF K21B 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm
ISO-LIJNEN POTENTIALAAL


CO- 346060

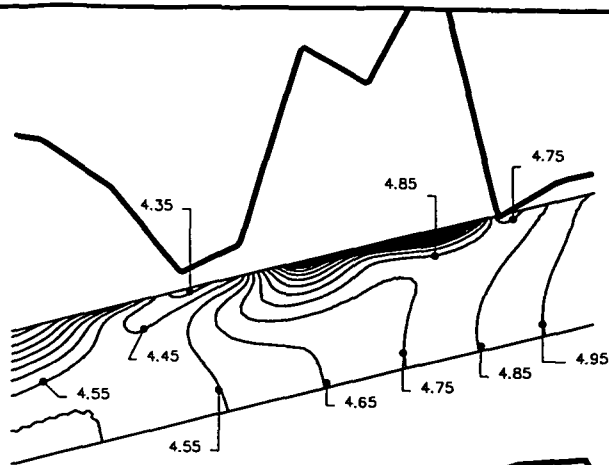
gez.

BIJL. **7**

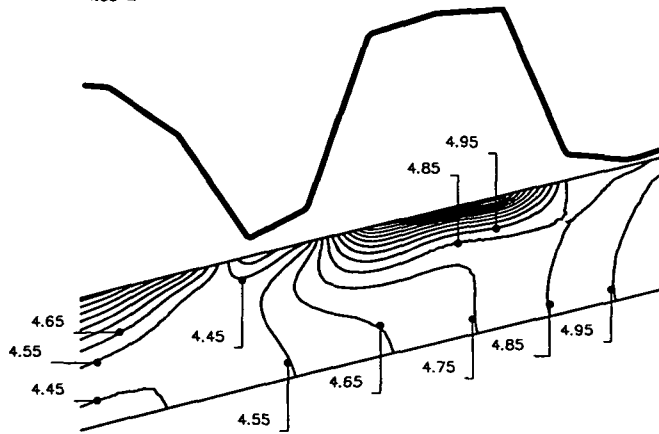
form.
A4



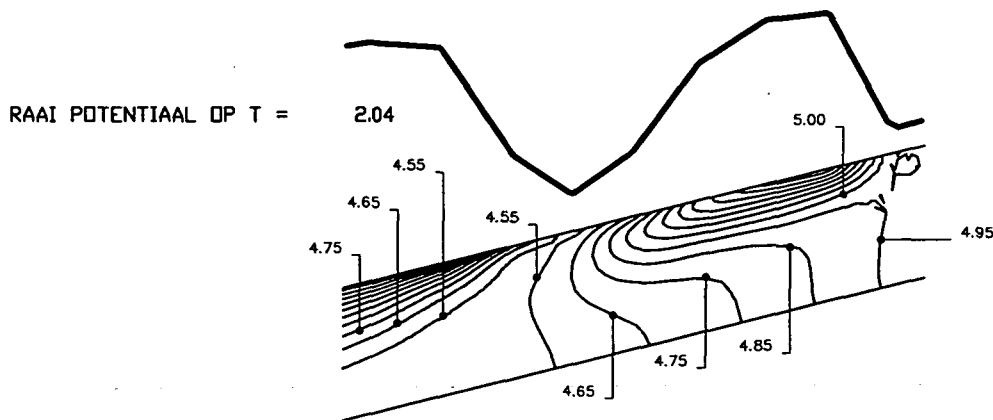
		Filenaam: BYL-08 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd: 1995-02-01		
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum 1994-11-30	get. ALBL
			PROEF K21B 10% LUCHT STAP IS 10 cm ISO-LIJNEN POTENTIAAL	CO- 346060



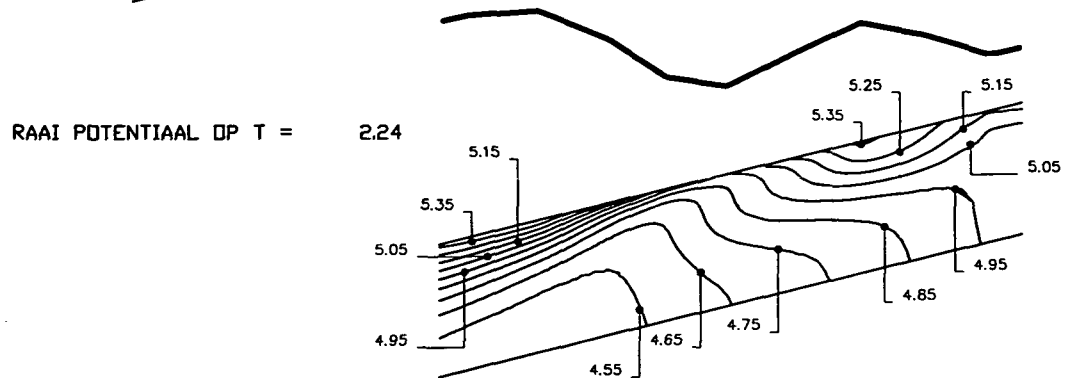
RAAI POTENTIAL OP T = 1.80



RAAI POTENTIAL OP T = 1.88



RAAI POTENTIAL OP T = 2.04



RAAI POTENTIAL OP T = 2.24

Filenaam: BYL-09 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

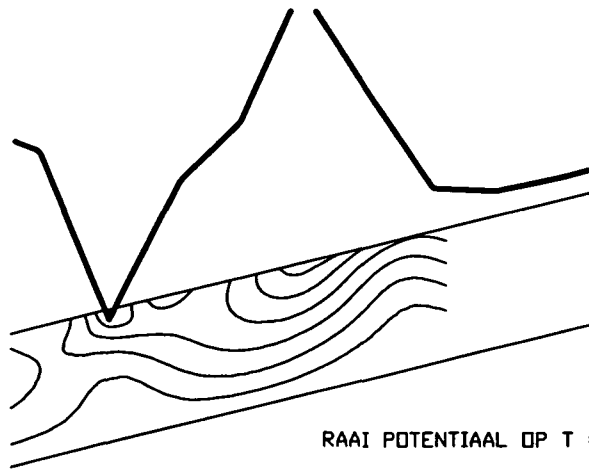
datum	get.
1994-11-30	ALBL

PROEF K21B 10% LUCHT
STAP IS 10 cm

gez.
CO- 346060

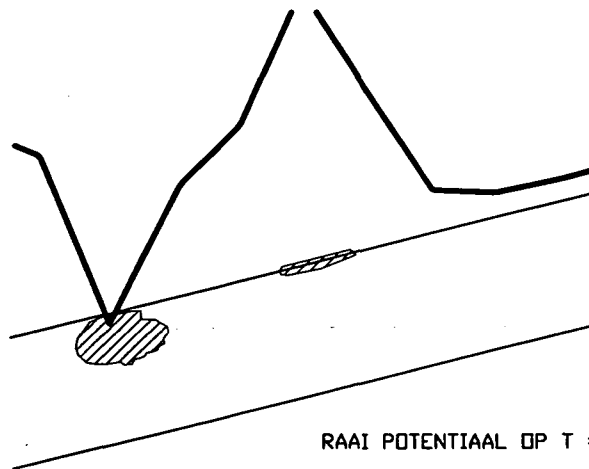
ISO-LIJNEN POTENTIAL

form.
BIJL. 9
A4



Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .1267E-02



Scale 1:20

Filenaam: BYL-10 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-30

get.
ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm

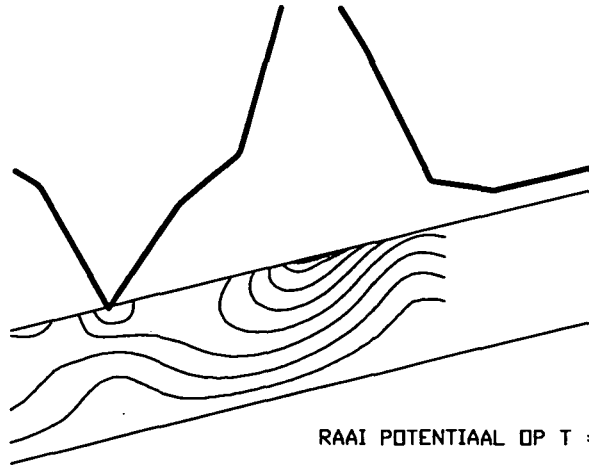
CO- 346060

gez.

DEFORMATIE – PLASTISCH – GOLFKLAP

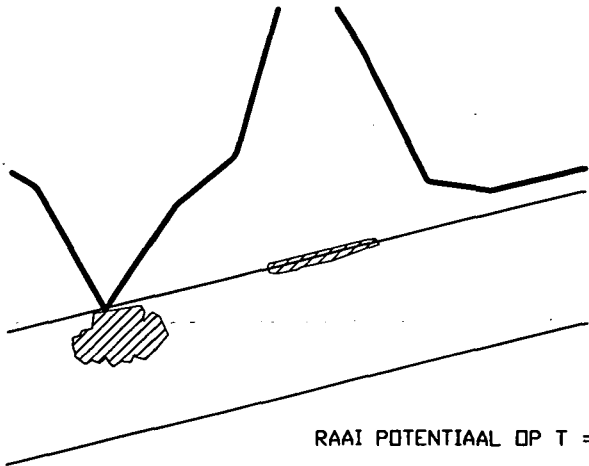
BIJL. 10

form.
A4



Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .1272E-02



Scale 1:20

Fiernaam: BYL-11 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31


**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
 2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
 1994-11-30

get.
 ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm

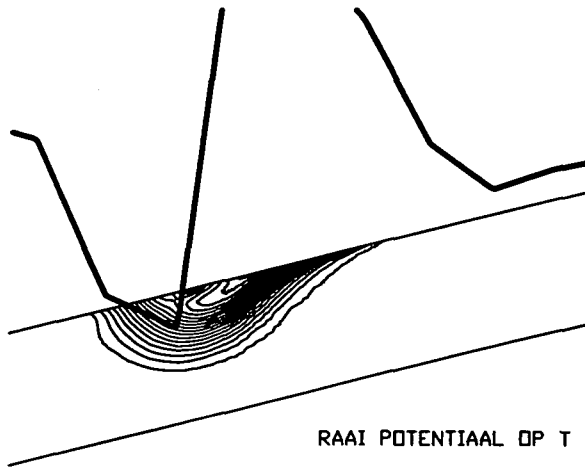
CO- 346060

gez.

DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP

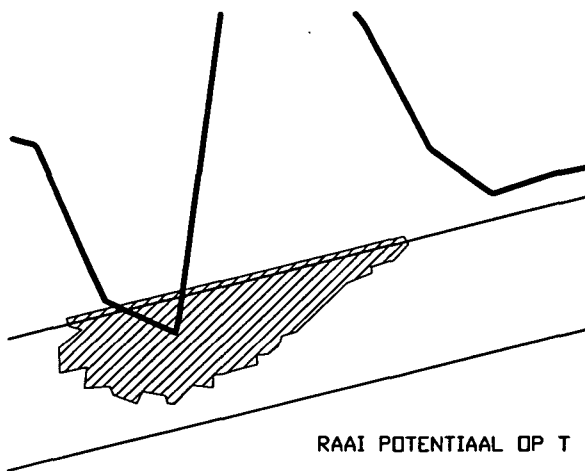
BIJL. 11

form.
 A4




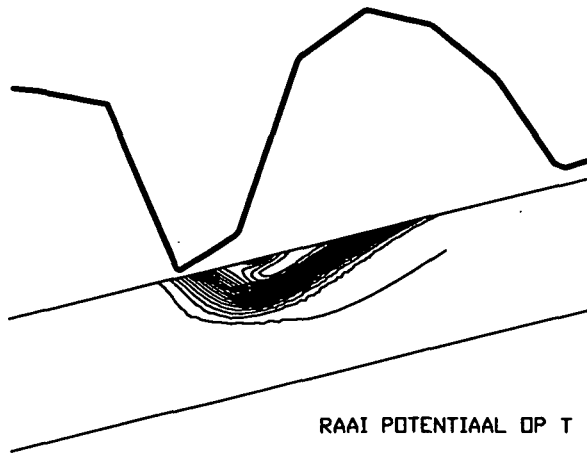
Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .1190E-01



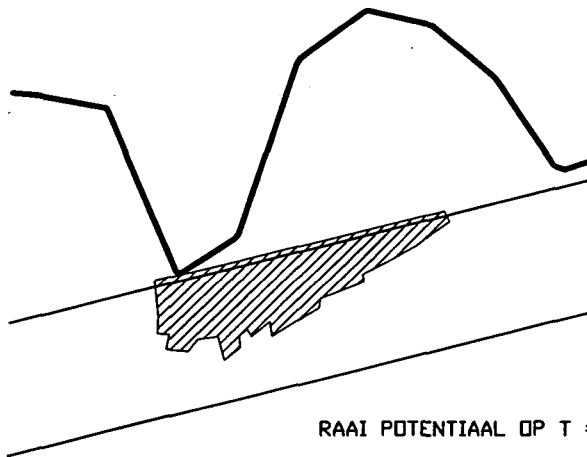
Scale 1:20

		Filenaam: BYL-12 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd: 1995-01-31	
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	
		datum 1994-11-30	get. ALBL
PROEF K11 10% LUCHT STAP IS 10 cm		CO- 346060	
DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP		BIJL. 12	form. A4



Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .5313E-02



Scale 1:20

Filenaam: BYL-13 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

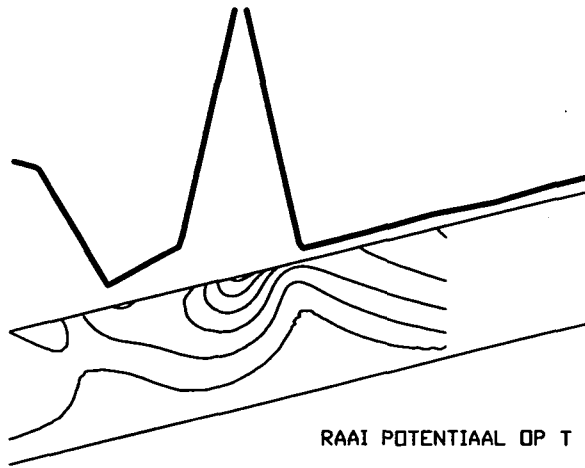
datum	get.
1994-11-30	ALBL

PROEF K11 10% LUCHT
STAP IS 10 cm

CO- 346060	gez.
------------	------

DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP

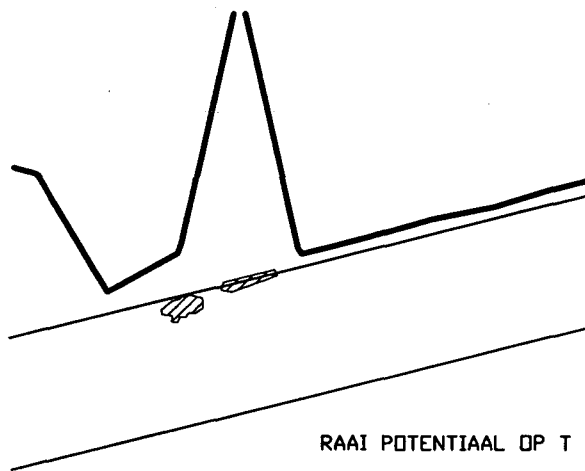
BIJL. 13	form. A4
----------	-------------



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.44

Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .1076E-02



RAAI POTENTIAAL OP T = 1.44

Scale 1:20



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

Bestandnaam: BYL-14 .dwg
Afdeling: 600
Gewijzigd: 1995-01-31

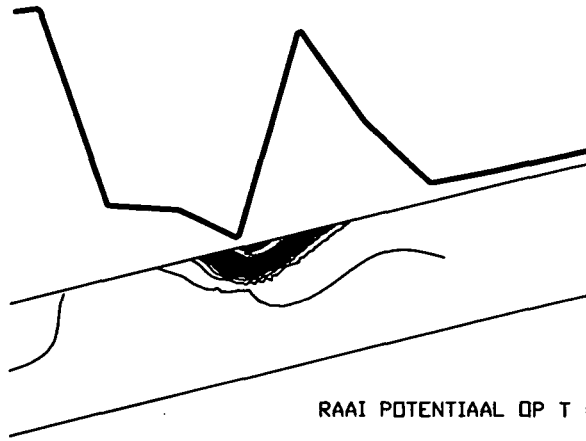
datum	get.
1994-11-30	ALBL

PROEF K21B 10% LUCHT
STAP IS 10 cm

CO- 346060	gez.
------------	------

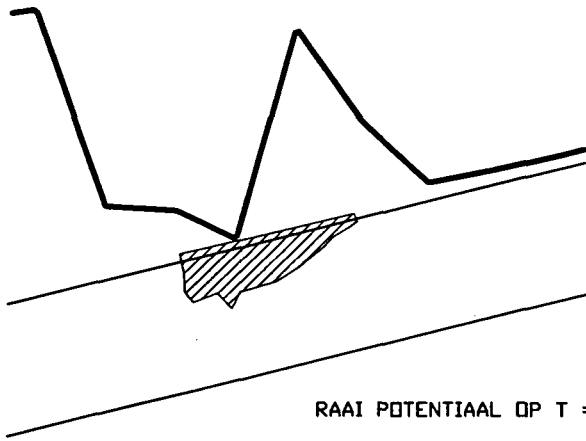
DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP

BIJL. 14	form. A4
----------	-------------



Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .3063E-02



Scale 1:20

Filenaam: BYL-15 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
 1994-11-30

get.
 ALBL

PROEF K21B 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm

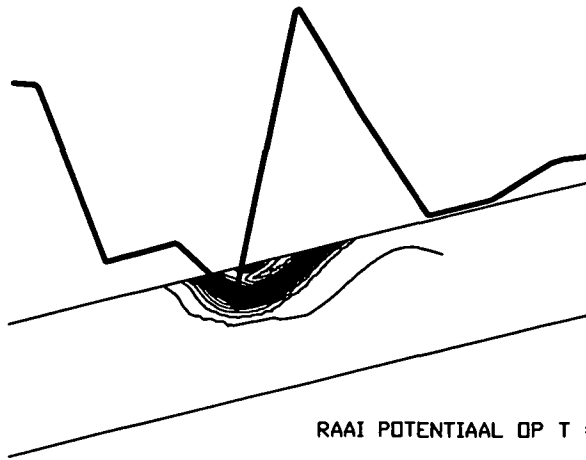
CO- 346060

gez.

DEFORMATIE - PLASTISCH - GOLFKLAP

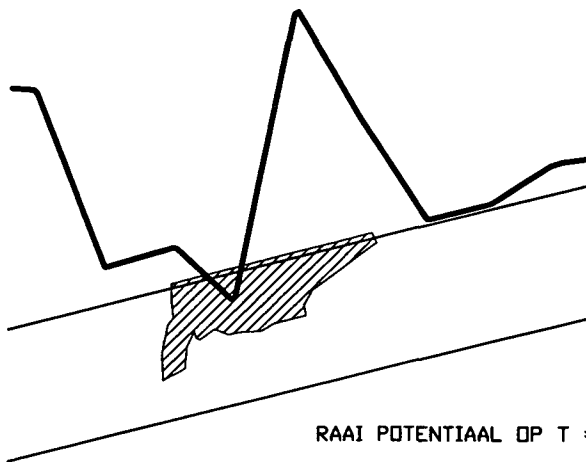
BIJL. 15

form.
 A4



Scale 1:20

min.value .0000E+00 max.value .4610E-02



Scale 1:20

Filenaam: BYL-16 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1995-01-31



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
 1994-11-30

get.
 ALBL

PROEF K21B 10% LUCHT
 STAP IS 10 cm

CO- 346060

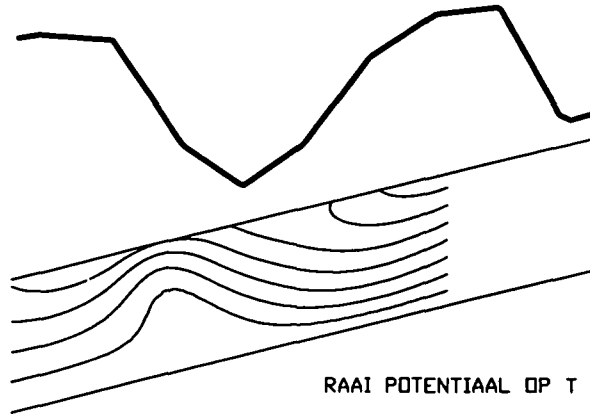
gez.

DEFORMATIE — PLASTISCH — GOLFKLAP

BIJL. 16

form.

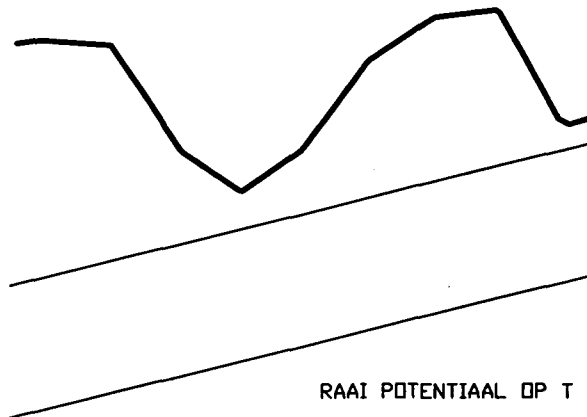
A4



RAAI POTENTIAL OP T = 2.04


Scale 1:20

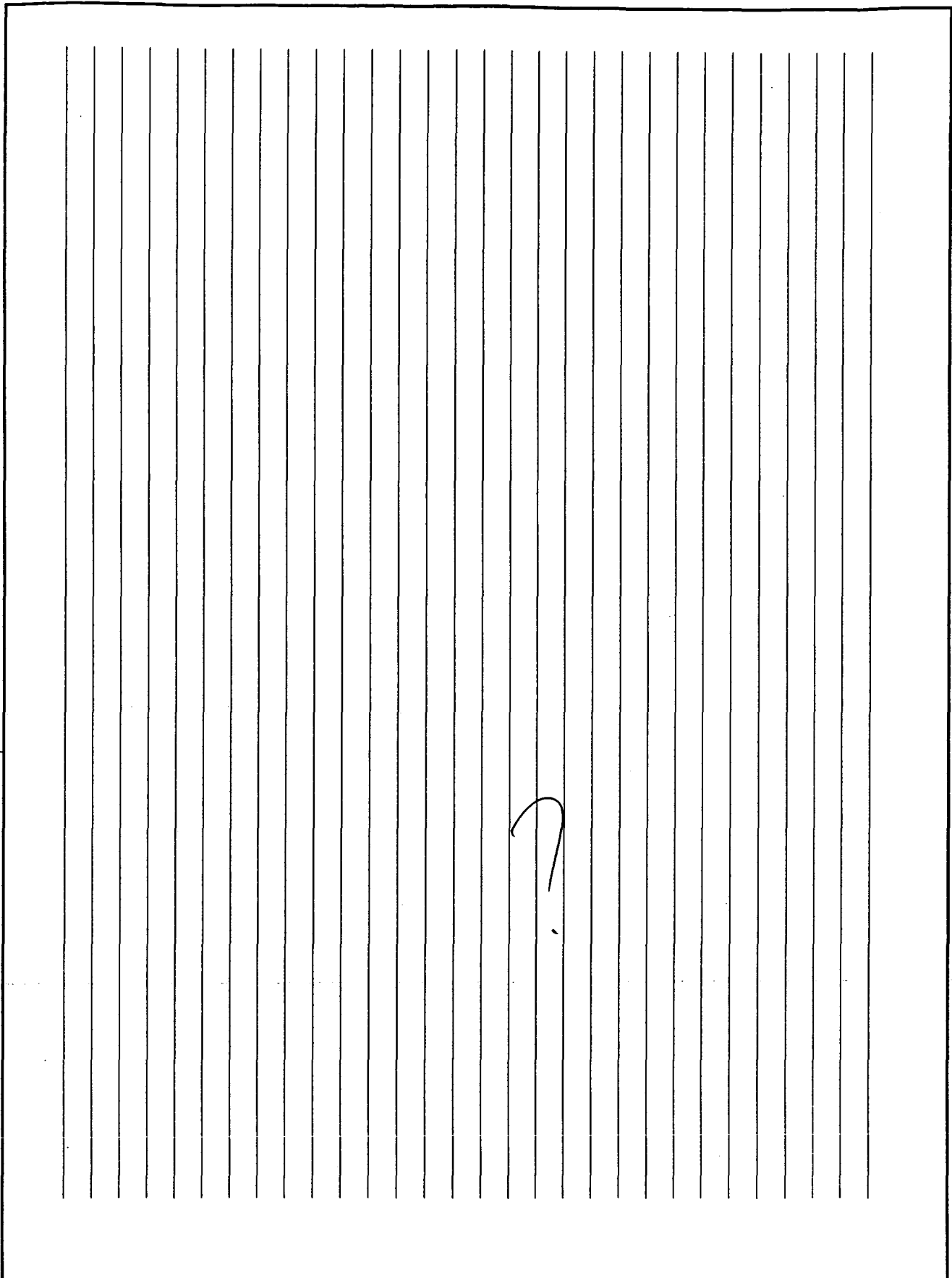
min.value .0000E+00 max.value .9333E-03




RAAI POTENTIAL OP T = 2.04

Scale 1:20

		Filenaam: BYL-17 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd: 1995-01-31		
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum 1994-11-30	get. ALBL
			CO- 346060	gez.
PROEF K21B 10% LUCHT STAP IS 10 cm DEFORMATIE – PLASTISCH – GOLFKLAP		BIJL. 17	form. A4	



		Bestandnaam: abcd0000 .dwg	
		Afdeling: 600	
		Gewijzigd:	
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00	datum
		Telefax (015) 61 08 21	1994-05-30
HOOFDTITEL:		CO- 000000	gez. ABCD
SUB.TITEL:			
ONDERWERP:		BIJL. 00000	form. A1

APPENDIX C

meetopzet reststerkteproeven

dr. H.J. Hofmann

januari 1995

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting		1
1	Inleiding	3
1.1	Algemeen	3
1.2	Opzet	4
2	Voorstel I	7
2.1	Algemeen	7
2.2	Methode	7
2.3	Opstelling	8
2.4	Procedure	9
2.5	Meetprogramma	9
2.6	Conclusie	9
3	Voorstel II	11
3.1	Algemeen	11
3.2	Hydraulic fracture proef	12
3.2.1	Methode	12
3.2.2	Opstelling	12
3.2.3	Procedure	13
3.2.4	Meetprogramma	14
3.2.5	Rapportage	14
3.3	Hydraulische afschuifproef	14
3.3.1	Methode	14
3.3.2	Opstelling	15
3.3.3	Procedure	15
3.3.4	Meetprogramma	16
3.3.5	Opmerkingen	16
3.4	Golfklapproef	16
3.4.1	Algemeen	16
3.4.2	Opstelling	16
3.4.3	Procedure	17
3.4.4	Meetprogramma	17
3.4.5	Rapportage	17
3.4.6	Alternatieven	18
3.5	Grote triaxiaalproeven	18
3.5.1	Algemeen	18
3.5.2	Opstelling	19
3.5.3	Procedure	19
3.5.4	Rapportage	20
3.6	Afschuifproef	20
3.6.1	Algemeen	20
3.6.2	Opstelling	21
3.6.3	Procedure	21
3.6.4	Rapportage	21
3.7	Classificatieproeven	22
3.7.1	Algemeen	22
3.7.2	Rapportage	22
3.8	Conclusie	22

4	Verdere onderzoeksopzet	23
4.1	Voortgangscenario	23
4.2	Conclusie	26
5	Verificatie waterspanningsgeneratie	27
5.1	Algemeen	27
5.2	Metingen	28
5.3	Berekeningen	29

Samenvatting

In deze appendix worden diverse voorstellen besproken voor het doen van proeven op natuurlijk gestructureerde klei. Doel van deze proeven is om voor kleisoorten van verschillende structurering, parameters vast te stellen waarmee de hydraulische belasting in de klei kunnen worden vastgelegd. Daarnaast worden de proeven gebruikt om voor kleisoorten van verschillende structurering sterkteparameters te verkrijgen op basis waarvan de reststerkte geschat kan worden.

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat (DWW) heeft in de loop van 1990 een onderzoekprogramma gestart naar de erosiebestendigheid van klei onder gezette steen. Een van de doelen van dit onderzoekprogramma is te komen tot criteria ter bepaling van de reststerkte van klei onder golfaanval. Onder reststerkte wordt verstaan de tijd die bij een gegeven golfbelasting benodigd is om op enig punt door de kleilaag heen te eroderen.

Ten behoeve van dit onderzoek zijn eerder grootschalige modelproeven uitgevoerd waarin onder andere de hydraulische omstandigheden in de klei werden gemeten (zie meetverslag GD & WL 1993). Uit deze grootschalige modelproeven werd geconcludeerd (analyseverslag GD 1993):

- de klei wordt in grote brokken weggeslagen (circa 0.10 m doorsnede)
- de gemeten waterspanningen hangen sterk af van de lokale structurering van klei
- er treden opwaartse verhangen op die voldoende zijn om de klei los te werken.

In eerste aanzet tot modellering van de reststerkte zijn vervolgens berekeningen met een discrete elementen methode uitgevoerd (programma UDEC, zie Hofmann 1994). Met dit programma kan bij gegeven golfaanval het verloop van de waterspanningsverdeling in een gestructureerde kleilaag worden berekend.

Voor eenvoudige geometrieën en bij harmonische golfbelasting lieten de uitkomsten voor de waterspanningsverdeling zich vergelijken met de uitkomsten van een eendimensionale bergingsvergelijking. Bij eendimensionale bergingssommen treedt demping en vertraging op van het watersignaal naar de diepte toe. De mate van demping en de grootte van de vertraging is afhankelijk van de parameters die in de bergingsvergelijking worden gehanteerd.

In een dergelijke benadering is het voor de hand liggende mechanisme voor erosie van klei gerelateerd aan het optreden van een faseverschil tussen de waterspanning op het talud en in de klei; door dit faseverschil kan een uit het talud tredende gradiënt optreden die de klei omhoogwerkt. Ditzelfde mechanisme ligt ook ten grondslag aan modelleringen van schade aan steenzettingen door grondmechanische instabiliteit (Bezuijzen 1990).

Vervolgens zijn door GD tweedimensionale bergingssommen uitgevoerd. Aan de hand van de resultaten hiervan werd geconstateerd:

- ten tijde van de golfklap treden grote, langs talud gerichte gradiënten op; de grootte van deze gradiënten is afhankelijk van de parameters die berging in het talud bepalen zoals doorlatendheid, luchtgehalte, samendrukbaarheid en porositeit
- mate van demping golfklap in ondergrond is sterk afhankelijk van de bergingsparameters
- bij de meetresultaten uit de Deltagoot werden waterspanningsmeters aangetroffen die als functie van diepte het gedrag van de sommen met weinig berging vertonen, alsook meters wier gedrag overeenkomt met resultaten van een som met veel berging.

Uit deze tweedimensionale berekeningen wordt geconcludeerd dat naast het schademechanisme van omhoogwerken van de klei wellicht ook een mechanisme van afschuiven van klei langs het talud kan optreden.

1.2 Opzet

In dit rapport wordt een voorstel gemaakt voor het doen van proeven op natuurlijk gestructureerde klei. Doel van deze proeven is tweërlei; enerzijds dienen zij ertoe om voor kleisoorten van verschillende structurering, parameters vast te stellen waarmee de hydraulische belasting in de klei kunnen worden vastgelegd. Anderzijds worden de proeven gebruikt om voor kleisoorten van verschillende structurering sterkteparameters te verkrijgen op basis waarvan de reststerkte geschat kan worden.

In hoofdstuk 2 wordt een laboratoriumopstelling besproken waarmee zowel de parameters voor de hydraulische modellering worden gemeten als die welke de sterkte van de klei karakteriseren. Daarbij is voor de meting van deze laatste ervan uitgegaan, dat het schademechanisme wordt gedomineerd door de effecten van het optreden vanuit het talud, opwaarts gerichte gradiënten. Dit mechanisme ligt ook ten grondslag aan een met succes toegepaste beschrijving van beschadigingen van steenzettingen door grondmechanische instabiliteit (zie Bezuijen 1990).

Naar aanleiding van tweedimensionale bergingssommen (gradiënten langs het talud ten gevolge van de plaatsafhankelijkheid van de belasting) is het definitieve voorstel voor het proevenprogramma gegeven in hoofdstuk 3. Dit is een combinatie van in situ proeven en laboratoriumproeven. Hiermee kan naast de beoogde parameters voor hydraulische modellering meer informatie over parameters die de sterkte van de klei karakteriseren worden verkregen. Hierbij wordt uitgegaan van de veronderstelling dat het schademechanisme wat te maken heeft met het zijdelings wegdrücken door langs het talud gerichte gradiënten in de klei belangrijk is.

Verder wordt in hoofdstuk 3 een proefopstelling besproken waarmee in de praktijk direct beproefd kan worden of het schade-mechanisme waarbij klei wordt losgewrikt ten gevolge van langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten tijdens het optreden van een golfklap inderdaad van belang is.

In hoofdstuk 4 wordt een aanbeveling gedaan voor een van de twee proevenprogramma's. Verder wordt hierin aangegeven wat na uitvoering van de metingen de te volgen strategie is bij verdere ontwikkeling van de modellering van reststerkte van klei.

Naar aanleiding van het geleverde commentaar in de TAW-A2 werkgroep wordt in hoofdstuk 5 ingegaan op de vraag op welke wijze de door ons voorgestelde hydraulische modellering nader geverifieerd kan worden.

2 Voorstel I

2.1 Algemeen

Geleid door het mogelijk schademechanisme van omhoogwerken van klei door uittredend verhang, is door GD een laboratoriumopstelling ontworpen. In bijlage 2.1 is een schematische weergave van deze opstelling getoond. In de opstelling kunnen grote kleimonsters worden beproefd.

Voor natuurlijke monsters wordt gedacht aan monsters met een karakteristieke diameter van 1.25 m. De overweging hierbij is dat deze afmeting een orde groter moet zijn dan de karakteristieke afmeting van een kleibrok die tijdens de 1:1 model-proeven in de Deltagoot uit het talud werden weggeslagen. De hoogte van het monster zal 0.8 m zijn. Deze hoogte komt overeen met karakteristieke dikte van een kleilaag onder gezette steen.

Er wordt vanuit gegaan dat de natuurlijke monsters worden aangevoerd in grote houten bekistingen zoals bij de uitvoering van de proeven in de Deltagoot op een grastalud (zie WL meetverslag grastalud 1993). Hieruit kunnen dan in het GD-laboratorium ongeroerd cilindrische monsters worden gestoken waarop later de proeven worden uitgevoerd.

Ter verificatie van de meting van de parameters voor hydraulische modellering (zoals doorlatendheid en porositeit) kan overwogen worden om ook beproevingen plaats te laten vinden op monsters gemaakt uit kunstmatige klei. Hierin worden scheuren aangebracht door de monsters in blokjes te snijden, (eventueel te 'bepoederen' met zand) en weer op te stapelen (kunstmonsters). Echter, om zinvolle proeven te doen moeten de hydraulische eigenschappen van het systeem in voldoende mate bekend zijn. Het is moeilijk in te schatten wat hiervan de gevolgen zijn in termen van tijd en geld, maar er wordt vanuit gegaan dat een proef op kunstmatige klei belangrijk duurder en tijdsintensiever is dan een vergelijkbare proef op natuurlijke gestructureerde klei; derhalve wordt vanuit GD een proef op een kunstmatig monster afgeraden.

2.2 Methode

Aan de bovenzijde van het monster wordt een harmonische waterspanning aangebracht. Tegelijkertijd wordt de demping en fasedraaiing van de resulterende waterspanning aan de onderzijde van het monster gemeten. Deze grootheden zijn afhankelijk van de parameters zoals de doorlatendheid, porositeit, luchtgehalte in het monster. Door metingen bij diverse perioden en amplitudes te verrichten kunnen de parameters worden bepaald die bruikbaar zijn bij de beschrijving waterspanningsgeneratie in een- of twee-dimensionale berekeningen.

Informatie over de sterkte van de klei wordt verkregen door een stationair verhang over het monster aan te brengen. Onder invloed van stationair naar boven gericht verhang wordt de vervorming van de klei bepaald. Tevens wordt het kritiek verhang bepaald waarbij het pakket opbarst.

2.3 Opstelling

De opstelling bestaat uit een meetcel die draaibaar is opgehangen in een juk. Aan de boven- en onderkant van deze cel zijn aansluitingen voor buizen (diameter 0.10 m) aanwezig die met elkaar verbonden worden en waartussen zich een tweerichtings-pomp bevindt. Deze pomp is van het tandwiel type en wordt aangestuurd met behulp van een hydraulische motor. Het toerental van de hydraulische motor wordt via standaard hydraulische sturing geregeld en is direct teruggekoppeld met de differentiaaldrukopnemer over het monster. Met de pomp kan een cyclische belasting op het monster worden aangebracht.

Het geheel vormt een gesloten systeem. Het debiet door het systeem wordt gemeten met behulp van stromingsmeters. De opstelling wordt gedimensioneerd op een maximaal debiet van 1 liter/seconde bij een maximaal drukverschil van 2 meter waterkolom.

Het (eventueel) bezwijken van het monster zal tijdens het meten van de vervorming gebeuren. Het bezwijken is het loskomen van brokken klei aan het oppervlak. Om dit te meten zullen er vier verplaatsingsopnemers op 'schoteltjes' op het oppervlak van het monster worden geplaatst.

Het is wenselijk om het oppervlak te kunnen bekijken tijdens het doorstromen. Om deze reden kan de cilinder boven de 'steekring' in perspex worden uitgevoerd.

Bij deze proef worden de volgende grootheden digitaal geregistreerd:

- de tijd
- de absolute druk boven het monster
- de absolute druk onder het monster
- het drukverschil over het monster
- het toerental van de motor, ten behoeve van de verificatie van het debiet.
- de verplaatsingen aan/van het oppervlak.

2.4 Procedure

Er is gedacht aan de volgende proef procedure per monster:

1. de meetcel met aansluitingen wordt afgekoppeld en uit het juk gehaald. Vervolgens wordt met de cel een ongeroerd monster uit de aangeleverde materiaal gestoken.
2. Nadat de cel weer in het juk is gehangen wordt het geheel gedraaid waarna de onderkant wordt opgevuld met goed doorlatend filtermateriaal (grind). In deze laag wordt tevens een waterspanningsmeter aangebracht. Hierna wordt deze zijde afgesloten zodat de cel in het juk kan worden gedraaid. De aansluitingen worden aangekoppeld en de ruimte boven het monster wordt gevuld met water. Tevens wordt in deze ruimte een waterspanningsmeter aangebracht.
3. De waterdruk aan de bovenzijde wordt nu cyclisch verhoogd. Door de drukverandering boven en onder het monster te meten is de demping en fasedraaiing te meten. Voor een gegeven maximaal verhang worden signalen met verschillende perioden gebruikt.
4. De afsluitklep aan de bovenkant van het monster naar de pomp wordt gesloten en een afvoerklap wordt geopend. Op het (boven) oppervlak van het monster worden (verticale) verplaatsing-opnemers. Een stationair verhang aan (druk gestuurd aan de onderzijde) wordt aangelegd. Door het debiet als functie van het verhang (en dus de tijd) te meten is de doorlatendheid te bepalen. Daarnaast worden vervormingen aan het oppervlak gemeten. Deze kunnen duiden op bezwijken van het monster. Het stationaire verhang wordt opgevoerd tot een gegeven maximale waarde.
5. De meting wordt gestopt, de aansluitingen afgekoppeld. Nadat de cel is gedraaid wordt aan de onderkant van het monster een laag afgepeld. Herhaal de stappen 2 t/m 4.
6. Herhaal het geheel van stappen 1 t/m 5, nu met een hoger maximaal verhang.

2.5 Meetprogramma

Voorgesteld wordt om een drietal natuurlijke monsters en een kunstmatig monster te beproeven. Daarbij wordt verder voorgesteld om elk monster driemaal te beproeven; als geheel, na het wegpellen van een circa 0.40 m laag en na het wegpellen van circa 0.60 m. De perioden bij het cyclisch aangelegde signaal zijn respectievelijk 0.2, 1.0 en 5 s. Het maximale stationair verhang dat wordt aangelegd, bedraagt achtereenvolgens 1 m, 2 m en 3 m waterkolom.

2.6 Conclusie

Simultaan met het opstellen van deze meetopzet is gewerkt aan een verdergaande studie naar de hydraulische belastingen in de klei. Aanleiding hiertoe waren opmerkingen bij tussentijdse overleggrondes dat de strikt eendimensionale proefopzet wat betreft de meting van de sterktepara-

meters voorbijging aan mogelijke tweedimensionale effecten. Om de invloed hiervan te onderzoeken zijn tweedimensionale bergingssommen uitgevoerd. Uit deze sommen bleek dat als belangrijk schade-mechanisme het zijdelings wegdrücken van de klei zou kunnen optreden. Verdere analyse maakte duidelijk dat dit bovendien waarschijnlijk het dominante schade-mechanisme is. Met dit in gedachten is besloten een nieuw proevenprogramma op te stellen, dat met dit schade-mechanisme rekening houdt. Dit wordt besproken in hoofdstuk 3.

3 Voorstel II

3.1 Algemeen

Naar aanleiding van de nieuwe inzichten met twee-dimensionale berekeningen van de waterspanningsverdeling ten gevolge van een golfklap zijn alternatieve proefopstellingen ontwikkeld. In deze proeven moet niet alleen omhoogwerken van klei onder waterspanningsgeneratie worden beproefd maar ook het zijdelings afschuiven van klei. Voorgesteld wordt een combinatie van proeven:

- A In situ proeven
 - A.1 hydraulische fracture proeven
 - A.2 hydraulische afschuifproef
 - A.3 golfklapsimulatie

- B Laboratoriumproeven
 - B.1 grote triaxiaalproeven
 - B.2 afschuifproef
 - B.3 classificatieproeven

Voor de onder A vermelde in-situ-proeven zal zo spoedig mogelijk een geschikte locatie worden aangewezen. Daarnaast zal deze locatie zal ook monstermateriaal opleveren voor het uitvoeren van de onder B vermelde laboratoriumproeven.

Verder dient te worden opgemerkt dat de onder A.3 aangegeven proef op verzoek is toegevoegd en dient ter verificatie van het optreden van schade ten gevolge van het voorgestelde schade-mechanisme door zijdelings wegdrücken van klei ten gevolge van een golfklap.

De verwachting is dat door voor één locatie alle in-situ-proeven en laboratoriumproeven uit te voeren voldoende informatie wordt verkregen om inzicht te krijgen op welke wijze de parameters uit de diverse proeven met elkaar samenhangen.

Binnen het meetprogramma zullen naast de hierboven aangeduide locatie nog een tweetal extra locaties worden aangewezen waar alleen hydraulische fracture proeven worden uitgevoerd. Hydraulische fracture metingen op deze andere locaties dienen ertoe om in kaart te brengen hoe de gemeten grootheden afhangen van de structuurvorming in de klei.

Aangezien uit de hydraulische fracture metingen ook informatie wordt verkregen over de doorlatendheid van het kleipakket kunnen deze metingen gecombineerd worden met voorgenomen doorla-

tendheidsmetingen in het kader van het onderzoek van de karakterisering van structuurvorming onder gezette steen (zie Kruse 1994). In dit kader zou het aantal locaties dat met een hydraulische fracture meting beproefd wordt, met nog eens twee locaties moeten worden uitgebreid. Daarmee zou het totaal met hydraulische fracture te beproeven locaties op vijf komen.

In de volgende paragrafen zal een ieder van deze proeven met het bijbehorende proevenprogramma worden toegelicht.

3.2 Hydraulische fracture proef

3.2.1 Methode

In bijlage 3.2.1 is een schets gemaakt van de te gebruiken opstelling. Met deze opstelling kan water onder druk op een punt in het kleipakket worden gespoten. Door op een aantal posities ten opzichte van het inspuitspunt de resulterende waterspanning te meten kan het effect van de demping en vertraging van een aangelegd signaal door de klei worden gemeten.

Uit meting van de hoeveelheid toegevoerd water als functie van de druk kan de doorlatendheid van het kleipakket bepaald worden. Verder kan aan de hand van veranderingen van plotselinge variaties in het debiet worden nagegaan bij welke waterdrukken veranderingen in de structuur van de klei optreden. Deze veranderingen hebben gevolgen voor zowel doorlatendheid als de sterkte van klei.

3.2.2 Opstelling

De voorgestelde proefopstelling bestaat uit een voorraadvat met water en een aansluitkraan, een compressor, een aantal stromingsmeters, een circa 1 m lange PVC buis met een diameter van circa 0,10 m, en een viertal drukopnemers.

Met steekapparatuur wordt een gat met een diameter van circa 0,12 m in de klei gestoken tot op een diepte van circa 0,25 m. Daarbij dient ervoor gezorgd te worden dat bij het steken de wanden van het gat (met name de onderste 0,10 m) niet worden dichtgesmeerd. Vervolgens wordt de bodem van het gestoken gat met een 0,05 m dikke grindlaag bedekt (korrelgrootte 2-4 mm). Daarna wordt op deze laag een vooraf gecalibreerde waterspanningsmeter aangebracht. Het gat wordt vervolgens verder opgevuld met een 0,05 m dikke grindlaag. Daarna wordt de PVC buis in de grond gestoken. De ruimte tussen de buis en de wand van het gat wordt opgevuld met een plastische kit (butyleen). De PVC buis wordt door middel van een afsluitkraan aangesloten op het drukvat met water. In het systeem van de toevoerleiding wordt een stromingsmeter opgenomen.

Symmetrisch rond de buis wordt op een afstand van circa 0,50 m drie gaten gestoken met een diameter van circa 0,10 m tot op een diepte van circa 0,25 m. Op dezelfde wijze als voor het centrale gat worden in deze gaten waterspanningsmeters in een 0,10 m dikke grindlaag aangebracht. Vervolgens worden deze gaten afgedicht met snelhardende en ondoorlatende gips. Wat betreft de diepte, waarop de omliggende waterspanningsmeters worden aangebracht, wordt voorgesteld om een op dezelfde hoogte ten opzichte van het taludoppervlak als het inspuitpunt in te brengen, de tweede circa 0,15 m lager en de derde circa 0,15 m hoger.

3.2.3 Procedure

Voor aanvang van de proeven worden de leidingen en de stromingsmeters ontlucht en op het drukvat aangesloten. Vervolgens wordt de volgende procedure afgewerkt:

- 1) door openen en dichtens van toevoer kraan wordt een aantal (totaal circa 10) korte drukstoten aangebracht (amplitude in de orde van 5 kPa) met een tijdsduur van circa 0,5 s aangebracht. Teneinde de overdruk snel weg te nemen kan een beluchtingskraan bij de aansluiting van de PVC buis worden geopend. Deze drukpulsproef wordt herhaald bij een andere amplitude (circa 10 kPa)
- 2) vervolgens wordt vanuit een druk nul geleidelijk de druk opgevoerd. De druk wordt stapsgewijs verhoogd (stapgrootte circa 5 kPa) en na iedere stap wordt de druk enige tijd vastgehouden (circa 5 minuten). Met het opvoeren van de druk wordt doorgedaan totdat water aan het oppervlak verschijnt.
- 3) De waterdruk wordt gereduceerd tot nul en de gehele procedure van stap 2 tot en met 3 wordt wederom herhaald.

Tijdens een proef dient registratie plaats te vinden van de

- a) tijd
- b) waterspanningen in centrale gat en de drie omliggende meetpunten
- c) uitlezing stromingsmeters.

Deze signalen worden met dataloggers geregistreerd en opgeslagen zodat ze op een later tijdstip nader kunnen worden uitgewerkt. De duur van de gehele meetprocedure (stap 1 tot en met 3) wordt op circa 1 uur geschat.

3.2.4 Meetprogramma

Voorgesteld wordt om de proeven op drie verschillende locaties uit te voeren. Teneinde inzicht te krijgen in de mate van inhomogeniteit van de beproefde kleilaag kan de proef op meerdere plaatsen op het talud worden uitgevoerd. Tevens kan de diepte van het inspuitspunt worden gevarieerd.

Er wordt voorgesteld om de proef op de locatie waarop ook de overige in-situ-proeven plaatsvinden gedurende een dag te meten waarbij op minimaal twee plaatsen een meting wordt uitgevoerd:

- a) 2 of meerdere proeven met de positie van het inspuitspunt op 0,30 m van het maaiveld. De onderlinge afstand van deze meetplaatsen zal niet meer dan 50 m bedragen.

Voor de overige locaties wordt voorgesteld om gedurende maximaal 1 dag per locatie hydraulische fracture proeven uit te voeren. Daarbij wordt gekozen voor een vaste inspuitsdiepte en worden op minimaal 2 posities op het talud een meting uitgevoerd. Bij deze meting worden geen drukpulsmetingen uitgevoerd. De inspuitsdiepte wordt op 0,30 m diepte van het maaiveld gezet.

3.2.5 Rapportage

In de rapportage zal een beschrijving van de opstelling worden gegeven. Verder wordt voor iedere meting in de rapportage opgenomen:

- figuren die het verloop van het druk en debiet weergeven bij de drukpulsmetingen. figuren die de respons van de waterspanningsmeters als functie weergeven op de drukpulssignalen in het centrale inspuitsgedeelte
- voor de langzaam oplopende, in stappen aangebrachte druk (stap 2) figuren die het debiet als functie van het debiet aangeven; figuren die de doorlatendheid als functie van de druk weergeven
- de kritieke waarde voor de druk waarbij het kleipakket opbarst.

3.3 Hydraulische afschuifproef

3.3.1 Methode

In bijlage 3.3.1 is een schets gemaakt van de te gebruiken opstelling. De bedoeling van deze opstelling is om water over een grote breedte (1,5 m) en diepte (0,60 m) zijdelings tegen een grondpakket te laten drukken. Door de vervorming van het grondpakket als functie van het verhang te meten en te bepalen bij welk kritiek verhang de grond bezwijkt, wordt informatie

verkregen over schuifsterkte van de grond. Zo kan bij een gegeven verhang de gemeten vervormingen worden vergeleken met uitkomsten van tweedimensionale sommen voor plastische vervorming onder hydraulische belasting (bijvoorbeeld PLUTO). De waarde van de cohesie waarvoor de resultaten van de sommen in overeenstemming zijn met de gemeten vervormingen is een te bepalen materiaalparameter.

3.3.2 Opstelling

De opstelling bestaat een door stalen frame versterkte houten bak. De dimensies van de bak zijn: hoogte circa 2,5 m, breedte circa 0,3 m en lengte circa 1,5 m. De bak wordt tot een diepte van circa 0,6 m in het talud ingegraven. Aan de zijde waar de bak in het talud steekt is zijwaarts een opening gemaakt over een lengte van circa 1,4 m en een hoogte van 0,5 m; door deze opening kan in de bak gebrachte water wegstromen waardoor de grond aan die zijde hydraulisch belast wordt.

Teneinde te voorkomen dat het water voor het merendeel wegstroomt naar de zijkanten, wordt de grond aan die zijde ingeklemd tussen twee grote rechthoekige stalen platen. Om te voorkomen dat het water hoofdzakelijk wegstroomt naar de bovenzijde is de bovenzijde van de grond afgedekt met een met metalen baleinen versterkte rubberen laag. Dit vel is met een ruime flap (circa 0,07 m) bevestigd aan de onderzijde van de opening in de doos. Door deze flap kan de grond zijdelings afschuiven zonder dat daardoor een groot lek ontstaat tussen de bak en de grond.

De vervorming van de grond wordt gemeten door op circa 0,20 m van de bak een draadverplaatsingsopnemer op het oppervlak aan te brengen. Deze meet de verplaatsing tussen de grond en de bak. De tegen op grond aangebracht hydraulische belasting wordt gemeten met een in de bak aangebrachte waterspanningsmeter.

3.3.3 Procedure

Nadat de bak is ingegraven worden de zijschotten en de afdichtende rubberlaag aangebracht. Vervolgens wordt water in de doos gepompt en op een vast verhang gehouden. Bij een gegeven verhang wordt de vervorming van de grond geregistreerd. Vervolgens wordt het verhang verhoogd en wordt wederom de vervorming van de grond gemeten. Dit wordt zolang herhaald totdat de grond onder de waterdruk bezwijkt. Na bezwijken worden grootte en positie van de bezwijkende grondmoot waargenomen.

3.3.4 Meetprogramma

Voorgesteld wordt om beginnend bij een waterdruk van 0,6 m water telkens de waterdruk met 0,2 m te verhogen totdat de grond bezwijkt (maximaal verhang circa 2 m waterkolom). De maximaal aan te brengen stationaire druk bedraagt 2,0 m waterkolom. Verder wordt voorgesteld om deze proef op een nader te bepalen locatie gedurende twee dagen uit te voeren, waarbij de proef tenminste driemaal wordt uitgevoerd.

3.3.5 Opmerkingen

Bij een geslaagde uitvoering levert de voorgestelde proef waardevolle informatie over de in-situ-schuifsterkte van gestructureerde klei. Echter, de proef heeft duidelijk een experimenteel karakter zodat a priori geen volledige garantie gegeven kan worden voor een succesvolle meting. Zo kunnen problemen optreden in verband met afdichting, die ons inziens weliswaar oplosbaar zijn, maar aanleiding kunnen geven tot onvoorziene inspanningen wat betreft tijd en geld.

3.4 Golfklapproef

3.4.1 Algemeen

De resultaten van numerieke berekeningen suggereren dat een belangrijk mechanisme van schade samenhangt met het optreden van golfklappen; ten gevolge van deze golfklappen kunnen in de bovenste laag van het kleioppervlak grote langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten optreden. Om te zien of dit fenomeen inderdaad een rol speelt, kunnen op een vaste plaats op het talud golfklappen worden gesimuleerd en kan worden geobserveerd of dit inderdaad leidt tot beschadiging van de grond.

3.4.2 Opstelling

In bijlage 3.4.1 is een schets getoond van de opstelling waarmee golfklappen op het talud kunnen worden nagebootst. Deze bestaat uit een houten bak op in een hoogte verstelbaar stalen frame. De dimensies van de bak zijn circa 2,5 m hoog, 0,3 m breed en 1,5 m lang. De onderzijde van de bak kan geopend worden om het water dat zich in de bak bevindt op het talud te laten vallen. Op het talud onder de bak zijn drukopnemers aangebracht. Op het talud onder de bak worden markeringspunten aangebracht.

3.4.3 Procedure

Nadat het ondersteunende juk op de juiste hoogte is gebracht, wordt de bak tot op een van tevoren vastgelegd niveau gevuld met water. Met een camera bevestigd aan het juk wordt een foto van het talud onder de bak genomen om de beginsituatie vast te leggen. Vervolgens wordt de onderzijde van de bak plotseling geopend waardoor het water op het talud slaat. De gemeten waterspanningen op het talud worden digitaal geregistreerd en de resulterende beschadigingen van het talud worden waargenomen. Met de camera wordt een foto van het talud onder de bak genomen. Aan de hand van de verandering van de markeringspunten wordt informatie verkregen over de vervormingen.

De onderzijde van de bak wordt gesloten waarna de bak wederom gevuld wordt met water voor de volgende klap. Op deze wijze worden een tiental klappen gegeven.

Bij de proef kunnen valhoogte en de hoeveelheid water gevarieerd worden. De valhoogte bepaalt de maximale drukklap, terwijl de hoeveelheid water de tijdsduur van de klap bepaalt.

Tijdens de gehele proef worden video-opnamen gemaakt.

3.4.4 Meetprogramma

Er wordt voorgesteld om op dezelfde locatie bij toenemende hoogte (tenminste 3 verschillende) telkens een serie van klappen op het talud te geven. Elke serie bestaat uit ten minste 15 klappen. De hoogten moeten corresponderen met maximale drukken van circa 10, 20 en 30 kPa. De geschatte valhoogten die hiermee overeenkomen zijn respectievelijk 0,5, 1,0 en 1,5 m. De tijdsduur van elke klap moet ongeveer 0,4 s zijn. De benodigde hoeveelheden water bij ieder van de valhoogten worden geschat op respectievelijk 0,6, 0,9 en 1,1 m³. De juiste hoeveelheden water met de bijbehorende tijdsduren worden aan de hand van try-outs vastgesteld. De benodigde tijd voor een meting bij een hoogte wordt op maximaal 1 uur geschat.

3.4.5 Rapportage

In de rapportage zal een beschrijving van de opstelling worden gegeven. Verder wordt voor iedere meting in de rapportage opgenomen:

- figuren die voor een representatieve golfklap het drukverloop van ieder der drukopnemers als functie van de tijd weergeven. Voor een aantal geselecteerde momenten tijdens deze representatieve golfklap het drukverloop als functie van de positie op het talud weergeven.

- Een beschrijving van de opgelopen schade na ieder der golfklappenseries.

3.4.6 Alternatieven

Naast de voorgestelde opstelling zijn ook alternatieven overwogen. Met name is nagedacht over de mogelijkheid om golfklappen te simuleren door wisselende waterspanningen op te wekken in een direct op het talud geplaatste constructie. Bijlage 3.4.2 toont een schets van een dergelijke opstelling. Met deze constructie moeten drukpulsen met een maximale duur van 0,5 s en een vaste amplitude van circa 10 tot 30 kPa over een gebied van 1,5m*0,2m worden opgewekt.

De tijdsduur van de aangebrachte puls kan worden geregeld door de tijdsduur te variëren gedurende welke toe- en afvoerkransen geopend dan wel gesloten zijn. Teneinde de druk gedurende de klap op een vaste waarde te houden kan de uitlezing van een op het talud geplaatste drukopnemer worden teruggekoppeld naar de aandrijvende pomp.

Voordeel van een dergelijke opstelling is dat de frequentie waarmee klappen op het talud worden gegeven hoger kan zijn dan de door ons voorgestelde opstelling. Daarmee kan beter doorgaande vervorming van het talud ten gevolge van vermoeiing van de klei worden beproefd. Aan de andere kant kleven aan een dergelijke opstelling ook een aantal bezwaren:

- ten gevolge van de configuratie is het profiel van de aangebrachte druk blokvormig en is daarmee minder representatief voor een realistische golfklap.
- Problemen met drukvariatie worden voorzien wanneer ten gevolge van vervorming van de klei de afdichting tussen de constructie en het talud niet meer goed afsluit. Methoden om deze aansluiting goed dichtend te verkrijgen hebben alle als nadeel dat de grond a priori belast en dan wel vervormd wordt terwijl vervorming juist een van de observabelen is.

Consequentie van het bovenstaande is dat de kans van slagen van de proeven met de door ons voorgestelde opstelling hoger wordt ingeschat dan met dit alternatief. Daarnaast zullen ook de kosten die deze alternatieve opstelling met zich meebrengen duidelijk hoger komen te liggen dan de eerdere voorgestelde opstelling.

3.5 Grote triaxiaalproeven

3.5.1 Algemeen

Om de eigenschappen van een representatief volume van de klei te bepalen kunnen triaxiaalproeven worden uitgevoerd op grote kleimonsters uit het kleipakket. Daarbij moet gedacht

worden aan ongeroerde gestoken grondmonsters gestoken met een diameter van circa 0,40 m en een hoogte van 0,40 m. De monsters worden gestoken op de locatie waar alle in-situ-proeven worden uitgevoerd door bussen met een kraan in het pakket te steken. De keuze is om monsters loodrecht op het talud te steken, dan wel zijdelings parallel aan de taludhelling monsters te steken. In het eerste geval wordt d.m.v. ondersteuning van ankers de bus loodrecht op het talud gestoken; in het tweede geval wordt in het talud een gegraven, waarna de bus door middel van stempels parallel langs het talud wordt gestoken.

Met de triaxiaalproef kunnen een E-modulus en een Poissonverhouding voor het bulkmateriaal worden bepaald. Tevens levert de proef informatie over bezwijkdruk onder mechanische belasting.

3.5.2 Opstelling

In bijlage 3.5.1 is een schematische tekening weergegeven van het triaxiaalapparaat waarmee grondmonsters met een dergelijke afmeting kunnen worden beproefd. Na plaatsing van het monster tussen twee ronde metalen schijven met een diameter van 45 cm, wordt het omgeven door een rubberen membraan. Dit geheel is geplaatst in een triaxiaalcel bestaande uit celvoet, celdeksel en een perspex annulus. Celvoet en celdeksel zijn verbonden door stalen trekstangen. De perspex annulus heeft een inwendige diameter van 73 cm en een wanddikte van 30 mm. De triaxiaalcel wordt gevuld met water dat dient als steunvloeistof.

Via een stang wordt met een hydraulische plunjer kracht op de metalen plaat aan de bovenzijde uitgeoefend. Deze kracht wordt gemeten met een loadcell. De resulterende verplaatsing wordt bepaald met een in de plunjer gemonteerde verplaatsingsopnemer. Tijdens de beproeving kunnen met behulp van drukopnemers de vloeistofdrukken in respectievelijk het monster en in de steunvloeistof worden gemeten evenals de volumeverandering van het monster. Tijdens een test worden de gemeten signalen met een datalogger ingelezen en opgeslagen in de computer voor verdere verwerking.

3.5.3 Procedure

Voor plaatsing in de triaxiaal-apparatuur wordt van elk monster de diameter en de hoogte opgemeten en het gewicht bepaald. Na plaatsing van een monster in de triaxiaalcel wordt het verzadigd door water van de onderzijde in de cel te laten stromen. Vervolgens wordt een klein verhang over het monster aangebracht en aan de hand van het doorgestroomde volume water per tijdseenheid een doorlatendheid bepaald.

Tijdens de beproeving wordt een vaste vervormingssnelheid van 1,875% van de monsterhoogte per minuut opgelegd. De beproeving wordt doorgezet totdat het monster bezwijkt dan wel het maximum van de te bereiken slaglengte bereikt heeft (20% deformatie). Tijdens de beproeving wordt na 0,4% zakking het monster vijfmaal opeenvolgend snel ontlast en belast om een E-modulus van het bulkmateriaal te bepalen.

Na afloop van een beproeving wordt een monster bij de uitbouw visueel geïnspecteerd op de aanwezigheid van schuifvlakken, structuren en andere bijzonderheden (zandophoping, verweking etceters).

3.5.4 Rapportage

In de rapportage zal een beschrijving van de opstelling worden gegeven. Verder wordt voor iedere meting in de rapportage opgenomen:

- figuren die de vervorming onder invloed van de toename van de aangebrachte verticale druk weergeven
- waarden voor de hoek van interne wrijving, cohesie, Poissonverhouding en E-modulus.
- waarde voor de bulk-doorlatendheid
- beschrijving van monster na bezwijken.

3.6 Afschuifproef

3.6.1 Algemeen

Bij de eerder in dit rapport besproken hydraulische afschuifproef is aangegeven dat de kans van slagen van deze proef moeilijk is in te schatten. Derhalve is nagedacht over een proef waarmee vergelijkbare informatie wordt verkregen.

In deze paragrafen wordt een laboratoriumproef voorgesteld waarin grote monsters worden beproefd onder zijdelingse afschuiving. Om een representatieve moot grond te beproeven wordt gedacht aan cilindervormige monsters met een diameter van circa 0,40 m en een hoogte van 0,40 m. De monsters worden op dezelfde wijze gestoken als de monsters die benodigd zijn voor de grote triaxiaalproeven.

3.6.2 Opstelling

In bijlage 3.6.1 is een schets getoond van de opstelling waarmee de vervorming van een groot monster kan worden gemeten onder invloed van een horizontaal aangebrachte schuifkracht. Het opstellen bestaat uit twee cilindervormige bussen waartussen het monster is geklemd. Op de bovenste bus kan met een hydraulisch gestuurde plunjer door middel van een staaldraad een horizontale trekkracht worden aangebracht. De aangebrachte kracht wordt gemeten met een opnemer tussen de plunjer en de staaldraad. Onder invloed van de horizontale trekkracht, zal het monster een zijdelingse vervorming vertonen. Daarnaast kunnen zijdelingse verplaatsingen gepaard gaan met het optreden van opwaartse bewegingen van kleibrokken in het monster. De zijwaartse en opwaartse beweging van de bus aan de bovenzijde worden gemeten met verplaatsingsopnemers. Door het plaatsen van gewichten op de bovenste bus kan het monster voorbelast worden.

3.6.3 Procedure

Voor de locatie waar vandaan ook monsters voor de triaxiaalproef afkomstig zijn, wordt ongeroerd een drietal monsters gestoken (diameter 0.40 m, hoogte 0.4 m). Na inbouw in het laboratorium worden de drie monsters beproefd bij verschillende bovenbelasting, te weten bij 5, 7.5 en 10 kN/m².

Tijdens iedere proef wordt de opgelegde kracht langzaam verhoogd totdat het monster bezwijkt. Tijdens het verhogen van de trekkracht worden geregistreerd:

- trekkracht
- verticale verplaatsing bovenste bus
- horizontale verplaatsing bovenste bus.

3.6.4 Rapportage

In de rapportage zal een beschrijving van de opstelling worden gegeven. Verder wordt voor iedere meting in de rapportage opgenomen:

- figuren die de vervorming onder invloed van de toename van de aangebrachte horizontale schuifkracht weergeven.
- waarde voor de hoek van inwendige wrijving en de cohesie.
- beschrijving van het monster na bezwijken.

In de rapportage worden figuren en tabellen opgenomen die voor ieder monster de resultaten van de onder 3.6.4 vermelde proeven bevatten.

3.7 Classificatieproeven

3.7.1 Algemeen

De classificatieproeven behoren tot de standaardproeven en bestaan uit de bepaling van:

- korrelverdeling
- plasticiteitsindex
- humus/kalkgehalte
- droge dichtheid/watergehalte
- standaarderosieproef.

Voorgesteld wordt dat met uitzondering van de standaard erosieproef, alle proeven driemaal worden uitgevoerd; de standaarderosieproef wordt tweemaal uitgevoerd. Het monstermateriaal wordt gestoken op de locatie waar alle in-situ-proeven plaatsvinden.

3.7.2 Rapportage

In de rapportage worden figuren en tabellen opgenomen die voor ieder monster de resultaten van de onder 3.7.1 vermelde proeven bevatten.

3.8 Conclusie

In het voorgaande is een aantal voorstellen van proeven besproken, waarmee nuttige informatie verkregen wordt ten behoeve van het onderzoek naar de modellering van reststerkte. Het is echter niet noodzakelijk om alle door ons voorgestelde proeven te laten uitvoeren, maar men kan afhankelijk van de beschikbare hoeveelheid tijd en geld een keuze maken uit de voorstellen. Door Grondmechanica Delft wordt echter als minimumprogramma voor verder onderzoek gezien een combinatie bestaande uit grote triaxiaalproeven, hydraulische fractureproeven, classificatieproeven. Voor dit geheel zijn de kosten geraamd op NLG 65.000,- exclusief BTW (inclusief rapportage). Daarnaast wordt sterk aanbevolen tot het doen van golfklapproeven. De kosten voor het doen van een set proeven op een locatie worden geschat op circa NLG 25.000,- exclusief BTW (inclusief rapportage).

4 Verdere onderzoeksopzet

4.1 Voortgangsscenario

Bij het formuleren van de eerste onderzoeksvoorstellen voor het modelleren van de reststerkte van klei werd uitgegaan van een opzet welke op dat moment het meest logisch leek.

- Uit analyse van de gemeten waterspanningen in de Deltagootproeven zou volgen welke hydraulische belasting in de klei aanwezig was.
- Met dit gegeven zou een geschikte modellering van de hydraulische belasting gekozen worden waarna iedere willekeurige golfbelasting omgerekend zou kunnen worden naar waterspanningen in de klei.
- Vervolgens zou een meetopzet worden opgesteld om bij de gegeven hydraulische belasting de sterkte van de klei te bepalen.
- Met de modellen voor hydraulische belasting en sterkte zou het mogelijk zijn om zowel de sterkte als de belasting te definiëren als functie van de klei-eigenschappen, cq. kleistructuur.
- Met dit model zouden berekeningen worden gemaakt teneinde eenvoudige toetsingsregels voor de praktijk op te stellen (equivalent model).

Uiteraard, doch dat is in de toegepaste wetenschap gebruikelijk, was dit te mooi om waar te zijn. Al bij de eerste stap, het bepalen van de hydraulische belasting in de klei als functie van de op het talud aanwezige golfbelasting, bleek de werkelijkheid ingewikkelder dan in het schema voorzien. Door de grillige structuur in de klei vertonen de waterspanningsmeters in de klei geen beeld dat eenvoudig met bestaande modellen is te representeren. Hierdoor ontstonden ook problemen bij de tweede stap, het opstellen van een model voor de hydraulische belasting in de klei.

In eerste instantie is voor het modelleren van de hydraulische belasting het numerieke model UDEC ingezet. Dit model is in potentie geschikt om met complexe structuurvorming te rekenen, doch bleek bij de huidige stand van zaken beperkingen in zich te hebben die het noodzakelijk maakten terug te grijpen op eenvoudigere modellen. In eerste de plaats hield dit eendimensionale bergingssommen in, in tweede instantie werd dit uitgebreid naar twee dimensies met het model STEENZET2. Met behulp van 1-dimensionale berging kan inzichtelijk worden gemaakt dat in de klei grote, opwaarts gerichte, verschildrukken kunnen ontstaan. Hierdoor zouden kleibrokken uit het talud gedrukt kunnen worden. De 2-dimensionale sommen lieten echter een ander schade-mechanisme zien dat naar de huidige verwachting maatgevend is. Tijdens de golfklap ontstaan dusdanig grote verhangen in de klei evenwijdig aan het talud dat, in ieder geval in statische zin, eenvoudig valt te berekenen dat het evenwicht in zijdelingse richting verloren gaat. Met name op

dit aspect richten zich de voorgestelde in-situ proeven.

Het is noodzakelijk te leven in het besef dat de materie dusdanig complex is dat de resultaten tegen kunnen vallen. Ook dan moeten we verder. De twee scenario's (succes en mislukking) worden onderstaand verder uitgewerkt.

Op dit moment is de situatie aldus, dat we denken althans in conceptueel opzicht een redelijk begrip te hebben van de hydraulische modellering. Hierbij spelen potentiaalstroming en elastische berging in de spleten een dominante rol. In STEENZET2 wordt hiermee gerekend, zij het met bulk-eigenschappen van de klei, en niet per spleet. Belangrijke eigenschappen zijn doorlatendheid k , elasticiteitsmodulus E , dwarscontractiecoëfficiënt ν , luchtgehalte en poriëngehalte. Deze kunnen voor verschillende soorten grond worden bepaald in triaxiaalproeven. In de hydraulische fractureproeven wordt de doorlatendheid gemeten, en wordt door de reactie in de grond op enige afstand van het inpomp punt te meten, tevens de andere voor berging bepalende eigenschappen afgeleid. Gesteld kan dus worden dat in ieder geval de parameters voor de hydraulische modellering na de proeven beter bekend zijn. Dit is voor het voorspellen van de waterspanningen in de klei een belangrijke winst.

De taak waar we nu voor staan is het bepalen van de sterkte-eigenschappen van de klei. Dit behelst twee vragen:

- wat is het schademechanisme?
- wat is de sterkte van de klei ten aanzien van dit schademechanisme?

Als schademechanisme wordt in het voorstel voor de proeven nadrukkelijk voorgesteld het zijdelings wegdrücken van kleibrokken onder invloed van zijdelingse verhangen in de klei. Hoewel uit berekeningen blijkt dat dit een aannemelijk mechanisme is, is het optreden ervan in de werkelijkheid nog niet aangetoond. Hiervoor is de golfklapproef in het programma opgenomen. Afhankelijk van het resultaat van de proef wordt geconcludeerd:

- A. het voorgestelde schademechanisme treedt op
- B. het voorgestelde schademechanisme treedt niet op.

Uiteraard hopen we scenario A. In dat geval wordt de weerstand van de klei tegen zijdelings afschuiven van belang. Hiervoor moet de hydraulische belasting bekend zijn en de schuifweerstand worden gemeten. Om te voorkomen dat de sterkte wordt bepaald door kleine toevalligheden of onregelmatigheden is er voor gekozen dit op grotere schaal uit te voeren, zodat in feite een soort "bulk-sterkte" wordt gemeten. Een verdere indicatie van de sterkte volgt uit de hydraulische fractureproeven en de triaxiaalproeven. Door deze proeven op meerdere locaties te doen wordt bovendien meer duidelijkheid verkregen over de vertaling van klei-eigenschappen naar parameters voor de sterkte en hydraulische modellering.

In dit geval is er naar verwachting voldoende materiaal voorhanden om een sterktemodel op te kunnen stellen. Berekening van de reststerkte verloopt dan in drie stappen:

- uit STEENZET2 volgen inwendige verhangen in de klei afhankelijk van de parameters k , E , v , luchtgehalte en n als functie van de golfbelasting
- dit inwendige verhang wordt vergeleken met de sterkte van de klei, welke een functie is van mate van structuurvorming en erosiebestendigheid
- indien bij maatgevende belasting geen schade ontstaat is de reststerkte oneindig. Indien wel schade ontstaat verloopt de voortplanting van deze schade naar de diepte eenparig, het gat groeit steeds met dezelfde snelheid, mits de klei over de gehele diepte dezelfde eigenschappen heeft.

Op dit model zijn twee aanvullingen mogelijk:

- koppeling met de resultaten van het onderzoek 'bodenvorming in klei onder steenzettingen' ten einde voor de praktijk eenvoudige classificatie van de klei te geven
- nadere beschrijving interne hydraulische belasting nadat schade is ontstaan. Nader onderzoek zou moeten aangeven of het logisch is dat de erosiesnelheid constant blijft als het gat dieper wordt, of dat dit juist af zal nemen. Dit is wellicht slechts mogelijk nadat aan UDEC de nodige aanpassingen zijn gedaan.

Het is mogelijk dat scenario B: 'het voorgestelde schademechanisme treedt niet op' wordt gevonden. Het is ook mogelijk dat de in-situ-golfklapproef en/of afschuifproef om andere niet-voorzienbare redenen mislukken. Onderscheid wordt derhalve gemaakt in drie situaties:

- a. zijdelings afschuiven treedt niet op.
Dit betekent in feite dat het schademechanisme niet bevestigd wordt. Er moet dan een ander schademechanisme zijn. Voor zover we het kunnen bekijken is het opdrukken van brokken klei door opwaarts verhang het enige mechanisme dat in aanmerking komt. Ook de weerstand tegen deze vorm van bezwijken kan echter worden beschreven in termen van schuifweerstand (cohesie/interlock) van de brokken. Ook in dit geval heeft het dus zin de afschuifproef uit te voeren. Modelleren vindt dan plaats volgens dit mechanisme en elastische bergingssommen.
- b. zijdelings afschuiven treedt op, maar de afschuifproef mislukt.
Afhankelijk van de oorzaak van het mislukken moet een nieuwe afschuifproef worden uitgevoerd, eventueel met een gewijzigde opzet. De proef is van cruciaal belang voor de vertaling van de overige eigenschappen naar de sterkte eigenschappen.
- c. de golfklapproef mislukt.
Hiermee wordt bedoeld dat om niet voorzienbare redenen de uitvoering van de proef mislukt, terwijl niet tot de uitspraak gekomen kan worden of zijdelings afschuiven optreedt of niet. In dit geval wordt de afschuifproef gewoon uitgevoerd en kan achteraf, met sterktebere-

keningen aannemelijk worden gemaakt dat het mechanisme op kan treden. Indien gewenst wordt een nieuwe golfklapproef opgenomen in het programma.

4.2 Conclusie

Het voorgestelde proevenprogramma zal naar verwachting gegevens opleveren over ten minste:

1. de parameters voor de hydraulische modellering: doorlatendheid, elasticiteitsmodulus, dwarscontractiecoëfficiënt, luchtgehalte en poriëngehalte
2. het schademechanisme, of dit nu zijdelings wegdrücken van de klei is, of opdrukken van brokken klei. In beide gevallen speelt cohesie/interlock een belangrijke rol. Ook deze parameter kan uit de proeven worden afgeleid.

Door op meerdere locaties hydraulic fracture proeven te doen en grote monsters te steken voor beproeving in het triaxiaalapparaat en monsters voor classificatieproeven wordt verder meer duidelijkheid verkregen over de vertaling van klei-eigenschappen naar parameters voor hydraulische en sterktemodellering. Daarbij is de hoop dat vanwege de relatieve eenvoud van de proef, de hydraulic fracture proef in de toekomst als standaardproef voor parameterbepaling van de reststerkte kan gelden.

Het opstellen van een equivalent model houdt naar verwachting de volgende stappen in:

- het uitwerken van de proefresultaten in een sterktemodel
- het uitvoeren van berekeningen met STEENZET2 ter bepaling van de inwendige verhangen in de klei als functie van de golftrandvoorwaarde
- vergelijking van de sterkte als functie van de klei-eigenschappen met het inwendig verhang
- vaststellen wanneer schade optreedt
- vaststellen snelheid waarmee schade optreedt als functie van klei-eigenschappen en golfbelasting
- vaststellen reststerkte aan de hand van belastingklasse, klei-eigenschappen en dikte kleilaag.

Op deze wijze kan de tabel waarmee de reststerkte nu wordt beoordeeld, worden verbeterd en worden aangevuld met golven groter dan 2 m en kleidikten anders dan 0,80 m. Het equivalent model moet worden aangevuld met de ervaringen uit het onderzoek 'bodenvorming in klei onder steenzettingen' (Kruse 1994).

Het punt waar het opdit moment om draait is het meten van de sterkte-eigenschappen van de klei. Indien dit niet mogelijk blijkt is het opstellen van een sterktemodel dat evenmin. De proeven zijn van cruciaal belang en dienen daarom in de plannen voldoende ruimte te krijgen.

5 Verificatie waterspanningsgeneratie

5.1 Algemeen

De door ons voorgestelde schademechanismen (opwrikken ten gevolge van fasedraaiing naar de diepte toe en het zijdelings afschuiven ten gevolge van langs het talud gerichte waterspanningsgradiënten) vloeien voort uit de modellering van de optredende waterspanningen in het talud. De modellering van de waterspanningen op haar beurt berust voornamelijk op twee aannamen:

- a) waterspanningen in de klei worden gegenereerd door elastische berging
- b) een gestructureerde kleilaag kan worden gerepresenteerd door een homogene kleilaag met gemodificeerde parameters voor doorlatendheid, porositeit, luchtgehalte, E-modulus, Poissonverhouding etcetera.

ad a)

Uit ervaring met steenzettingen blijkt dat optredende waterspanningen goed verklaard kunnen worden door elastische berging. Het op elastische berging gebaseerde programma STEENZET/2 blijkt goed de gemeten waterspanningen onder een regelmatig gestructureerde laag in de vorm van een steenzetting te reproduceren. Het is daarom zeer aannemelijk dat ook onder en in onregelmatige gestructureerde lagen (in casu natuurlijke klei) ditzelfde fenomeen (elastische berging) verantwoordelijk is voor het genereren van waterspanningen.

ad b)

Berekeningen van waterspanningen in een onregelmatig, gestructureerde laag zijn in principe mogelijk met het programma UDEC. Nadelen van een aanpak met UDEC is dat enerzijds de berekeningen nogal tijdrovend en gecompliceerd zijn en anderzijds dat in de praktijk vaak onvoldoende informatie over de gedetailleerde structurering van de klei aanwezig is. Echter, uit eerste exercities met UDEC bleek dat voor zeer eenvoudige geometrieën de berekende waterspanningsverdeling met UDEC kan worden gerepresenteerd door de resultaten van een berekening voor een homogene kleilaag. Deze observatie was aanleiding voor de hypothese dat voor een globale beschrijving van de waterspanningen in een gestructureerde kleilaag men kan uitgaan van de resultaten van sommen voor een homogene kleilaag. De voor deze sommen benodigde parameters zijn gerelateerd aan de parameters die het bulkmateriaal beschrijven. Het verband tussen deze twee sets parameters dient experimenteel worden vastgelegd.

Samengevat kan gesteld worden dat met name aanname b voor discussie vatbaar is. Bij de verificatie van de voorgestelde modellering moet naar ons inziens de nadruk op de houdbaarheid van deze tweede hypothese worden gelegd.

5.2 Metingen

Teneinde de door ons voorgestelde hydraulische modellering te verifiëren (namelijk een waterspanningsverdeling aan de hand van bulkeigenschappen) kan overwogen worden om kleinschalige modelproeven uit te voeren.

In eerste instantie kan daarbij gedacht worden aan golfproeven met een op schaal uitgevoerd model van een talud. Hoewel het idee van een experimentele verificatie met een dergelijk kunstmatig model in theorie aantrekkelijk is, vrezen wij dat de praktische uitvoering van dit idee meer problemen oproept dan vragen beantwoordt.

Voor een zinvolle experimentele verificatie moet worden uitgegaan van een schaalmodel waarvan a priori alle hydraulische parameters te meten zijn (zoals spleetbreedte en lengte, luchtgehalte, porositeit). Is dit niet het geval dan onderscheiden metingen aan een kunstmatig model zich niet wezenlijk van bijvoorbeeld metingen op natuurlijk gestructureerde klei. In dat geval kan aan schaalproeven geen meerwaarde worden toegekend.

Deze eis van meetbaarheid stelt echter hoge eisen aan de controleerbaarheid en reproduceerbaarheid van de metingen. Zo zijn de in het veld waargenomen spleetbreedtes in natuurlijk gestructureerde klei in de orde van $1e-5$ m terwijl de blok grootte in de orde van 0,1 m ligt. Dit betekent voor het doen van zinvolle metingen aan bijvoorbeeld een 1 : 10 schaalmodel, dat een talud moet kunnen worden opgebouwd uit blokken met een karakteristieke grootte van 0,01 m waarvan de onderlinge afstand slechts $1e-6$ m bedraagt. Deze afmetingen moeten binnen grenzen van de tolerantie (bijvoorbeeld 10%) gedurende de proeven worden vastgehouden dan wel op enige wijze worden gemonitord teneinde de voor de hydraulische modellering benodigde parameters te kunnen berekenen c.q. te volgen. Daarnaast moet in het talud op diverse punten waterspanningsmeters worden aangebracht om de gegenereerde waterspanningen te vergelijken met voorspellingen op basis van een modellering aan de hand van de hiervoor berekende parameters.

Een bijkomende eis bij metingen aan een schaalmodel is dat men duidelijk inzicht moet hebben in de schaalregels wanneer gemeten grootheden vertaald moeten worden in die bij prototype-omstandigheden.

Bovenstaande overwegingen leiden ertoe dat door Grodmechanica Delft grote consequenties worden voorzien in termen van tijd en geld. Derhalve wordt een verificatie met een op schaal nagebouwd talud door GD niet als een realistische optie gezien.

5.3 Berekeningen

Een betere manier om de voorgestelde hydraulische modellering te verifiëren is het verder doorvoeren van vergelijkingen tussen de resultaten van berekeningen met een homogeen model en een discreet model. De eerste aanzet hiertoe is reeds uitgevoerd bij de berekeningen met UDEC voor een eenvoudige geometrie. Voor de homogene modelberekeningen kunnen de programma's die voor steenzettingen zijn ontwikkeld worden gebruikt. Deze programma's hebben hun geldigheid in het verleden reeds bewezen door uitvoerige vergelijking tussen hun resultaten en uit de praktijk verkregen gegevens. Voor nader onderzoek hypothese b wordt het volgende voorgesteld:

- ter verificatie van UDEC het maken van een vergelijking van STEENZET en UDEC; hiervoor moeten geometrieën worden doorgerekend waarvoor een steenzetprogramma specifiek van toepassing is.
- berekeningen met UDEC voor onregelmatig gestructureerde kleilagen en onderzoeken of de resultaten geparameteriseerd kunnen worden door de resultaten van steenzetprogramma's.

Samenvattend kan worden gesteld dat ter verificatie van de voorgestelde hydraulische modellering meer vergelijkingen tussen UDEC en STEENZET resultaten moeten worden gemaakt. Daarbij is het wel zaak een versie van UDEC te gebruiken waarin de eerder signaleerde tekortkomingen zijn opgeheven.

Referenties

[Bezuijen 1990]

ir. A. Bezuijen, ir. A.M. Burger en M. Klein Breteler. Taludbekledingen van gezette steen. M1795/H195 dell XXIV. Samenvatting van onderzoeksresultaten 1980-1988.

[GD & WL 1993]

ir. J.Wouters, Reststerkte van dijkbekledingen en stabiliteit van steenzettingen en klei-onderlaag. Meetverslag Deltagootonderzoek. WL-rapport H1550/GD-rapport CO-325280/34 voor RWS DWW, Delft.

[GD 1993]

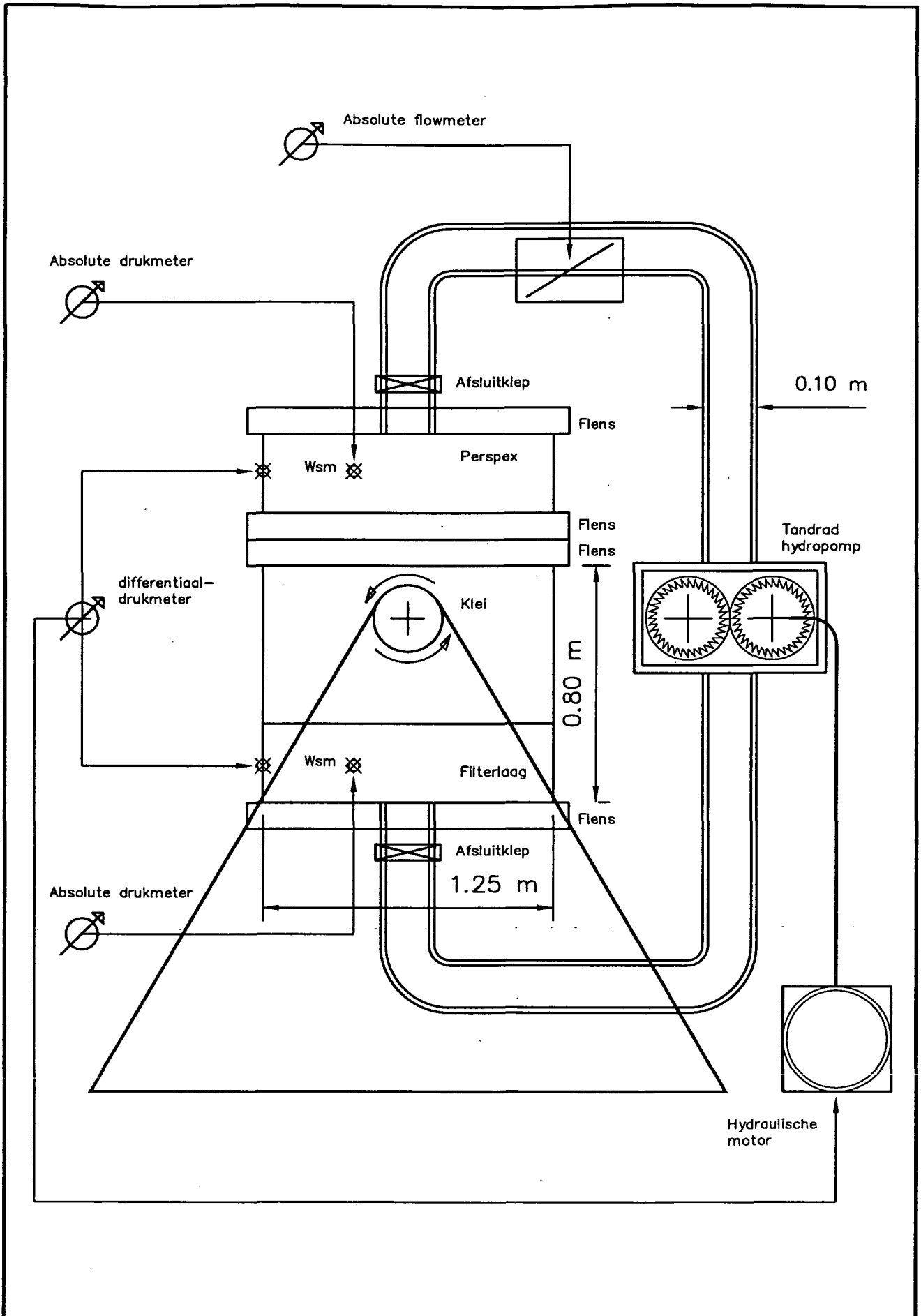
dr.H.J.Hofmann, drs. G.A.M.Kruse, Reststerkte van dijkbekledingen. Sterkte van klei onder golfbelasting. Analyse Deltagootmeting. GD rapport CO-3388430/17 voor RWS DWW, Delft.


[Hofmann 1993]

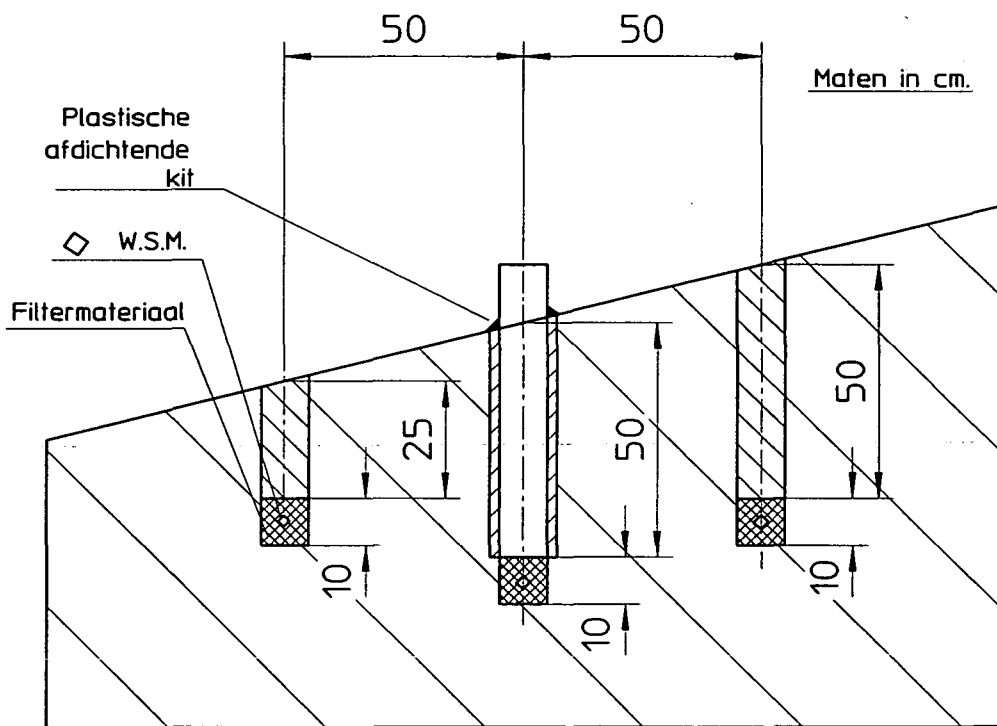
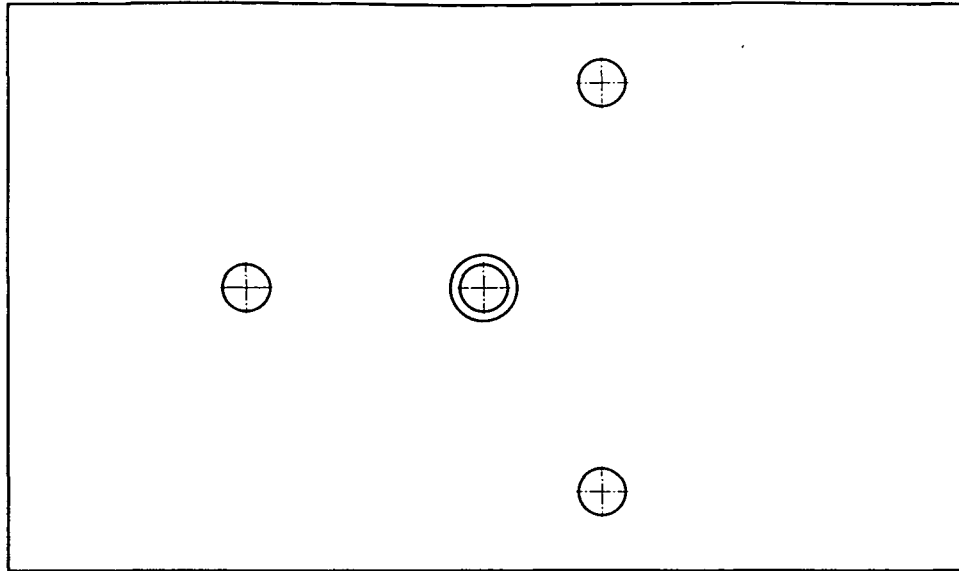
dr.H.J.Hofmann, Modelleren reststerkte klei. Waterspanning in gestructureerde klei. GD rapport CO-3460606/8 voor RWS DWW, Delft. In concept.

[Kruse 1994]

drs. G.A.M.Kruse, Bodenvorming in klei onder steenzettingen, in opdracht van RWS DWW, Delft. in uitvoering.



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69 2600 AB Delft Nederland	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1994-04-11	ALBL
			gez.	
SCHEMATISATIE PROEFOPSTELLING			CO-346060	form.
MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI			BIJL. 2.1	A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-04-11

get.
ALBL

SCHEMATISATIE OPSTELLING HYDRAULIC FRACTURE PROEF

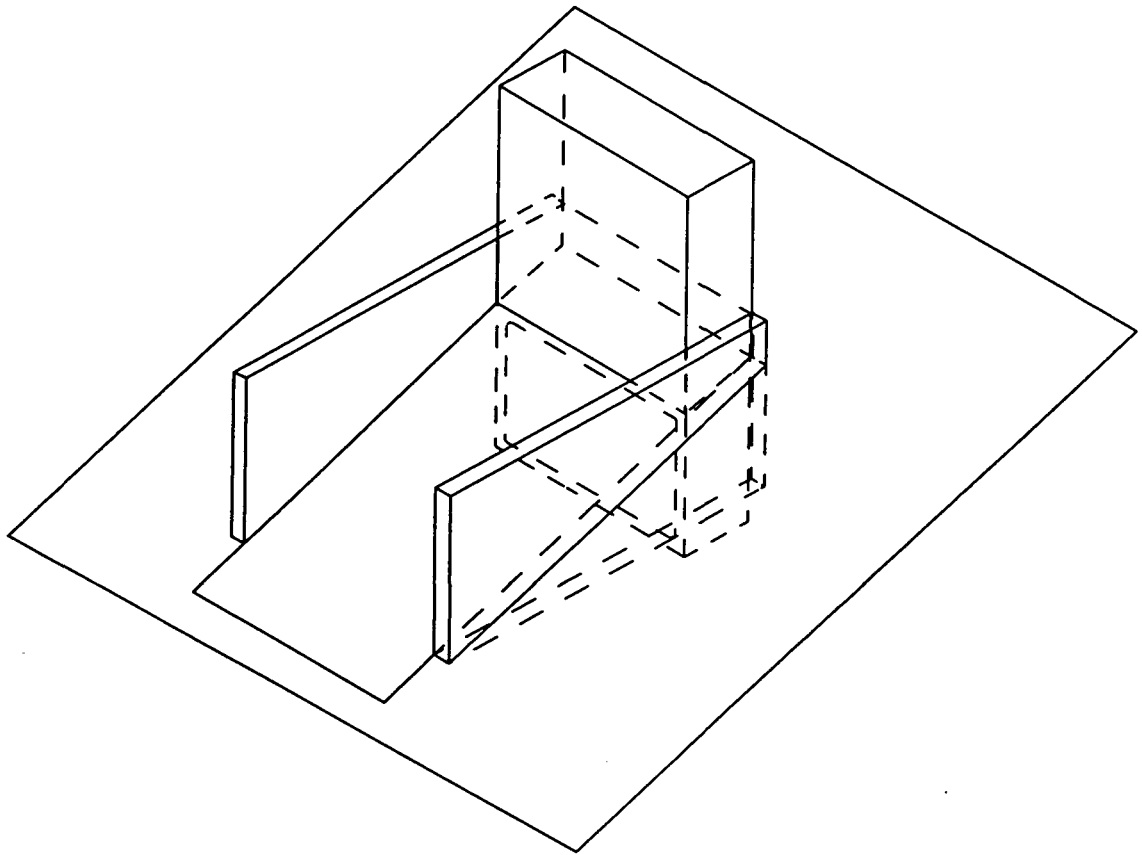
CO-346060

gez.

MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI

BIJL. 3.2.1

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-04-11

get.
ALBL

SCHEMATISCHE OPSTELLING HYDRAULISCHE AFSCHUIFPROEF

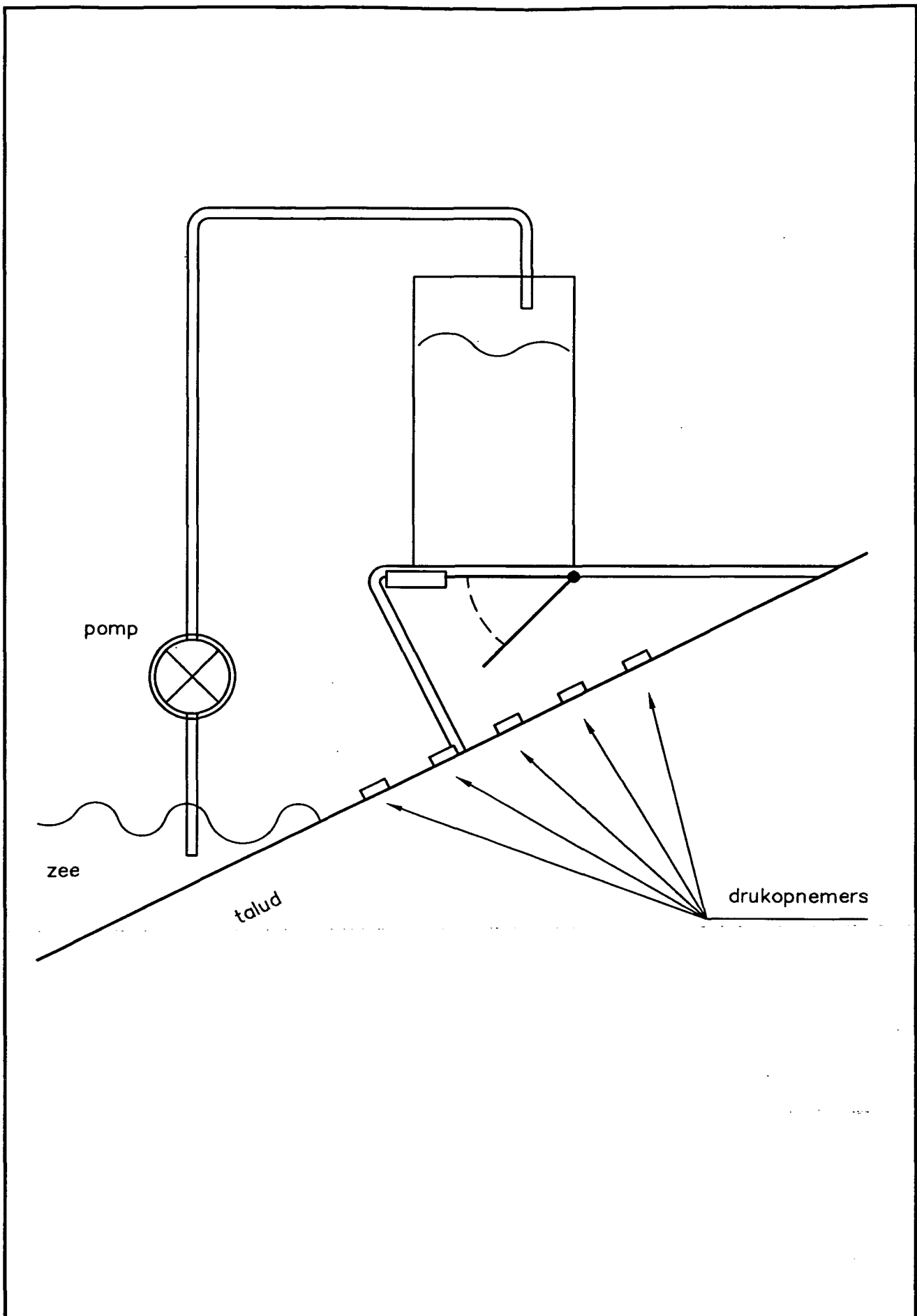
CO-346060


gez.

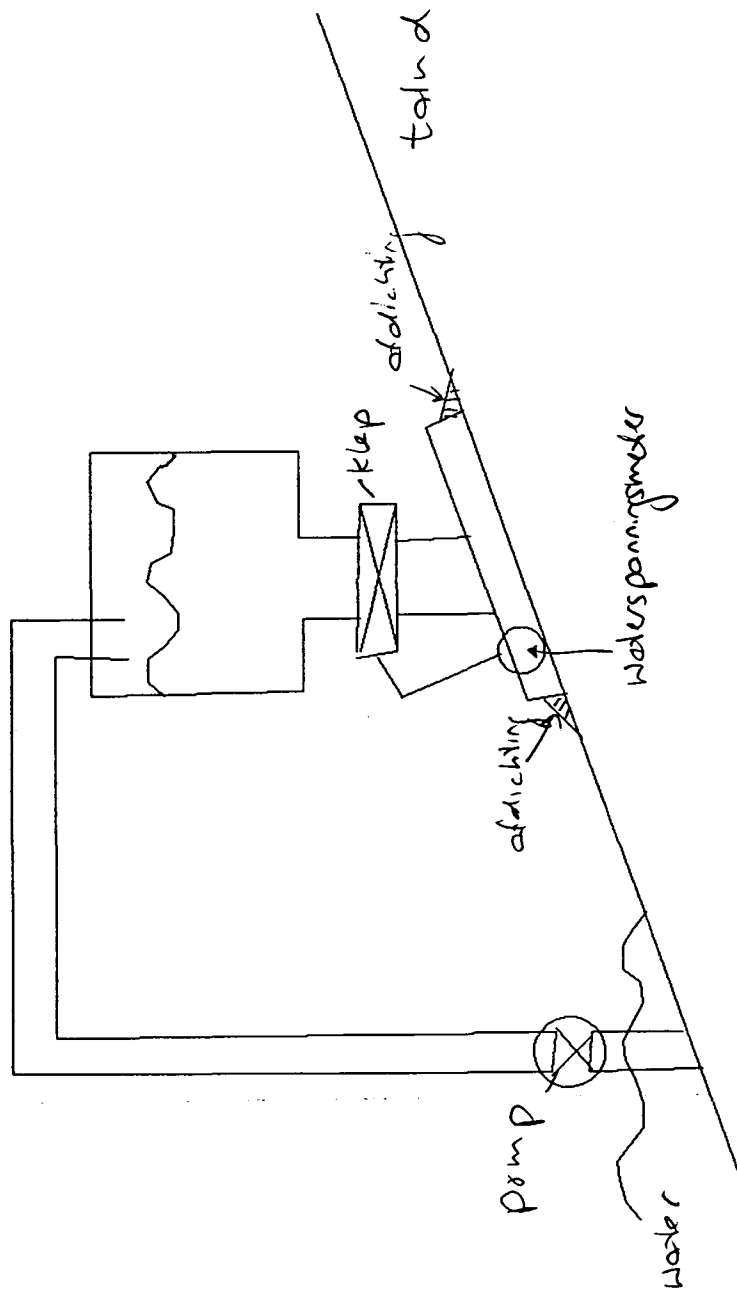
MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI

BIJL. 3.3.1

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69 2600 AB Delft Nederland	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1994-04-11	ALBL
			gez.	
SCHEMATISATIE OPSTELLING GOLFKLAPPROEF			CO-346060	
MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI			BIJL. 3.4.1	form. A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

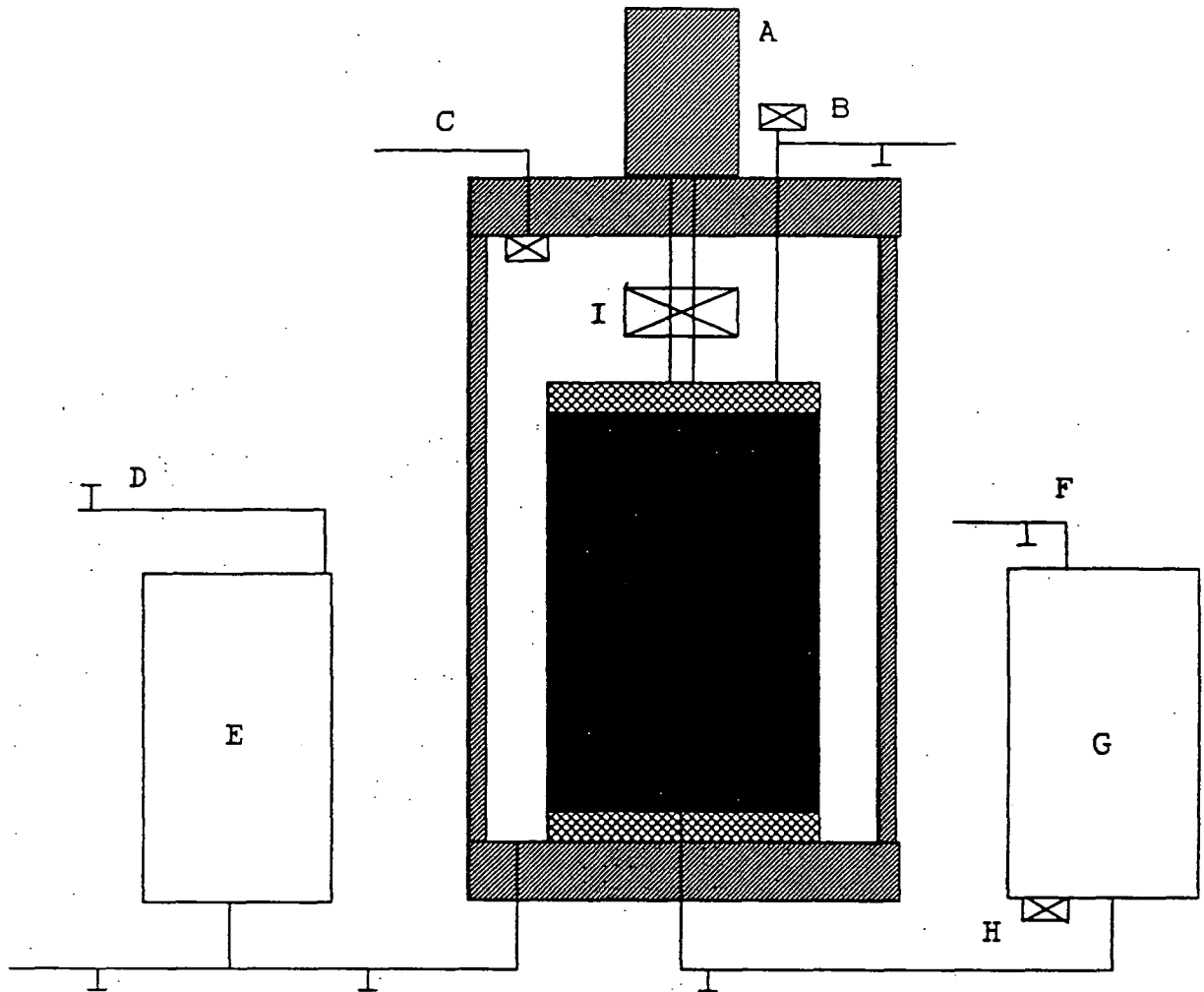
Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum	1994-05-24	get.	Hofm
	346060	gez.	
	BIJL. 3.4.2	form.	A4

Schematisatie alternatieve golfklapproef

MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI



- A Plunjer met daarin de verplaatsing opnemer.
- B Drainage opnemer.
- C Celdruk opnemer.
- D Verticaal beweegbaar vat om celdruk aantebrenge.
- E Vat om het monster door te stromen.
- F Opnemer voor volumeverandering in de cel.
- G Loadcell.



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-04-11

get.
ALBL

SCHEMATISCHE VOORSTELLING GROTE TRIAXIAALPROEF

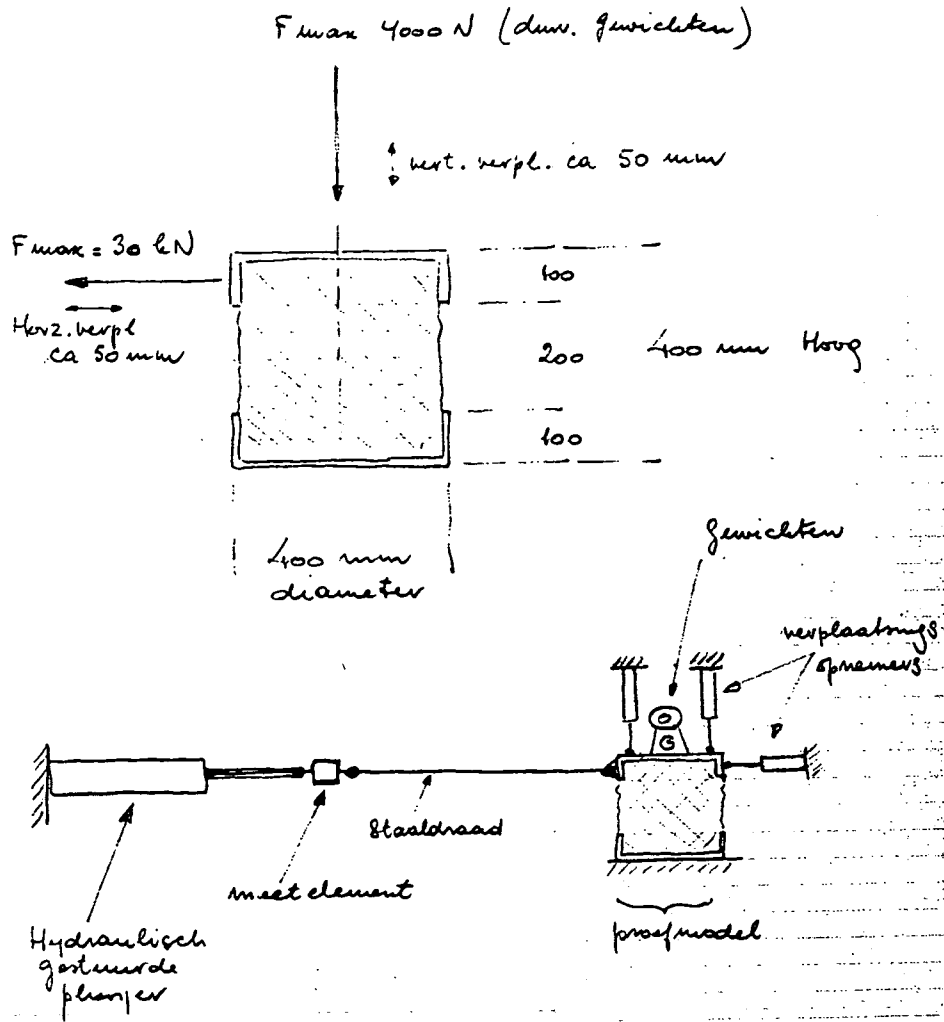
CO-346060

gez.

MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI

BIJL. 3.5.1

form.
A4



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-05-24

get.

Hofm

Schematisatie opstelling schuifproef

346060

gez.

MODELLEREN RESTSTERKTE KLEI

BIJL. 3.6.1

form.

A4

APPENDIX D

draaiboek hydraulic fracture proeven

ing. A.J.M. Peters

februari 1995

INHOUD

	1
	1
BIJLAGEN	1
1 Inleiding	1
2 Opzet van de proef	3
2.1 Laboratorium experimenten	3
2.2 Registratie van de proef en instrumentatie	3
2.2.1 Infiltratie en bezwijktest	3
2.2.2 Hydraulic fracture testen	4
2.3 Plaatsingsprocedure opnemers	4
2.4 Statische en dynamische proeven	5
2.4.1 Proefprogramma	5
3 Specificaties inrichting proeflocatie	7
4 Planning	9

1 Inleiding

Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde heeft opdracht verleend tot het uitvoeren van twee hydraulische fracture testen. Bij deze proeven wordt de sterkte van de kleilaag onder een steenzetting onderzocht. Hierbij wordt onder een bepaalde druk water geïnjecteerd in de kleilaag en wordt de waterflow gemeten. Tevens worden de waterdrukken gemeten op een aantal posities in de kleilaag op een afstand van 0,5 meter van het inspuitpunt.

De beide proeven worden uitgevoerd aan de Westerscheldedijk van de Paulinapolder bij dijkpaal 7 op circa 4,5 meter boven de stilwaterlijn. De afstand tussen de beide proeven bedraagt circa 10 meter.

Het doel van het onderzoek is door middel van de proeven enkele parameters van klei onder een steenzetting te bepalen. Nadruk ligt op de eigenschappen van het materiaal in het terrein. Deze parameters zijn nodig om numerieke analyses uit te voeren ter bepaling van de reststerkte van het materiaal onder invloed van golfaanvallen.

2 Opzet van de proef

2.1 Laboratorium experimenten

Om enig inzicht te verkrijgen in de samenstelling van de kleilaag worden monsters genomen die in het laboratorium worden onderworpen aan een aantal classificatieproeven. Het gaat hierbij om het volgende:

- 1 bepaling korrelverdeling (van 16 - 63 μm met behulp van een sedimentatiemethode en van 63 μm tot 2 mm met behulp van zeping)
- 1 bepaling kalk- en humusgehalte
- 1 bepaling van het watergehalte en de droge volumieke massa
- 1 bepaling Atterbergse grenzen.

2.2 Registratie van de proef en instrumentatie

Het principe van de proef bestaat uit een waterreservoir waarmee een bepaalde waterdruk kan worden ingesteld. Via een elektrisch gestuurde kraan wordt het water onder een bepaalde druk in de kleilaag geïnjecteerd. Wanneer de waterdruk langzaam wordt opgevoerd treedt op een bepaald moment bezwijking op. De waterspanningen in de kleilaag en de waterflow door de leidingen worden gemeten met bepaalde type opnemers. De elektrische signalen van de opnemers worden met behulp van een meetcomputer opgeslagen op harddisk en 6 kanalen worden on-line afgedrukt op papier.

Voor een overzicht van het meetsysteem en instrumentatie zie bijlagen 1 en 2.

2.2.1 Infiltratie en bezwijktest

Nadat de steenzetting is verwijderd worden per locatie twee infiltratiebakken met afmetingen van circa 1,5x1,5 m² geplaatst met behulp van een kraan. Na de instrumentatie van de proef worden de bakken een periode vol water gezet om het kleipakket te verzadigen. Tijdens de infiltratie van het water wordt de daling van het water met behulp van waterspanningsmeter P6 op het kleipakket en met behulp van twee waterspanningsmeters P7 en P8 in het kleipakket (diepten 25 en 50 cm) geregistreert met de meetcomputer HP-382 op een sample-frequentie van 0,02 Hz (circa 1 sample per minuut). Aan de hand hiervan wordt de infiltratiesnelheid bepaald waarmee de benodigde infiltratieperiode kan worden ingeschat. De infiltratieperiode bedraagt maximaal 4 uur.

Na de infiltratieperiode wordt het restant water weggepompt. Daarna wordt in één van de bakken een bezwijktest uitgevoerd om de bezwijkdruk (P_b) en de daarbij optredende flow van het kleipakket globaal vast te stellen. Dit wordt gebruikt voor het vaststellen van de belastingen bij de overige proeven en ter controle van het bereik van de opnemers. Deze bezwijktest wordt eenmaal uitgevoerd in de bovenste bak (zie tekening in bijlage 2) en bestaat uit inspuitpunt (I) met waterspanningsmeter P10.

2.2.2 Hydraulic fracture testen

Het principe van de eigenlijke testen is dat er lokaal een puntbron wordt aangebracht op een diepte van circa 50 cm in het kleipakket. Door op deze bron een waterreservoir onder een bepaalde druk aan te sluiten, zal er water in de grond stromen. Door de waterdruk te verhogen, zal op een gegeven moment de grond bezwijken. Het opleggen van een waterdruk gebeurt met een waterreservoir die met behulp van een kraan in hoogte kan variëren ten opzicht van het inspuitspunt. De maximale hoogte is circa 5 meter, waardoor de op te leggen waterdruk grof instelbaar is tussen 0 en 50 kPa.

In de aanvoerleiding van het water is een elektrisch aangestuurde 3-wegkraan (A) opgenomen om het kleipakket wisselend te kunnen belasten met een bepaalde periodetijd (zie bijlage 1). In de ene stand is '1' verbonden met '2' waardoor het kleipakket onder een bepaalde druk staat. In de andere stand wordt '1' afgesloten en '2' via '3' doorverbonden met de buitenlucht waardoor de druk op het kleipakket relatief snel wegvalt.

Per proef worden twee puntbronnen (I1 en I2) en in totaal 5 waterspanningsmeters geplaatst. Op een afstand van 50 cm om de puntbron heen worden drie waterspanningsmeters (P3, P4 en P5) geplaatst. Bij de puntbronnen worden waterspanningsmeters (P1 en P2) geplaatst en in de aanvoerleiding van het water zijn de flowmeters F1, F2 en F3 opgenomen. Met behulp van de kranen k1, k2 en k3 kan, afhankelijk van de resultaten van de bezwijktest (zie paragraaf 2.2.1), een keuze worden gemaakt met welke flowmeter de hydraulische fractuurexperimenten worden uitgevoerd.

Het bereik van de opnemers bedraagt:

- waterspanningsmeters P1 t/m P5 en P10: 0-50 kPa (0-5m water)
- waterspanningsmeters P6 t/m P8: 0-10 kPa (0-1m water)
- flowmeter F1: 0,1-2 liter/min
- flowmeter F2: 0,5-15 liter/min
- flowmeter F3: 4-120 liter/min.

Bron en opnemers worden volgens een speciale procedure zo geplaatst dat een zo goed mogelijk contact met scheuren in het kleipakket ontstaat (zie paragraaf 2.3). Tijdens de proef worden de 5 waterspanningsmeters P1 tot en met P5 en één van de drie flowmeters geregistreerd met de meetcomputer HP-382 met een sample-frequentie van 50 Hz.

2.3 Plaatsingsprocedure opnemers

Voor het plaatsen van de bron en de opnemers is het van belang dat lokale (in)homogeniteiten de meting niet beïnvloeden. De voornaamste zorg is dat ze in contact staan met de scheuren in de klei. De plaatsing van de bron en opnemers gebeurt volgens de volgende methode:

- Er wordt met behulp van een boor een gat geboord, waarbij tegelijkertijd een PVC-casing (diameter 7,6 cm) wordt weggedrukt. De boor 'loopt' ongeveer 10 cm voor de casing uit.
- Op de gewenste diepte (maximaal mv - 80 cm) wordt het ontstane gat gevuld met water en wordt in de casing een zuiger ingebracht (deze lekt bij neerwaartse beweging en sluit af bij

opgaande beweging). De zuiger wordt snel omhooggetrokken, hierdoor ontstaat een onderdruk onderin het gat. Dit dient om het gat onderin te laten imploderen, waardoor eventuele versmering als gevolg van de boor zo veel mogelijk teniet wordt gedaan.

- In het ontstane gat wordt een zogenaamde borehole-waterspanningsmeter en voor de bron een pijp geplaatst. Rondom de opnemer (en pijp) wordt grind (diameter 1 - 2 mm) in het gat gestrooit. Hierdoor ontstaat een filter met geplande diameter van 7,6 cm en een geplande hoogte van ongeveer 10 cm.
- Het gat wordt afgedicht met kleikorrels van zwelklei.
- Na ongeveer anderhalf uur is de klei voldoende gezwollen: opnemers en de bron zijn geplaatst.

2.4 Statische en dynamische proeven

Met de in paragraaf 2.2.2 beschreven opstelling kunnen twee soorten proeven worden uitgevoerd:

- De statische proef (SP), waarbij geleidelijk de waterdruk wordt verhoogd en de waterdrukken en flow gedurende een bepaalde periode worden geregistreerd. Een Standaard Statische Proef (SSP) bestaat uit het geleidelijk opvoeren van de druk van circa 0 tot maximaal iets onder P_b ; deze bezwijkdruk wordt vastgesteld met de bezwijktest.
- De dynamische proef (DP), waarbij bij een constante waterdruk het debiet met een bepaalde frequentie wordt onderbroken (dit gebeurt met behulp van de elektrisch aangestuurde 3-wegkraan A). De onderbrekingen kunnen een blokachtig of impulsachtig karakter hebben.

2.4.1 Proefprogramma

Op de locatie van de Westerscheldedijk wordt de beschreven meetopstelling opgezet op twee, circa 10 meter uit elkaar gelegen proeflocaties. Per proef wordt het volgende proefprogramma uitgevoerd:

- a.- tweemaal een SSP
 - een DP bij 7,5 kPa met impulsachtigsignaal (periodetijd 5 s, 100 belastingen van 0,1 s)
 - tweemaal een SSP
 - een DP bij 7,5 kPa met blokachtigsignaal (periodetijd 5 s, 100 belastingen van 2,5 s)
- b.- tweemaal een SSP
 - een DP iets beneden P_b met impulsachtigsignaal (periodetijd 5 s, 100 belastingen van 0,1 s)
 - tweemaal een SSP
 - een DP iets beneden P_b met bloksachtigsignaal (periodetijd 5 s, 100 belastingen van 2,5 s)
 - tweemaal een SSP

De punten a en b worden herhaald voor het tweede inspuitpunt.

- c. voor beide inspuitpunten (I1 en I2) een SP waarbij de waterdruk vanaf 0 geleidelijk wordt verhoogd tot bezwijking optreedt of een maximale waterdruk van 50 kPa wordt bereikt.

NB. Indien nodig wordt in overleg de druk van 7,5 kPa aangepast aan de resultaten van de bezwijktest.

3 Specificaties inrichting proeflocatie

Ten behoeve van de beide proeven zijn op de proeflocatie op de Westerscheldedijk nabij dijkpaal 7 de volgende voorbereidingswerkzaamheden en ondersteuning tijdens de proef noodzakelijk. In de offerte is de verantwoording hiervoor gelegd bij de opdrachtgever. Afgesproken is een en ander in overleg tussen de opdrachtgever, het Waterschap Het Vrije van Sluis en Grondmechanica Delft te regelen. Het gaat hierbij om de volgende activiteiten:

1. Verwijdering van de steenzetting op twee locaties circa 10 meter uit elkaar zodat een vrij oppervlak ontstaat van minimaal $3,5 \times 2 \text{ m}^2$, vanaf een hoogte van circa 4,5 meter boven de stilwaterlijn.
2. Herstel van het kleipakket, eventuele af/aanvoer van klei en herstel van de steenzetting na uitvoering van de proeven.
3. Een kraan t.b.v. het plaatsen en wegdrukken van de infiltratiebakken en voor uitvoering van de hydraulische fracture testen (circa 3 à 4 dagen). De kraan dient een gewicht van 1000 kg op een hoogte van 5 meter boven de proeflocatie te kunnen tillen.
4. Het door de opdrachtgever beschikbaar stellen van 4 bakken met globale afmetingen van $1,5 \times 1,5 \times 0,5 \text{ m}^3$, inclusief transport van en naar de meetlocatie nabij Breskens.
5. De locatie(s) dienen bereikbaar en berijdbaar te zijn voor de meetwagen tot een afstand van 10 m tot de meetplek.
6. Binnen 50 meter tot de locatie dient voldoende water beschikbaar te zijn, danwel te worden aangevoerd. De benodigde hoeveelheid water bedraagt maximaal circa 2000 liter per dag.

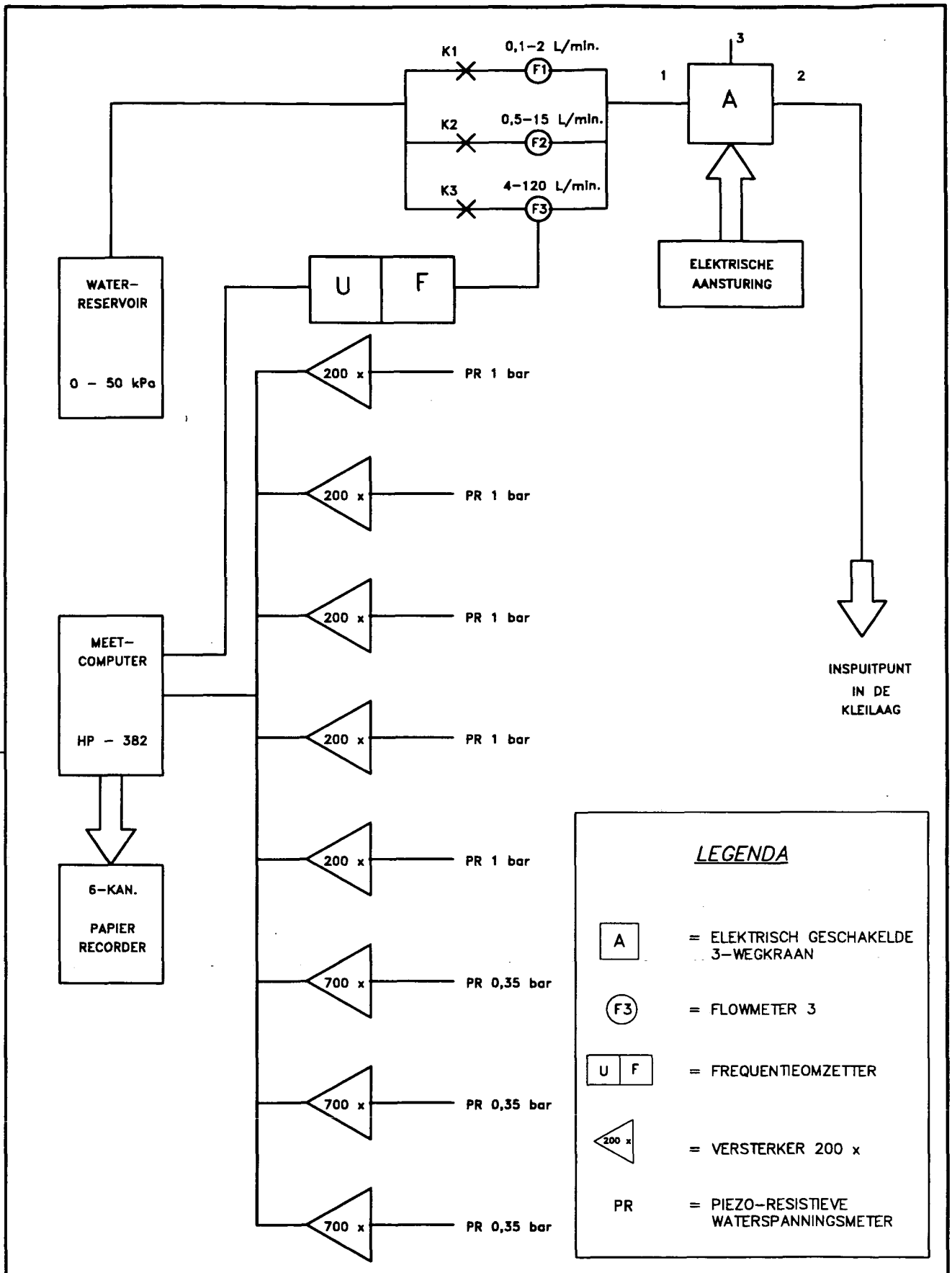
Het verwijderen van de steenzetting (punt 1) dient voor aanvang van de instrumentatie gereed te zijn.

4 Planning

Deze planning is gebaseerd op tot nu toe gemaakte afspraken en gaat uit van medewerking van het Waterschap het Vrije van Sluis (WVS). Tevens zijn zo goed mogelijk de activiteiten t.b.v. de inrichting van het proefvak (zoals verwijderen en herstel van de steenzetting) ingeschat en opgenomen in deze planning. In het overleg met het Waterschap kunnen aanpassingen hierin nog noodzakelijk blijken.

Week	Dag-	Activiteiten	Verantwoor- delijkheid
FASE 1	====>	VOORBEREIDINGEN	
32-37		- opstellen draaiboek - fabricage meetsysteem (o.a. 3weg-kraan) - calibratie opnemers en versterkers	GD GD GD
38	ma-vrij ma-vrij	- testen meetsysteem - mobilisatie	GD GD
FASE 2	====>	INRICHTING PROEFVAK, INSTRUMENTATIE EN UITVOERING PROEF	
38	ma-vrij	- verwijderen steenzetting	WVS
39	ma-vrij ma-vrij ma ma/di di/wo wo/do wo/do	- regelen van een wielkraan - regelen van wateraanvoer - plaatsen 4 infiltratiebakken - instrumentatie eerste proef - uitvoering eerste proef - instrumentatie tweede proef - uitvoering tweede proef	WVS WVS GD GD GD GD GD
FASE 3	====>	DEMOBILISATIE	
39	do/vrij do/vrij	- verwijderen instrumentatie - verwijderen 4 infiltratiebakken	GD GD
40	ma-vrij	- herstel kleilaag en steenzetting	WVS

Tabel 1: Planning van het project.



Bestandsnummer: BYL-0001.dwg

GRONDMEECHANICA DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-08-23

get.
ALBL

DRAAIBOEK HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO- 346060

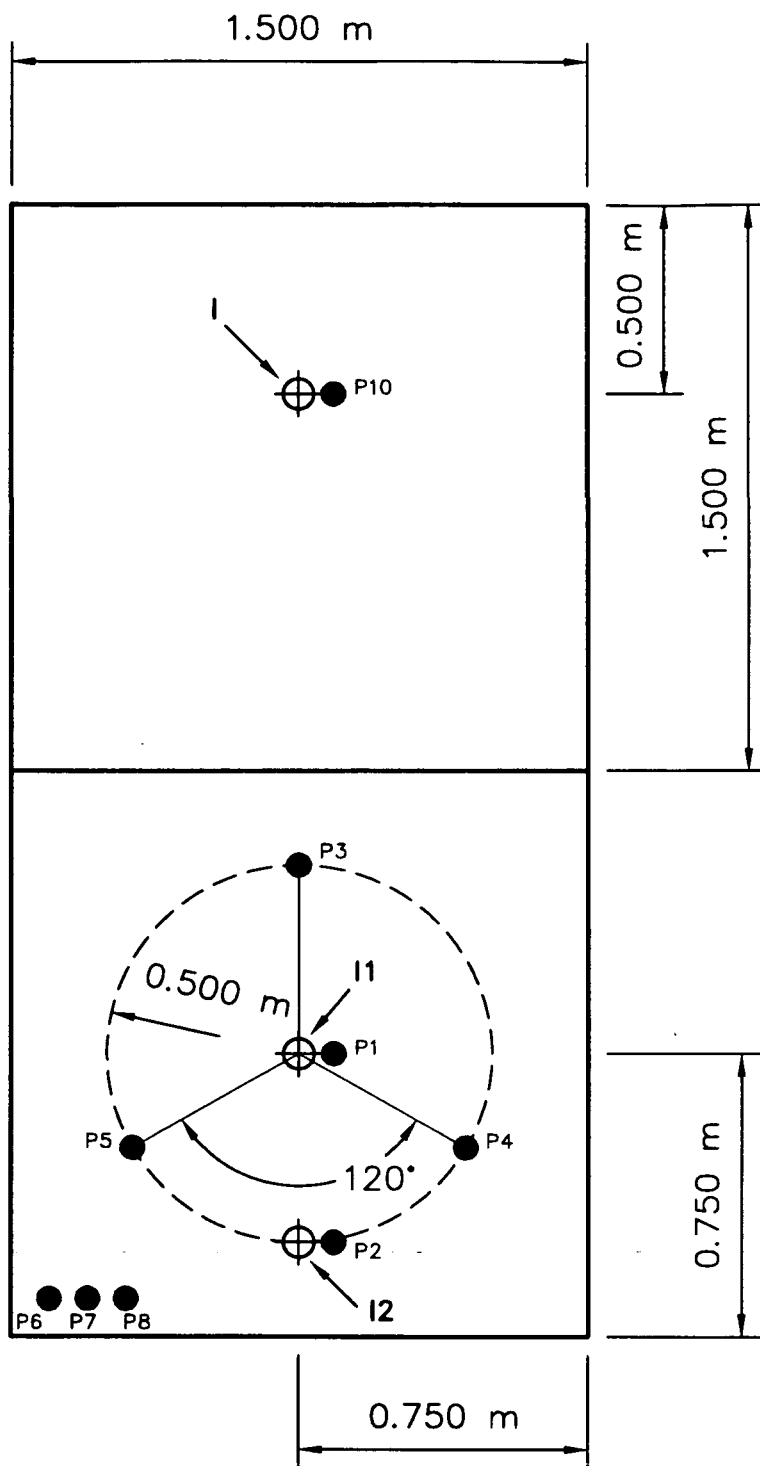
gez.

OPZET MEETSISTEEM

BIJL. 1

form.
A4

opnemer	diepte in m-mv.	bereik in kPa
P1	0.5	50
P2	0.5	50
P3	0.5	50
P4	0.5	50
P5	0.5	50
P6	0	10
P7	0.25	10
P8	0.5	10
P10	0.5	50



INSPUITPUNT



WATERSPANNINGSMETER



schaal 1:20

Bestandsnaam: BYL-0002.dwg



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-08-23

get.

ALBL

DRAAIBOEK HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO- 346060

gez.

INSTRUMENTATIE VAN DE PROEF

BIJL. 2

form.

A4

APPENDIX E

factual report hydraulic fracture testen

ing. A.J.M. Peters

februari 1995

INHOUD

1	Inleiding	1
2	Methoden	3
2.1	Opzet van het onderzoek	3
2.2	Methode hydraulic fracture testen	3
2.2.1	Meetprincipe	3
2.2.2	Infiltratie kleipakket	4
2.2.3	Indicatieve bezwijktest	4
2.2.4	Uitvoering hydraulic fracture testen	4
2.2.5	Plaatsingsprocedure opnemers	5
2.3	Methode laboratoriumonderzoek	6
2.3.1	Classificatieproeven	6
2.3.2	Korrelverdeling	6
2.3.3	Watergehaltebepaling	6
3	Waarnemingen	7
3.1	Monstername	7
3.2	Uitgevoerd proefprogramma	8
3.2.1	Proeven locatie 1	8
3.2.2	Proeven locatie 2	9
3.3	Veldwaarnemingen	10
3.3.1	Waterinfiltratie	10
3.3.2	Bezwijking	11
3.4	Laboratoriumonderzoek	11
4	Verwerking metingen en resultaten	13
4.1	Hydraulic fracture testen	13
4.2	Laboratoriumonderzoek	15
5	Conclusies en aanbevelingen	17

BIJLAGEN

- 1 Opzet meetsysteem
- 2 Instrumentatie van locatie 1: proeven X, A en B
- 3 Instrumentatie van locatie 2: proeven C en D
- 4 Ligging proeflocatie (schaal 1:25000)
- 5 Foto's meetcomputer en inspuitslans/opnemer
- 6 Foto's waterreservoir en flowmeters
- 7 Foto instrumentatie locatie 1
- 8 Foto instrumentatie locatie 2

- 10 Bezwijktest ssp1
- 11 Standaard statische proef ssp2
- 12 Standaard statische proef ssp3
- 13 Standaard statische proef ssp4
- 14 Standaard statische proef ssp5
- 15 Standaard statische proef ssp6
- 16 Standaard statische proef ssp7a
- 17 Bezwijktest ssp 7b
- 18 Samenstelling ssp6 en ssp7a

- 20 Dynamische proef dp2
- 21 Dynamische proef dp3
- 22 Dynamische proef dp4
- 23 Dynamische proef dp5
- 24 Dynamische proef dp6

- 30 Standaard statische proef ssp8
- 31 Standaard statische proef ssp9
- 32 Standaard statische proef ssp10a
- 33 Bezwijktest ssp10b
- 34 Samenstelling ssp8, ssp9, en ssp10a

- 40 Dynamische proef dp7
- 41 Dynamische proef dp8

- 50 Standaard statische proef ssp20
- 51 Standaard statische proef ssp21
- 52 Standaard statische proef ssp22
- 53 Standaard statische proef ssp23
- 54 Standaard statische proef ssp24a
- 55 Bezwijktest ssp24b
- 56 Samenstelling ssp23, ssp24a en ssp24b

- 60 Dynamische proef dp20
- 61 Dynamische proef dp21
- 62 Dynamische proef dp22
- 63 Dynamische proef dp23

BIJLAGEN

- 70 Standaard statische proef ssp25
- 71 Standaard statische proef ssp26
- 72 Standaard statische proef ssp27
- 73 Standaard statische proef ssp28a
- 74 **Bezwijktest ssp28b**
- 75 Samenstelling ssp27, ssp28a en ssp28b

- 80 Dynamische proef dp25
- 81 Dynamische proef dp26
- 82 Dynamische proef dp27

- 90 Korrelverdeling monster 236

1 Inleiding

Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde heeft opdracht verleend tot het uitvoeren van twee hydraulische fracture testen. Bij deze proeven wordt de sterkte van de kleilaag onder een steenzetting onderzocht. Hierbij wordt onder een bepaalde druk water geïnjecteerd in de kleilaag en wordt de waterflow gemeten. Tevens worden de waterdrukken gemeten bij het inspuitpunt en op een aantal posities in de kleilaag op bepaalde afstanden tot het inspuitpunt.

Het doel van het onderzoek is door middel van deze proeven enkele parameters van klei onder een steenzetting te bepalen. Nadruk ligt op de eigenschappen van het materiaal in het terrein. Deze parameters zijn nodig om numerieke analyses uit te voeren ter bepaling van de reststerkte van het materiaal onder invloed van golfaanvallen.

De proeven worden uitgevoerd op de Westerscheldedijk van de Thomaespolder bij dijkpaal 73 nabij Hoofdplaat. De ligging van de proeflocatie is aangegeven op een topografische kaart in bijlage 4.

2 Methoden

2.1 Opzet van het onderzoek

Het onderzoek valt uiteen in twee delen:

- *De hydraulische fracture testen*

Doel van de hydraulische fracture test is het bepalen van relevante parameters die de reststerkte van de kleilaag onder een steenzetting van een dijk kunnen aangeven. Hierbij wordt de kleilaag via een inspuitlans op een bepaalde diepte in eerste instantie quasi-statisch belast door de waterdruk op te voeren van bijvoorbeeld 0 tot 15 kPa, zonder dat daarbij bezwijking optreedt. Tijdens deze zogenaamde Standaard Statische Proef (SSP) worden de waterdruk en flow geregistreerd. Daarna wordt de kleilaag dynamisch belast met 100 pulsen van bijvoorbeeld 20 kPa, hiermee wordt een golfaanval gesimuleerd. Dan wordt opnieuw een SSP uitgevoerd met registratie van waterdruk en flow. Deze cyclus van quasi-statische en dynamische belastingen wordt een aantal malen per inspuitpunt herhaald waarbij de belasting van de kleilaag langzaam wordt opgevoerd. Op een gegeven moment kan bezwijking optreden, hetgeen betekent dat er kanalen ontstaan die het water afvoeren van het inspuitpunt. De verwachting is dat door een vermoeingseffect van de kleilaag de flow tijdens een SSP na een dynamische belasting gaat toenemen.

Om het inspuitpunt heen zijn nog een aantal waterspanningsmeters geplaatst om tijdens de zogenaamde Dynamische Proeven (DP) de waterdrukken in de kleilaag te meten. Hieruit kan de demping van signalen door de kleilaag worden bepaald.

- *Laboratoriumonderzoek*

Doel van de laboratoriumproeven is het nader vaststellen van de eigenschappen van de kleilaag door middel van classificatieproeven en het onderzoeken van de watergehalten van de klei voor en na de waterinfiltratie.

2.2 Methode hydraulische fracture testen

2.2.1 Meetprincipe

Het principe van de proef bestaat uit een waterreservoir waarmee een bepaalde waterdruk kan worden ingesteld. Via een elektrisch gestuurde kraan wordt het water door middel van een inspuitlans onder een bepaalde druk in de kleilaag geïnjecteerd. Bij een bezwijktest wordt de waterdruk langzaam van ongeveer 0 opgevoerd tot op een bepaald moment bezwijking optreedt. De waterspanning bij het inspuitpunt in de kleilaag en de waterflow door de leiding worden geregistreerd. Bij een dynamische proef wordt de kleilaag via de elektrisch gestuurde kraan dynamisch belast met een bepaalde vaste waterdruk. Hierbij wordt de waterdrukken in de kleilaag gemeten bij het inspuitpunt en op een aantal punten op enige afstand van het inspuitpunt. De elektrische signalen van de opnemers worden met behulp van een meetcomputer gedigitaliseerd en

opgeslagen op een harddisk en 6 kanalen worden on-line afgedrukt op papier (zie foto meetopstelling in bijlage 5).

Voor een overzicht van het totale systeem zie de bijlage 1. In de bijlagen 5 en 6 worden foto's van de diverse onderdelen van het meetsysteem getoond.

2.2.2 Infiltratie kleipakket

Nadat de steenzetting is verwijderd worden per locatie twee infiltratiebakken met afmetingen van circa 1,5x1,5 m² geplaatst met behulp van een hijskraan. Na de instrumentatie van de proef worden de bakken een periode vol water gezet om het kleipakket te verzadigen. Tijdens deze infiltratie van het kleipakket worden drie waterspanningsmeter geregistreerd met de meetcomputer HP-382, op een sample-frequentie van 0,02 Hz (circa 1 sample per minuut), om de waterinfiltratie te monitoren. Het is de bedoeling aan de hand hiervan de infiltratiesnelheid te bepalen waarmee de benodigde infiltratieperiode kan worden ingeschat.

2.2.3 Indicatieve bezwijktest

Na de infiltratieperiode wordt een eventueel restant water weggepompt. Daarna wordt in één van de bakken een indicatieve bezwijktest uitgevoerd om de bezwijkdruk (P_b) en de daarbij optredende flow van het kleipakket globaal vast te stellen. Dit wordt gebruikt voor het vaststellen van de belastingen bij de overige proeven en ter controle van het bereik van de opnemers.

2.2.4 Uitvoering hydraulische fracture testen

Bij uitvoering van de proeven wordt de kleilaag quasi-statisch en dynamisch belast. Dit gebeurt met behulp van een inspuitlans, dit is een buis met onderaan een filter waarmee water op een bepaalde diepte in de kleilaag wordt geïnjecteerd. Zie foto in bijlage 5 van een deel van de inspuitlans en filter met daaraan bevestigd de opnemer (rood met kabel).

Het opleggen van de waterdruk gebeurt met een op de spuitlans aangesloten waterreservoir (zie foto in bijlage 6) dat met behulp van een hijskraan in hoogte kan variëren. De maximale hoogte is circa 5 meter, waardoor de op te leggen waterdruk instelbaar is tussen 0 en 50 kPa.

In de aanvoerleiding van het water is een elektrisch aangestuurde 3-wegkraan (A) opgenomen om het kleipakket wisselend te kunnen belasten met een bepaalde periodetijd (zie bijlage 1). In de ene stand is '1' verbonden met '2' waardoor het kleipakket onder een bepaalde druk staat. In de andere stand wordt '1' afgesloten en '2' via '3' doorverbonden met de buitenlucht waardoor de druk op het kleipakket relatief snel wegvalt. Tevens kan met behulp van de kranen k1, k2 en k3 één bepaalde flowmeter worden opgenomen in het injectiecircuit om de waterstroom te kunnen registreren. Zie hiervoor de foto van het paneel met elektrisch aangestuurde kraan en flowmeters in bijlage 6. De keuze van de flowmeter is afhankelijk van de te verwachten waterstroom en wordt bepaald op basis van de resultaten van de indicatieve bezwijktest.

Het bereik van de opnemers bedraagt:

- waterspanningsmeters t.b.v. proeven: 0-50 kPa (0-5 m waterkolom)
- waterspanningsmeters t.b.v. infiltratie: 0-10 kPa (0-1 m waterkolom)
- flowmeter F1: 0,1-2 l/min
- flowmeter F2: 0,5-15 l/min
- flowmeter F3: 4-120 l/min.

Met de beschreven opstellingen kunnen drie typen proeven worden uitgevoerd:

- De *bezwijktest* wordt uitgevoerd als een standaard statische proef, maar deze wordt doorgezet tot er bezwijking optreedt. Bij bezwijken kan water door middel van ontstane kanalen in de kleilaag afvloeien. De geregistreeerde flow neemt dan toe terwijl de gemeten druk in de kleilaag inzakt.
- De *standaard statische proef (SSP)*, waarbij geleidelijk de waterdruk wordt verhoogd (quasi-statisch) en waarbij de waterdruk en flow worden geregistreerd. Een Standaard Statische Proef (SSP) bestaat uit het geleidelijk opvoeren van de druk van circa 0 tot maximaal iets onder de bezwijkdruk (P_b); deze P_b wordt globaal vastgesteld met behulp van de indicatieve bezwijktest.
- De *dynamische proef (DP)*, waarbij bij een constante waterdruk de waterstroom met een bepaalde frequentie wordt onderbroken (dit gebeurt met behulp van de elektrisch aangestuurde 3-wegkraan A). De belastingen kunnen een blok- of pulsvormig karakter hebben. De periodetijd van beide signaalvormen bedraagt 5 s, het pulsvormig signaal heeft een ingestelde pulsbreedte van 0,2 s en het blokvormig signaal een ingestelde pulsbreedte van 2,5 s.
Per dynamische proef worden circa 100 belastingen van een bepaalde waterdruk en pulsbreedte opgelegd aan de kleilaag.

De inspuitleans en opnemers worden volgens een speciale procedure zo geplaatst dat een zo goed mogelijk contact met scheuren in het kleipakket ontstaat (zie paragraaf 2.2.4). Tijdens de standaard statische proef en bezwijktest worden de waterspanningsmeter en één van de flowmeters geregistreerd met de meetcomputer HP-382 met een sample-frequentie van 25 Hz. Tijdens de dynamische proeven worden de waterspanningsmeters en flowmeters geregistreerd met de meetcomputer HP-382 met een sample-frequentie van 50 Hz.

2.2.5 Plaatsingsprocedure opnemers

Bij het plaatsen van de inspuitleans en de opnemers is het van belang dat lokale (in)homogeniteiten de meting niet beïnvloeden. De voornaamste zorg is dat ze in contact staan met de scheuren in de klei. De plaatsing van de lans en opnemers gebeurt volgens de volgende methode:

- Er wordt met behulp van een boor een gat geboord en een PVC-casing (diameter circa 7 cm) wordt geplaatst in het boorgat. Het boorgat is ongeveer 10 cm dieper dan de casing.
- Op de gewenste diepte wordt het ontstane gat gevuld met een beetje water en wordt in de casing een zuiger ingebracht (deze lekt bij neerwaartse beweging en sluit af bij opgaande beweging). De zuiger wordt snel omhooggetrokken, hierdoor ontstaat een onderdruk onderin het gat. Dit dient om het gat onderin te laten imploderen, waardoor eventuele versmering als gevolg van de boor zo veel mogelijk teniet wordt gedaan.

- In het ontstane gat wordt een zogenaamde borehole-waterspanningsmeter en voor een inspuitlans geplaatst. Rondom de opnemer (en lans) wordt grind (diameter 1 - 2 mm) in het gat gestrooid, met daarop een dun laagje zand (1 à 2 cm). Hierdoor ontstaat een filter met diameter van circa 7 cm en een hoogte van ongeveer 10 cm.
- Het gat wordt afgedicht met kleikorrels van zwelklei.
- Na ongeveer anderhalf uur is de klei voldoende gezwollen: opnemers en de lans zijn geplaatst.

2.3 Methode laboratoriumonderzoek

2.3.1 Classificatieproeven

Uit de boringen zijn monsters geselecteerd die representatief beschouwd kunnen worden voor de locatie. Hierop kunnen classificatieproeven worden uitgevoerd volgens een bepaalde methode:

- bepaling lutumgehalte (deeltjes < 2 μm) met de sedigraaf
- bepaling humusgehalte met behulp van uitgloeien
- bepaling kalkgehalte met behulp van HCl
- bepaling Atterbergse grenzen

De Atterbergse grenzen van de monsters worden bepaald met het toestel van Casagrande (vloeigrens) en door uitrollen met de hand (uitrolgrens). In geval de monsters te zandig zijn om de grenzen te bepalen wordt dit vermeld.

2.3.2 Korrelverdeling

De korrelverdeling van de monsters wordt bepaald conform het Werkvoorschrift Granulaire Analyse d.d. 1 maart 1991 van Grondmechanica Delft. De werkwijze is afhankelijk van de grondsoort en wordt in onderstaande alinea's nader uitgewerkt.

De monsters worden voorbehandeld (peptisatie, ter voorkoming van het aaneenkitten van korrels) en nat gescheiden op 38 μm . De fractie >38 μm wordt bepaald door middel van droge zieving, met gebruik van zeven conform NEN 2560 Controlezeven, de fractie <38 μm wordt bepaald door middel van een bezinkproef met de sedigraaf. Wanneer het monster voornamelijk uit zand bestaat (>30% deeltjes >63 μm) wordt het met een zogenaamde Atterbergse cylinder afgeslibt op 16 μm . Vervolgens wordt de korrelverdeling van de fractie groter dan 16 μm bepaald door middel van droge zieving, met gebruik van zeven conform NEN 2560 Controlezeven. De fractie <16 μm wordt als één fractie bepaald.

2.3.3 Watergehaltebepaling

Uit de boringen zijn een aantal monsters geselecteerd waarvan het watergehalte is bepaald. In verband met het gehalte organische stof is de droging van het monster uitgevoerd bij 65 °C en een minimum droogtijd van 24 uur.

3 Waarnemingen

Beide locaties (genoemd 1 en 2) zijn gelegen op de Westerscheldedijk aan weerszijden van een in het verleden opgenomen bodemprofiel van de kleilaag onder de steenzetting (GD-rapport CO-346150 dd 1994-06-28, figuur 16) nabij Dijkpaal 73 van de Thomaespolder bij Hoofdplaat (zie bijlage 4). De afstand tussen de beide locaties bedraagt 14,4 meter met precies daartussen het bodemprofiel.

De bovenkant van de bovenste bak van beide locaties ligt 1,5 meter van de bovenste opsluitrand van de steenzetting. Het hart van locatie 1 ligt 5,1 meter ten zuidoosten van dijkpaal 73. Het hart van locatie 2 ligt 19,5 meter ten zuidoosten van dijkpaal 73.

De proeven zijn uitgevoerd in de periode 26 tot en met 29 september 1994.

3.1 Monstername

Ten behoeve van het laboratorium onderzoek zijn tijdens het plaatsen van de opnemers en na de uitvoering van de proeven een aantal monsters genomen van de kleilaag. Onderstaande tabel geeft een overzicht:

boring ter plaats van	monster nummer	diepte monster (m-mv)	voor/na infiltratie
P10	202	0,48 - 0,57	voor
P1	236	0 - 0,36	voor
P1	4615	0,36 - 0,56	voor
~P5	297	0 - 0,15	na
~P5	4329	0,3 - 0,45	na

Tabel 1. Overzicht monstername locatie 1
(~P5: in de buurt van P5)

3.2 Uitgevoerd proefprogramma

3.2.1 Proeven locatie 1

Bij locatie 1 is in de bovenste bak één inspuitslans (I) met opnemer (P10) geplaatst ten behoeve van de indicatieve bezwijktest. In de onderste bak zijn twee inspuitslansen (I1 en I2) en in totaal 5 waterspanningsmeters geplaatst. Op een afstand van 50 cm om de lans zijn drie waterspanningsmeters (P3, P4 en P5) geplaatst. Bij de slansen zijn de waterspanningsmeter P1 en P2 geplaatst en in de aanvoerleiding van het water wordt één van de flowmeters F1, F2 of F3 opgenomen.

In bijlage 2 is een overzicht gegeven van de instrumentatie van locatie 1. In bijlage 7 is een foto opgenomen van de uitgevoerde instrumentatie op locatie 1.

Per inspuitspunt is een serie proeven uitgevoerd waarbij standaard statische proeven worden afgewisseld met dynamische proeven. De periodetijd van de signalen voor de dynamische proeven bedraagt 5 s. Bij een pulsvormige belasting zijn circa 100 signalen met een pulsbreedte van 0,2 s opgelegd aan de kleilaag. Bij een blokvormige belasting zijn circa 100 signalen met een pulsbreedte van 2,5 opgelegd aan de kleilaag.

In tabel 2 wordt, in volgorde van uitvoering, een overzicht gegeven van de uitgevoerde proeven op locatie 1.

Proef	Inspuitpunt	type/naam	opgelegde waterdruk (kPa)	bijlage
X	I	ssp1 (bezwijktest)	30, quasi-statisch	10
A	I1	ssp2	15, quasi-statisch	11
A	I1	dp2	6, pulsvormig	20
A	I1	ssp3	17, quasi-statisch	12
A	I1	dp3	13, blokvormig	21
A	I1	ssp4	16, quasi-statisch	13
A	I1	dp4	8, pulsvormig	22
A	I1	ssp5	17, quasi-statisch	14
A	I1	dp5	17, blokvormig	23
A	I1	ssp6	20, quasi-statisch	15
A	I1	dp6	36, blokvormig	24
A	I1	ssp7a	21, quasi-statisch	16
A	I1	ssp7b (bezwijktest)	50, quasi-statisch	17

Proef	Inspuitpunt	type/naam	opgelegde waterdruk (kPa)	bijlage
B	I2	ssp8	23, quasi-statisch	30
B	I2	dp7	22, blokvormig	40
B	I2	ssp9	22, quasi-statisch	31
B	I2	dp8	38, blokvormig	41
B	I2	ssp10a	21, quasi-statisch	32
B	I2	ssp10b (bezwijktest)	50, quasi-statisch	33

Tabel 2. Overzicht proeven locatie 1
(in volgorde van uitvoering)

3.2.2 Proeven locatie 2

Tijdens de uitvoering van de proeven op locatie 1 bleek dat de opgelegde waterpulsen niet meetbaar zijn op de opnemers op een afstand van 50 cm tot het inspuitpunt. Daarom is, in overleg met medewerkers van de opdrachtgever, ter plaatse besloten de tweede locatie anders in te richten. Hierbij zijn de opnemers op een diepte van 25 cm geplaatst omdat de klei daar meer gestructureerd lijkt (en dus meer scheuren zal hebben). Daarnaast zijn er ook opnemers dicht bij het inspuitpunt geplaatst.

In de voorgaande proef was ook gebleken dat de waterinfiltratie waarschijnlijk minimaal is. In overleg met de opdrachtgever ter plaatse is daarom besloten, mede gezien de beperkte tijd, geen waterinfiltratie toe te passen op locatie 2.

Bij locatie 2 is in de bovenste bak één inspuitlans (I1) met opnemer (P1) geplaatst met een opnemer op een afstand van 25 cm (P3). In de andere bak staat op 60 cm van I1 opnemer P4. In de onderste bak is één inspuitlans (I2) met opnemer (P2) geplaatst met opnemers op een afstand van 25 en 50 cm (P4 en P5). In de aanvoerleiding van het water kunnen, naar keuze, de flowmeters F1, F2 of F3 worden opgenomen.

In bijlage 3 is een overzicht gegeven van de instrumentatie van locatie 2. In bijlage 8 is een foto opgenomen van de uitgevoerde instrumentatie op locatie 2.

Per inspuitpunt is een serie proeven uitgevoerd waarbij standaard statische proeven worden afgewisseld met dynamische proeven. De periodetijd van de belastingen voor de dynamische proeven bedraagt 5 s. Bij een pulsformige belasting zijn circa 100 belastingen met een pulsbreedte van 0,2 s opgelegd aan de kleilaag. Bij een blokformige belasting zijn circa 100 belastingen met een pulsbreedte van 2,5 s opgelegd aan de kleilaag.

In tabel 3 wordt, in volgorde van uitvoering, een overzicht gegeven van de uitgevoerde proeven op

locatie 2.

Proef	Inspuitpunt	type/naam	opgelegde waterdruk (kPa)	Bijlagen
C	I1	ssp20	13, quasi-statisch	50
C	I1	dp20	10, pulsvormig	60
C	I1	ssp21	14, quasi-statisch	51
C	I1	dp21	12, blokvormig	61
C	I1	ssp22	14, quasi-statisch	52
C	I1	dp22	21, blokvormig	62
C	I1	ssp23	17, quasi-statisch	53
C	I1	dp23	32, blokvormig	63
C	I1	ssp24a	8.5, quasi-statisch	54
C	I2	ssp24b (bezwijktest)	8, quasi-statisch	55
D	I2	ssp25	22, quasi-statisch	70
D	I2	dp25	22, blokvormig	80
D	I2	ssp26	21, quasi-statisch	71
D	I2	dp26	22, blokvormig	81
D	I2	ssp27	18, quasi-statisch	72
D	I2	dp27	34, blokvormig	82
D	I2	ssp28a	15, quasi-statisch	73
D	I2	ssp28b (bezwijktest)	22, quasi-statisch	74

Tabel 3. Overzicht proeven locatie 2
(in volgorde van uitvoering)

3.3 Veldwaarnemingen

Tijdens de werkzaamheden op locatie zijn ten aanzien van de waterinfiltratie en bezwijking de volgende zaken waargenomen.

3.3.1 Waterinfiltratie

1. Na de instrumentatie zijn beide bakken een nacht lang onder water gezet. Hiervan is circa 2,5 uur met behulp van de meetcomputer geregistreerd. De waterdaling in die periode is niet zichtbaar aan een daling van het waterniveau in de bak. De volgende dag zijn beide bakken leeg. Het blijkt echter dat het water op een aantal punten onder de bak is doorgestroomd.
2. Op locatie 1 is een infiltratieproefje uitgevoerd door een verbuisd boorgat vol water te zetten en de waterdaling in de tijd te bepalen. Diepte boorgat 55 cm, lengte buis 45 cm. Het boorgat is vol water gezet en na 14 uur bleek het waterniveau 22 mm gezakt.

3.3.2 Bezwijking

1. Het aan het kleioppervlak zichtbare bezwijkingsmechanisme bestaat iedere keer uit 1 en een enkele keer uit 2 ontstane gaten met een doorsnede van 1 à 4 cm waar water uitstroomt op afstanden van circa 30 tot 80 cm van het inspuitspunt. Dit suggereert het ontstaan van een beperkt aantal kanalen.
2. Er lijkt geen verband te bestaan tussen de afstand van ontstane gaten tot het inspuitspunt en de diepte waarop het water wordt geïnjecteerd.

3.4 Laboratoriumonderzoek

Om enig inzicht te verkrijgen in de samenstelling van de kleilaag worden de gestoken monsters in het laboratorium onderworpen aan een aantal classificatieproeven. Het gaat hierbij om het volgende:

- 1 bepaling korrelverdeling
- 1 bepaling kalk- en humusgehalte
- 1 bepaling Atterbergse grenzen.
- 1 bepaling van de droge volumieke massa

Daarnaast zijn ter controle of de gewenste waterinfiltratie is opgetreden in het kleipakket voor en na de infiltratieperiode 4 watergehaltebepalingen uitgevoerd op monsters die allemaal zijn gestoken op locatie 1 voor en na de waterinfiltratie.

4 Verwerking metingen en resultaten

4.1 Hydraulische fracture testen

Tijdens de Standaard Statistische Proeven (SSP) en bezwijktesten zijn de druk versus tijd en flow versus tijd geregistreerd. Na verschaling van de signalen is de druk (in kPa) uitgezet tegen de flow (in l/min). In tabel 2 en 3 van het vorige hoofdstuk worden overzichten gegeven van de uitgevoerde proeven en de bijlagen waar de resultaten zijn aangegeven.

Er dient rekening te worden gehouden met het feit dat het bereik van flowmeter F1 door de fabrikant wordt gespecificeerd van 0,1 tot 2 l/min. De gemeten waterflows in de bijlagen 11 tot en met 16, 30 en 31, 50 tot en met 53 en 70 tot en met 72 liggen ver onder het bereik van flowmeter F1 hetgeen betekent dat de meting niet geheel betrouwbaar en in ieder geval minder nauwkeurig is. De SSP's in deze bijlagen zijn wel geschikt voor een begrip van wat waarschijnlijk gebeurt, de bepaling van doorlatendheden is niet goed mogelijk. In de genoemde bijlagen is in het begin vaak sprake van een wat hogere waterflow die waarschijnlijk wordt veroorzaakt doordat tijdens de dynamische proeven ontstane ruimte in de kleilaag (scheuren) worden gevuld met water.

Daarnaast worden in de bijlagen 18, 34, 56 en 75 samengestelde figuren getoond van een aantal SSP's en bezwijktesten na elkaar. Daartussen zijn de dynamische proeven uitgevoerd. In geval van ssp24a/ssp24b en ssp28a/ssp28b is geen sprake van een tussenliggende dynamische proef. Hier is de meting herhaald met een andere flowmeter en doorgezet tot bezwijken (bezwijktest). Bij de meeste proevenseries is pas bij grotere dynamische belastingen (30-50 kPa) in de standaard statische proeven een effect zichtbaar van vermoeiing van de kleilaag.

In totaal zijn op 5 punten bezwijktesten uitgevoerd. In tabel 4 zijn de bepaalde bezwijkdrukken weergegeven. De optredende flow varieert tussen de 0,5 en 7 l/min. In sommige bezwijktesten (bijvoorbeeld test ssp 24b in bijlage 55) zijn twee doorslageffecten te zien, namelijk bij een druk van 5,4 en 7,4 kPa. In tabel 4 zijn alleen de hoogste bezwijkdrukken opgenomen.

proef	diepte (m-mv)	bezwijkdruk (kPa)
X (ssp1)	0,5	26,6
A (ssp7b)	0,5	35,1
B (ssp10b)	0,5	40,4
C (ssp24b)	0,25	7,4
D (ssp28b)	0,25	13,5

Tabel. 4 Bepaalde bezwijkdrukken locatie 1 en 2

Het beeld uit tabel 4 is redelijk consistent: bij een ondieper geplaatste inspuitlans is ook de bezwijkdruk lager. De variatie in de bepaalde waarden bij een bepaalde plaatsingsdiepte van de

inspuitlans wordt toegeschreven aan locale inhomogeniteit van de kleilaag.

De Dynamische Proeven (DP) zijn opgenomen en verwerkt tot figuren van druk versus tijd. Van de circa 100 belastingen per proef worden, na verschaling van de signalen, in de bijlagen slechts een beperkt aantal belastingspulsen getoond. De resultaten reproduceren namelijk in bijna alle gevallen over de circa 100 belastingen. Een uitzondering vormen dp23 en dp27 waar tijdens de dynamische proef reeds een bezwijkingseffect optreedt. De flowmetingen tijdens de dynamische proeven geven geen stabiele waarde omdat de responsietijd van dit type opnemer te traag blijkt.

In tabel 2 en 3 in het vorige hoofdstuk zijn overzichten gegeven van de uitgevoerde proeven en de bijlagen met de resultaten. Per bijlage wordt het resultaat van de waterspanningsmeter bij het inspuitpunt en de omliggende waterspanningsmeters getoond.

Het blijkt dat bij de dynamische proeven op locatie 1 (plaatsingsdiepte: 50 cm, afstand bron-opnemer: 50 cm) ook bij blokvormige belastingen tot circa 40 kPa geen meetbare signalen aankomen op de opnemers om het inspuitpunt. Het lijkt erop dat de klei op deze diepte een dusdanige samenstelling heeft dat de demping hoog is en dat zo signalen afkomstig van de bron (inspuitpunt) de opnemers op enige afstand niet kunnen bereiken.

Bij de dynamische proeven op locatie 2 (plaatsingsdiepte: 25 cm, afstand bron-opnemer: 25 en 50/60 cm) zijn bij blokvormige belastingen tussen de circa 25 en 35 kPa wel meetbare signalen geregistreerd op de opnemer op 25 cm van het inspuitpunt. In tabel 5 worden voor deze gevallen de dempingsfactoren bepaald door deling van de top-top-waarde van de amplitude van het ontvangstsignaal op de top-top-waarde van de amplitude van het bronsignaal (inspuitpunt). Op de opnemers op een afstand van 50 en 60 cm van het inspuitpunt worden geen meetbare signalen geregistreerd.

proef	amplitude (top-top) bronsignaal (kPa)	amplitude (top-top) ontvangstsignaal (kPa)	dempings- factor
dp25	40	0,012	0,0003
dp26	36	0,022	0,0006
dp27	52	0,042	0,0008

Tabel. 5 Bepaalde dempingsfactoren locatie 2

Uit tabel 5 blijkt dat de na elkaar uitgevoerd proeven dp25 en dp26 ongeveer een gelijk bronsignaal hebben. Toch is de bepaalde dempingsfactor verdubbeld, hetgeen wordt toegeschreven aan vermoeiingseffecten van de klei.

De registratie van de waterspanningsmeters ten behoeve van de monitoring van de waterinfiltratie vertoont geen noemenswaardige veranderingen in de waterspanning over de geregistreerde tijdsperiode (2,5 uur). Deze resultaten zijn niet opgenomen in het rapport.

4.2 Laboratoriumonderzoek

De resultaten van de classificatieproeven op een aantal monsters worden weergegeven in tabel 6. Een korrelverdeling van monster 236 (0 - mv-0,36 m) is opgenomen in bijlage 90.

monster nummer	diepte (m-mv)	bepaling	resultaat van de bepaling
202	0,48 - 0,57	kalkgehalte humusgehalte Vloegrens Uitrolgrens Plasticiteitsindex	6,44 % 1,28 % 56,5 % 20,4 % 36,1 %
4615	0,36 - 0,56	droge volumieke massa	1,44 g/cm ³

Tabel. 6 Resultaat classificatieproeven locatie 1
(kalk- humusgehalte t.o.v. totale massa monster droog)

Daarnaast zijn op locatie 1 een aantal watergehaltebepalingen uitgevoerd. Een deel is uitgevoerd op monsters verkregen voor de waterinfiltratie, deze zijn namelijk gestoken tijdens de instrumentatie. Na uitvoering van de infiltratie en proeven zijn opnieuw op locatie 1 monsters gestoken en watergehaltebepalingen uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn weergegeven in tabel 7.

monster nummer	diepte (m-mv)	voor/na infiltratie	watergehalte t.o.v totale massa grond droog
236	0 - 0,36	voor	22,9 %
4615	0,36 - 0,56	voor	31,2 %
297	0 - 0,15	na	30,3 %
4329	0,3 - 0,45	na	33,4 %

Tabel. 7 Bepaalde watergehalten locatie 1

Het valt hierbij op dat bij de ondiepe monsters (tot circa mv - 0,3 m) het watergehalte na de infiltratie duidelijk is toegenomen ten opzichte van het watergehalte voor de infiltratie. Bij de diepere monster, op de diepte waar de opnemers zijn geplaatst, blijft het watergehalte voor en na de infiltratie ongeveer gelijk. Dit suggereert dat de indringing van het water ondiep is.

5 Conclusies en aanbevelingen

Concluderend kan worden gesteld dat het systeem om de kleilaag dynamisch te belasten (elektrisch aangestuurde kraan) en het registratiesysteem met waterdrukopnemers en flowmeters goed heeft gewerkt. In sommige gevallen zijn bij standaard statische proeven de gemeten waterflows zo klein dat die buiten het bereik van de flowmeter met het laagste meetbereik komen. Hierdoor is de meting minder betrouwbaar.

Gezien de resultaten van het infiltratieproefje uit paragraaf 3.3.1 (22 mm infiltratie in 14 uur) en de watergehaltebepalingen blijkt dat de waterinfiltratie waarschijnlijk minimaal is. Ook is op de opnemers P6, P7 en P8 geen noemenswaardige variatie in waterspanning geregistreerd.

De demping van de kleilaag blijkt dermate hoog dat bij een afstand bron-opnemer van 50 cm bij de dynamische proeven geen signalen doorkomen. Alleen bij een afstand bron-opnemer van 25 cm komen de signalen sterk gedempt door.

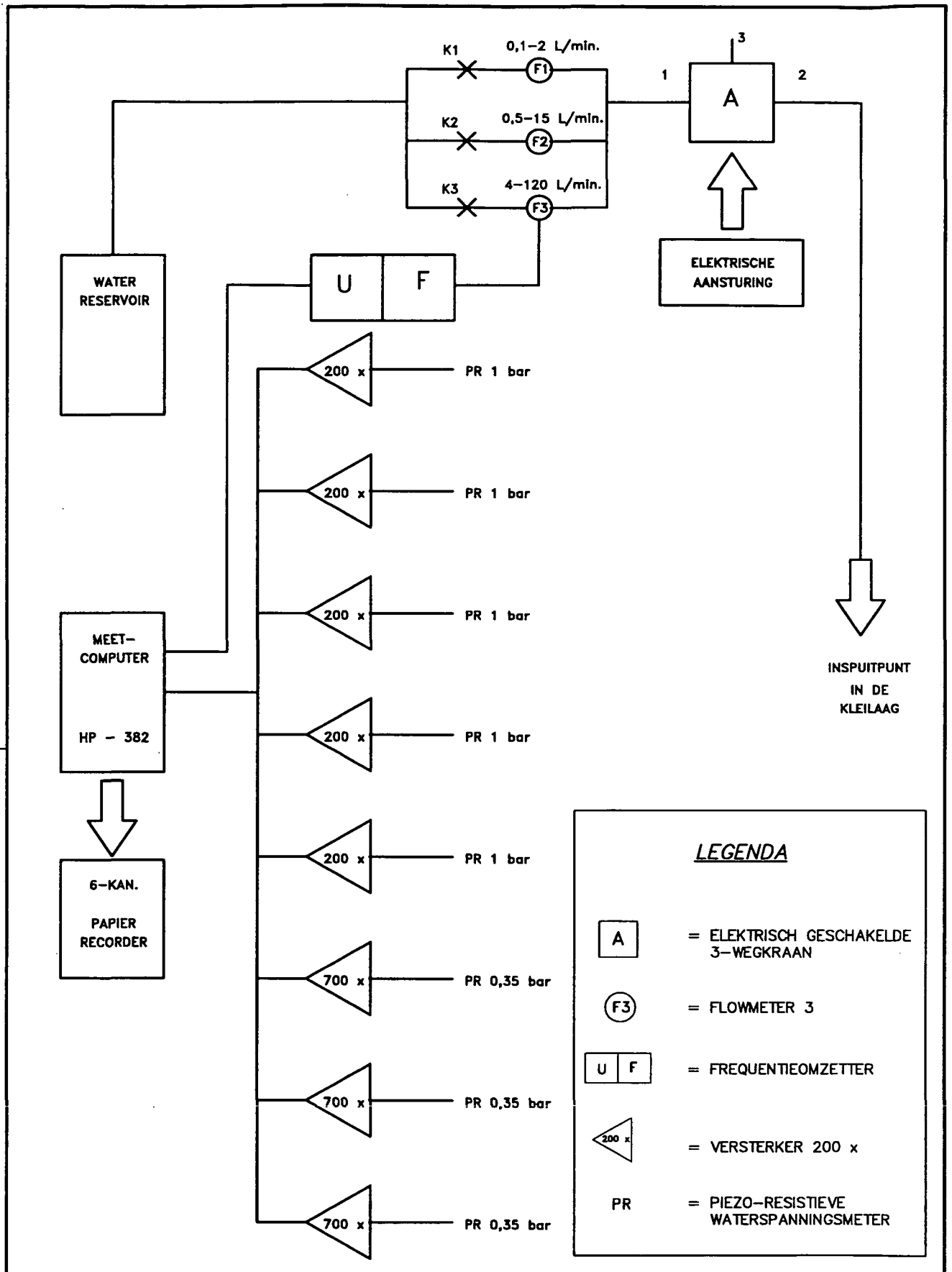
De uitgevoerde bezwijktesten en standaard statische proeven geven goede resultaten die een redelijk betrouwbaar beeld van de sterkte van de kleilaag lijken te geven. Het beeld is consistent: wanneer de inspuitslans ondieper wordt geplaatst zijn de bepaalde bezwijkspanningen lager en na dynamisch belasten van de klei neemt de waterflow toe.

Uitgaande van dit beperkt aantal uitgevoerde metingen wordt aanbevolen bij toekomstige metingen de volgende verbeteringen aan te brengen:

- De keuze van een ander type flowmeter met een lager meetbereik.
- Het achterwege laten van de waterinfiltratie, hetgeen in de uitvoering ook veel tijd bespaart.

Indien blijkt dat alleen op basis van de uitgevoerde standaard statische proeven en bezwijktesten relevante parameters kunnen worden afgeleid ten behoeve van de beoordeling van de reststerkte van de kleilaag dan is het mogelijk hiervoor een beduidend eenvoudiger meetsysteem te ontwikkelen. Bij dit systeem worden slechts een beperkt aantal stenen uit de zetting gelicht en één inspuitslans met opnemer geplaatst. Er worden geen opnemers op enige afstand van het inspuitspunt geplaatst. Daarna wordt een serie dynamische-, quasi-statische- en bezwijktesten uitgevoerd. Het benodigde registratiesysteem is hierbij ook eenvoudiger.

Op deze manier kan de meting sneller worden uitgevoerd zodat het onderzoeken van de reststerkte van een bepaald dijktraject, door uitvoering van een serie proeven, tegen lagere kosten kan worden gerealiseerd.

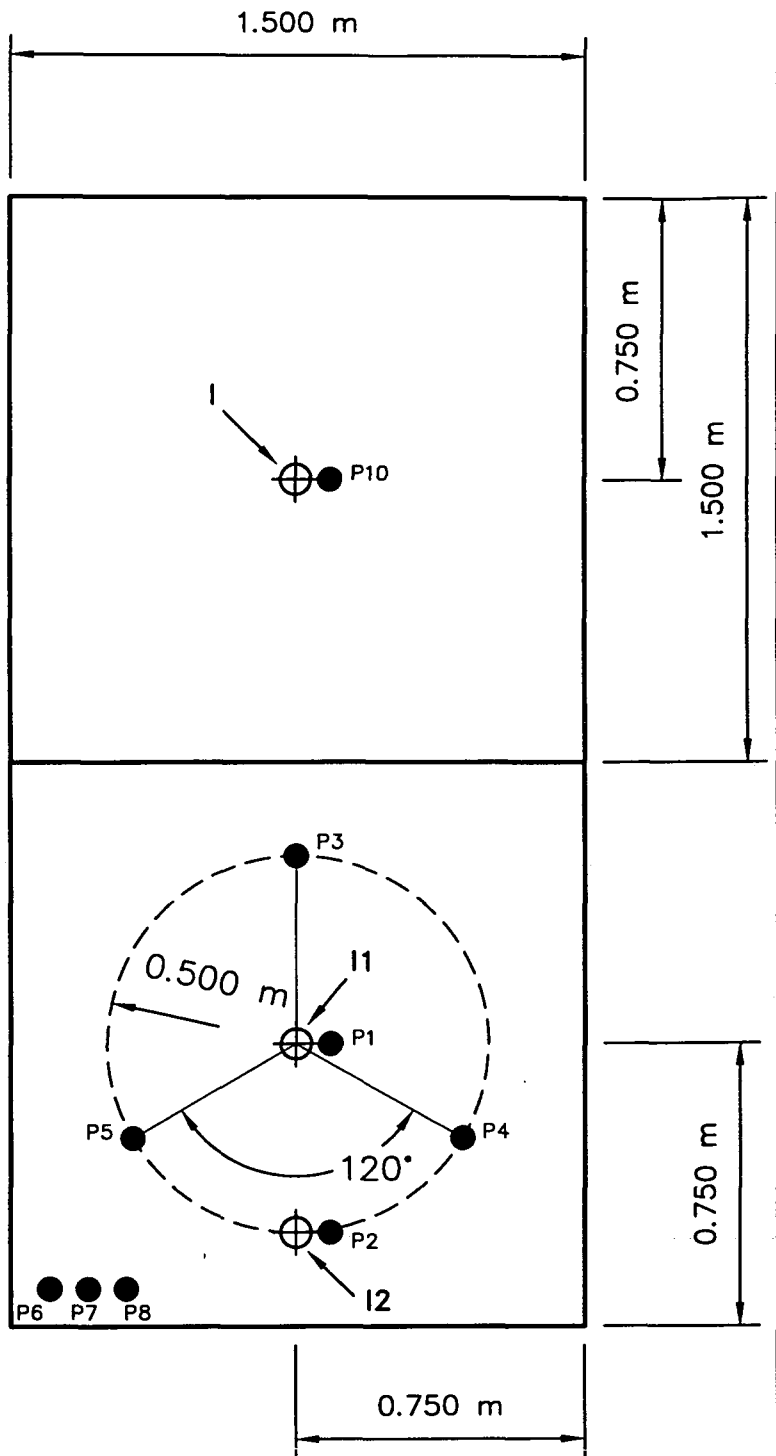


LEGENDA

- A** = ELEKTRISCH GESCHAKELDE 3-WEGKRAAN
- F3** = FLOWMETER 3
- U F** = FREQUENTIEOMZETTER
- 200 x** = VERSTERKER 200 x
- PR** = PIEZO-RESISTIEVE WATERSPANNINGSMETER

		Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	Filenaam: BYL-0001.dwg Afdeling: 600 Gewijzigd: 1994-11-01
HYDRAULIC FRACTURE TESTEN			datum 1994-08-23	get. ALBL
OPZET MEETSISTEEM			CO- 346060	gez.
			BIJL. 1	form. A4

opnemer	diepte in m-mv.	bereik in kPa
P1	0.5	50
P2	0.5	50
P3	0.5	50
P4	0.5	50
P5	0.5	50
P6	0	10
P7	0.25	10
P8	0.5	10
P10	0.5	50



WATERZIJDE



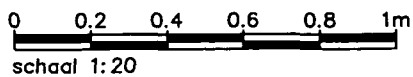
INSPUITPUNT



WATERSPANNINGSMETER



BODEMPROFIEL



Filenaam: BYL-0002.dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1994-11-09



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

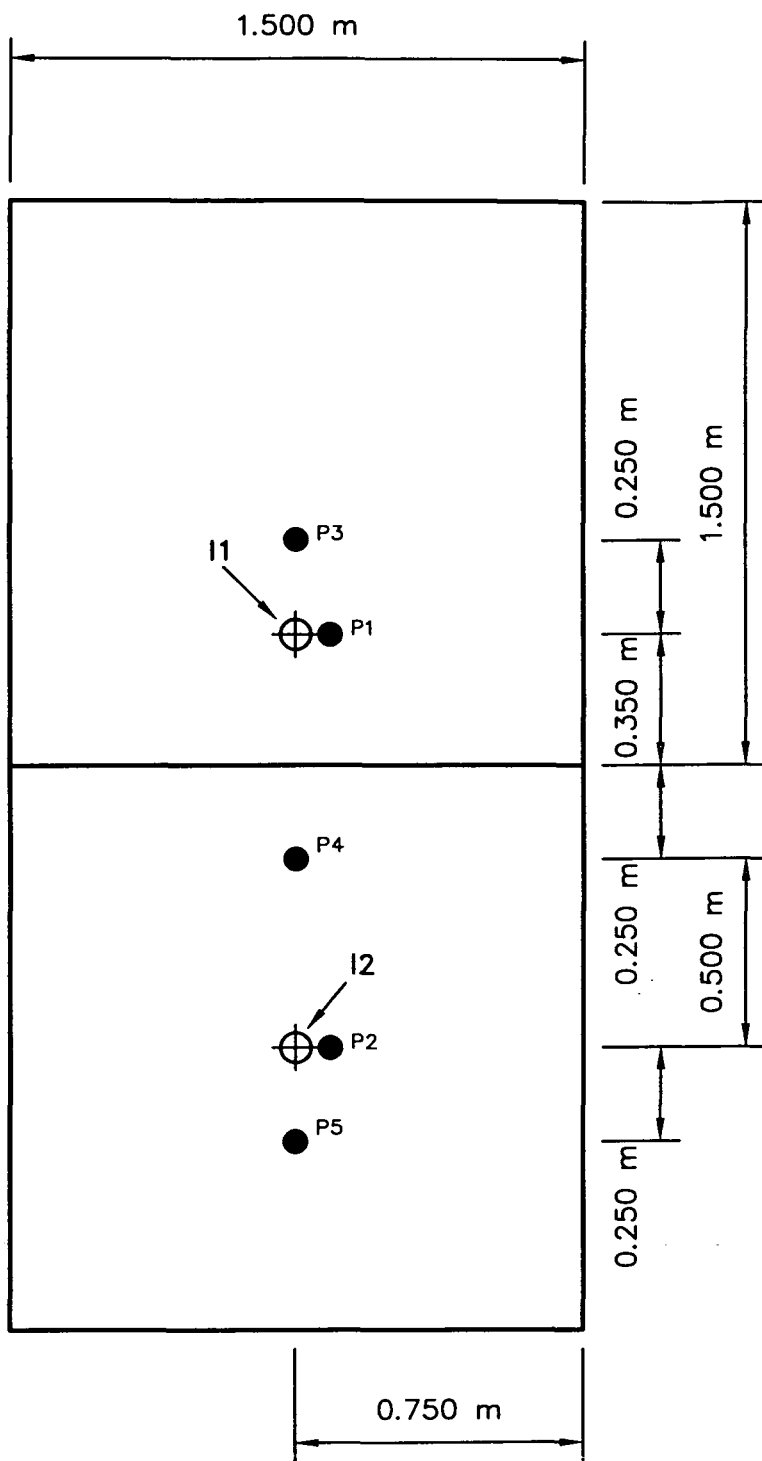
Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-08-23
 get.
 ALBL

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN
 PROEVEN X,A EN B
 INSTRUMENTATIE VAN LOCATIE 1

gez.
 CO- 346060
 form.
 BIJL. 2 A4

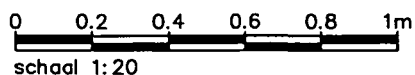
opnemer	diepte in m-mv.	bereik in kPa
P1	0.25	50
P2	0.25	50
P3	0.25	50
P4	0.25	50
P5	0.25	50



INSPUITPUNT



WATERSPANNINGSMETER



Filenaam: BYL-0003.dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd: 1994-11-11



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

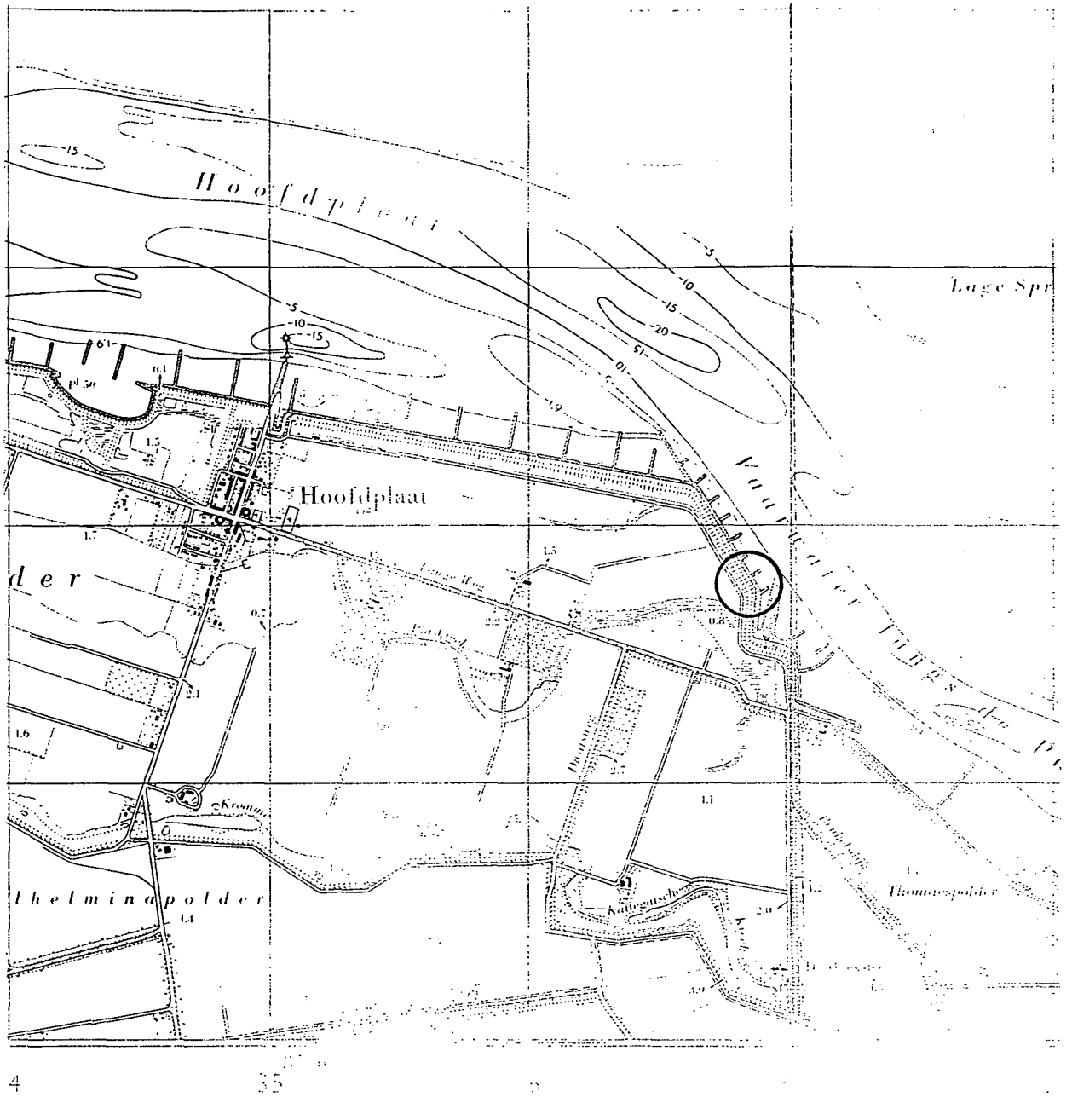
datum
 1994-11-01
 get.
 ALBL


HYDRAULIC FRACTURE TESTEN
PROEVEN C EN D

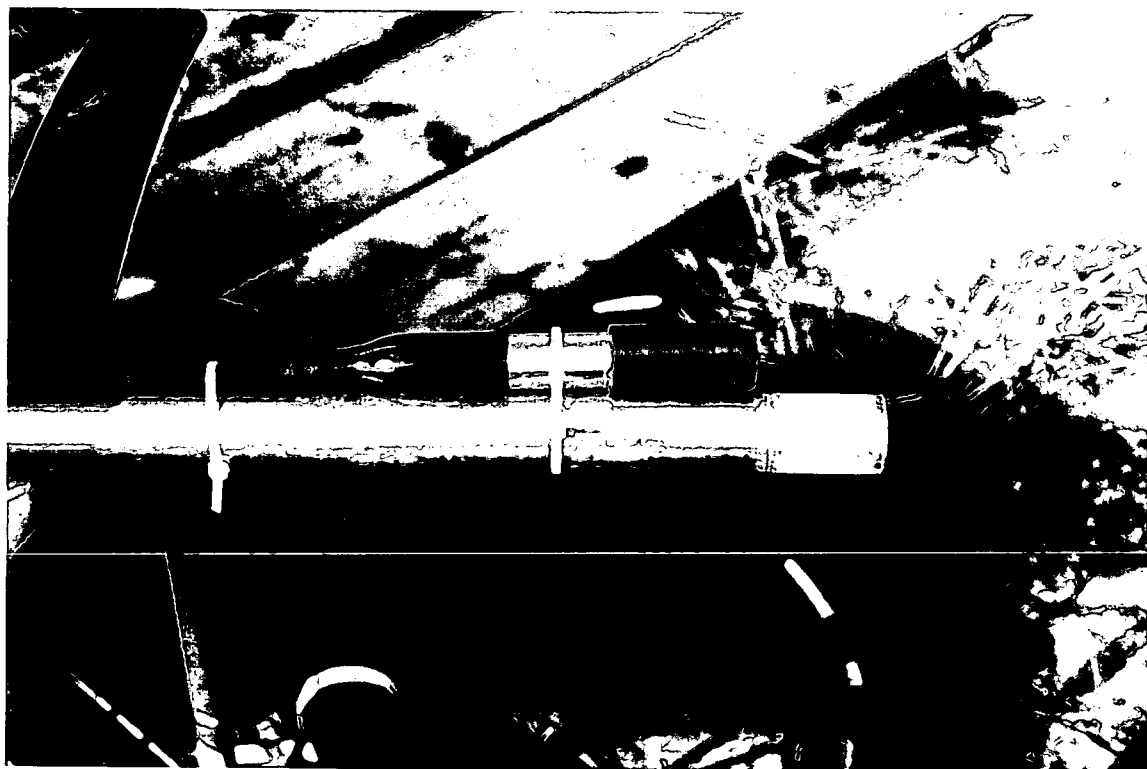
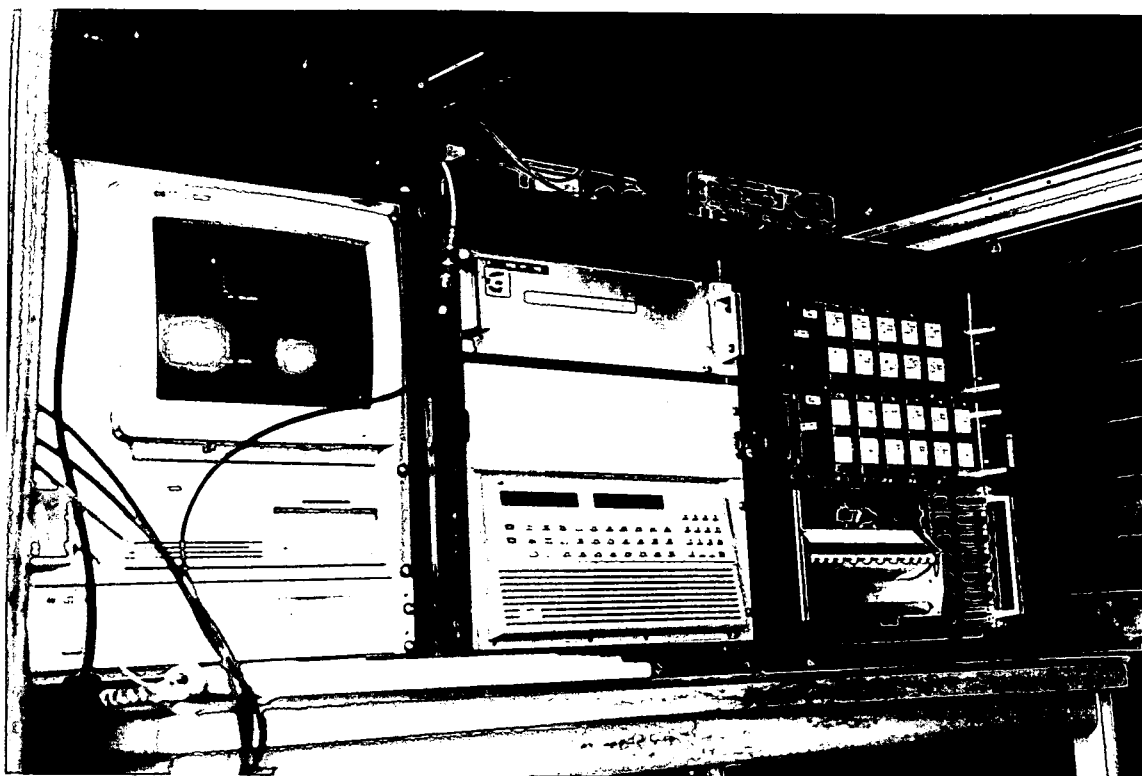
CO- 346060
 gez.

INSTRUMENTATIE VAN LOCATIE 2

BIJL. 3
 form.
 A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69 2600 AB Delft Nederland	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1994-11-07	Pts
			HYDRAULIC FRACTURE TESTEN	gez. Pts
Ligging proeflocatie (schaal 1:25000)			CO-346060	form. A4
			BIJL. 4	



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-07

get.

Pts

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO-346060

gez.

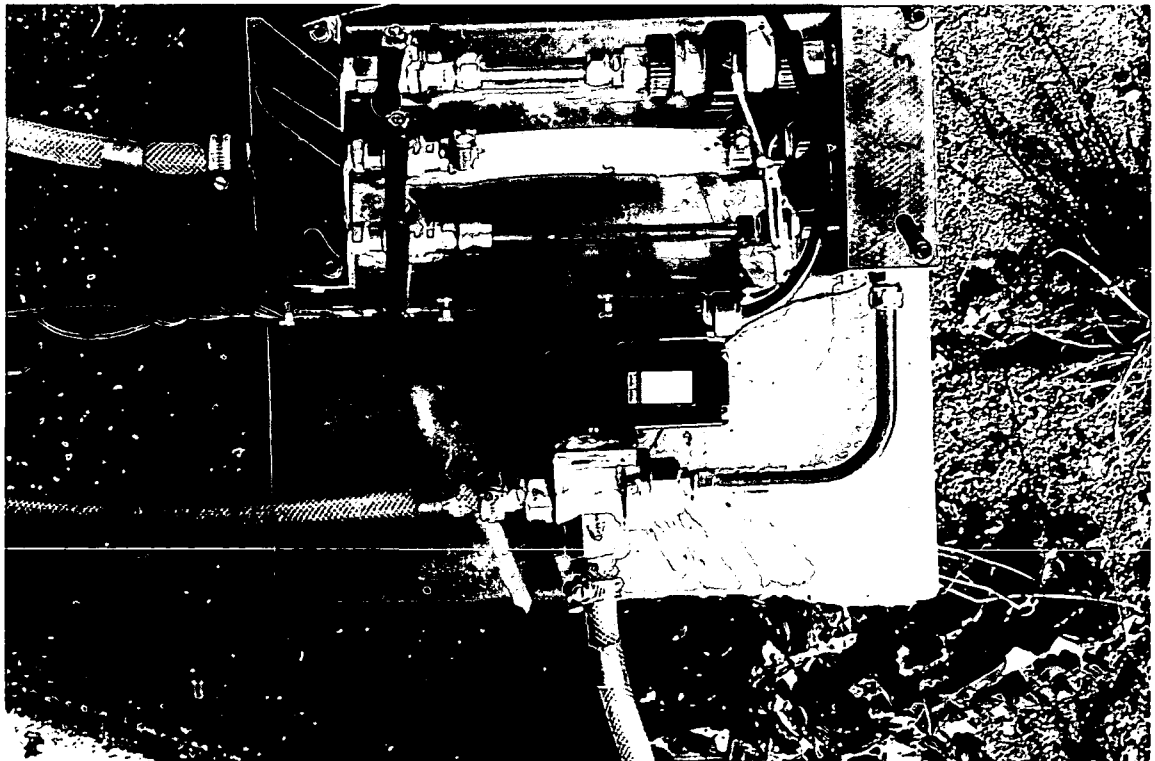
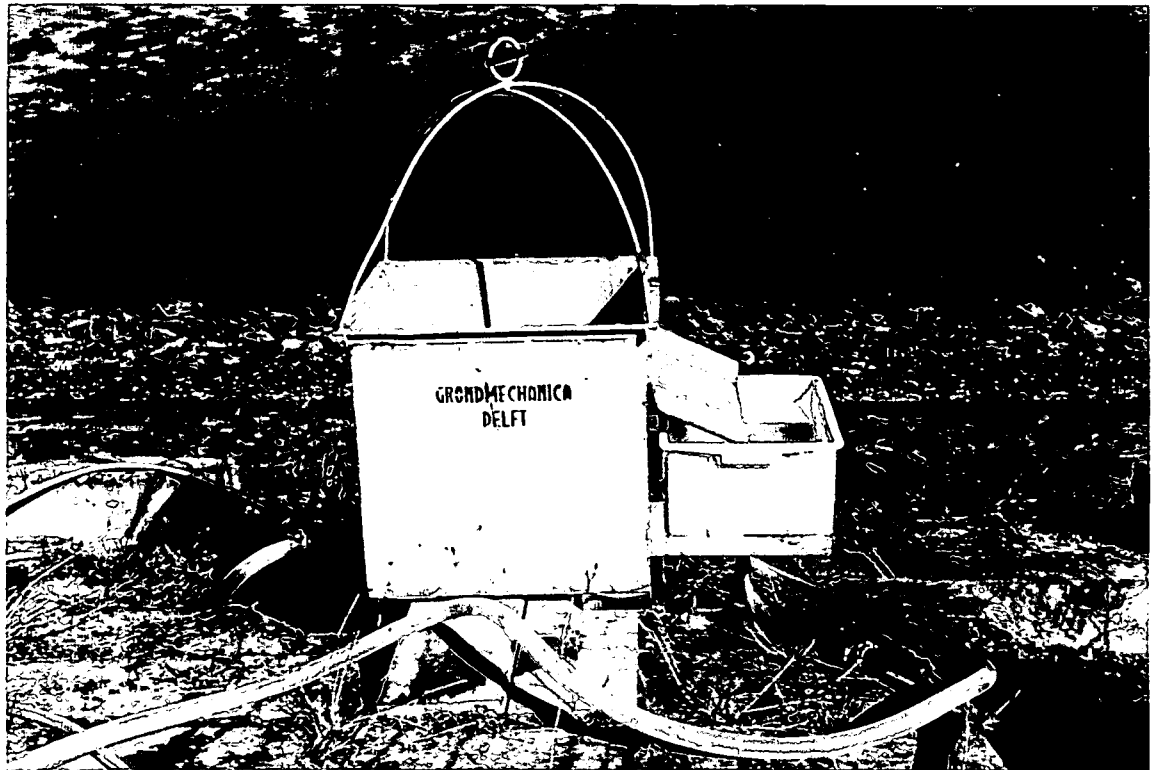
Pts

Foto's meetcomputer (boven) en inspuitslans/opnemer

BIJL. 5

form.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-07

get.

Pts

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO-346060

gez.

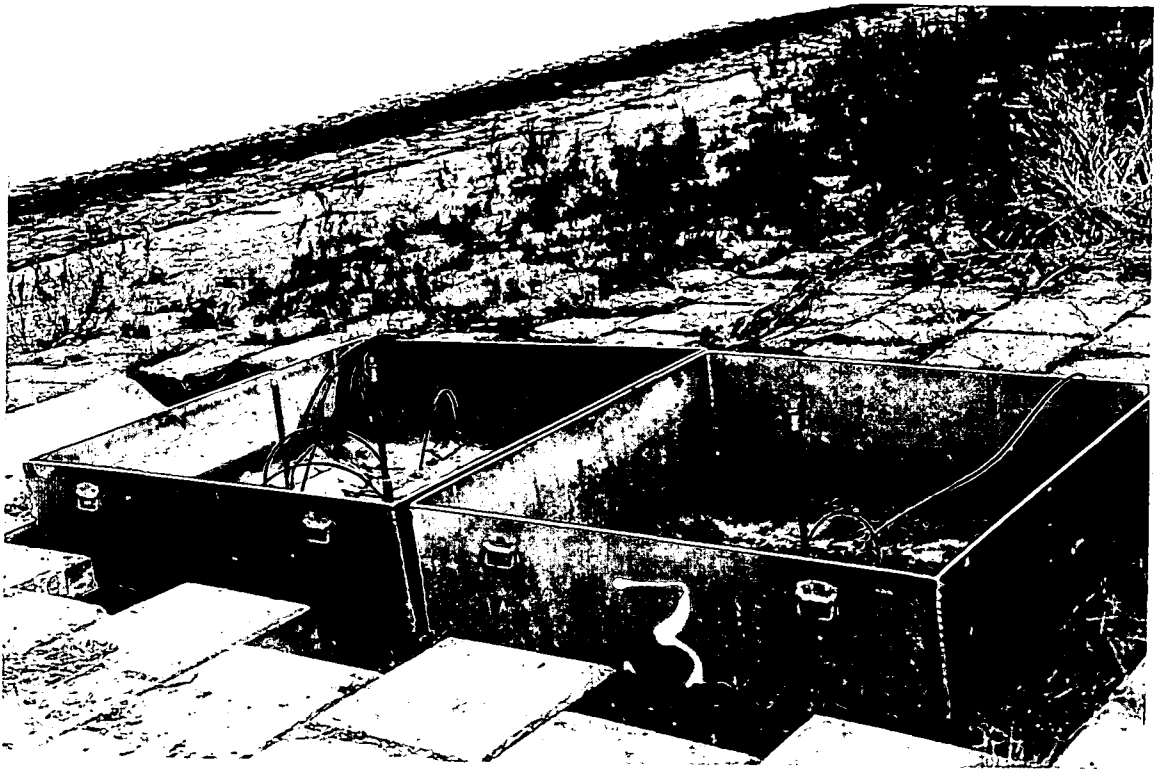
Pts

Foto's waterreservoir (boven) en flowmeters

BIJL. 6

form.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-07

get.

Pts

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO-346060

gez.

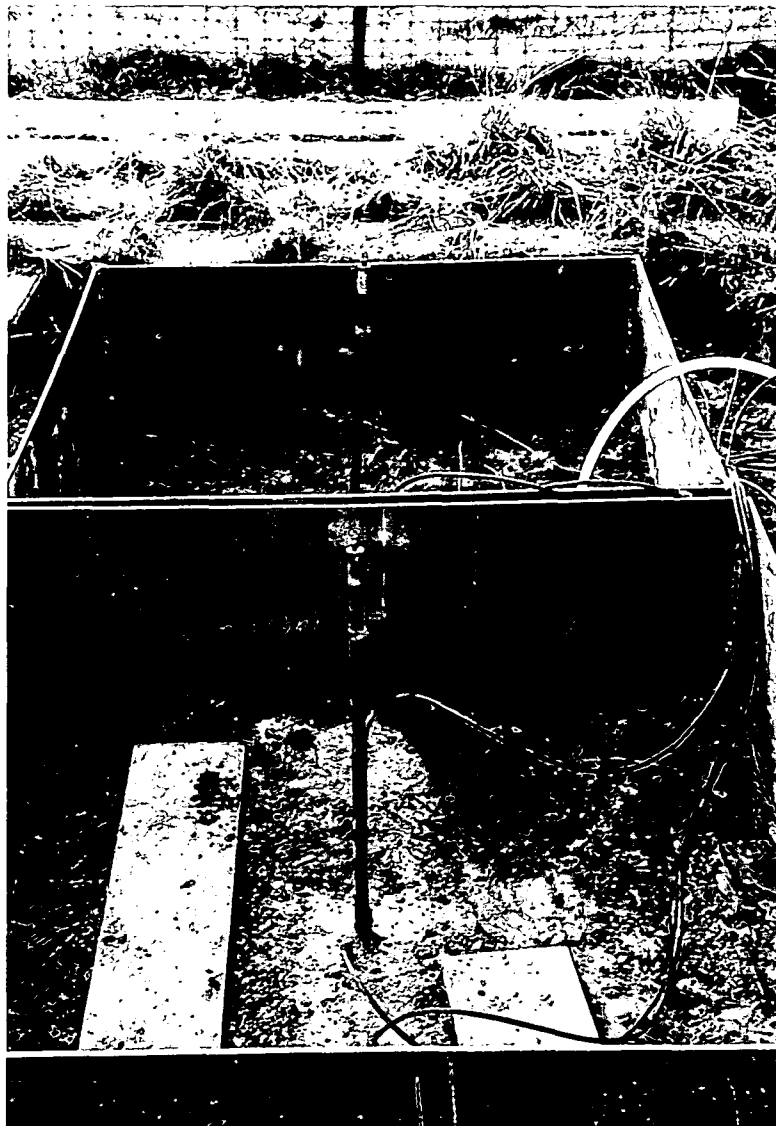
Pts

Foto instrumentatie locatie 1

BIJL. 7

form.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-07

get.

Pts

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

Co-346060

gez.

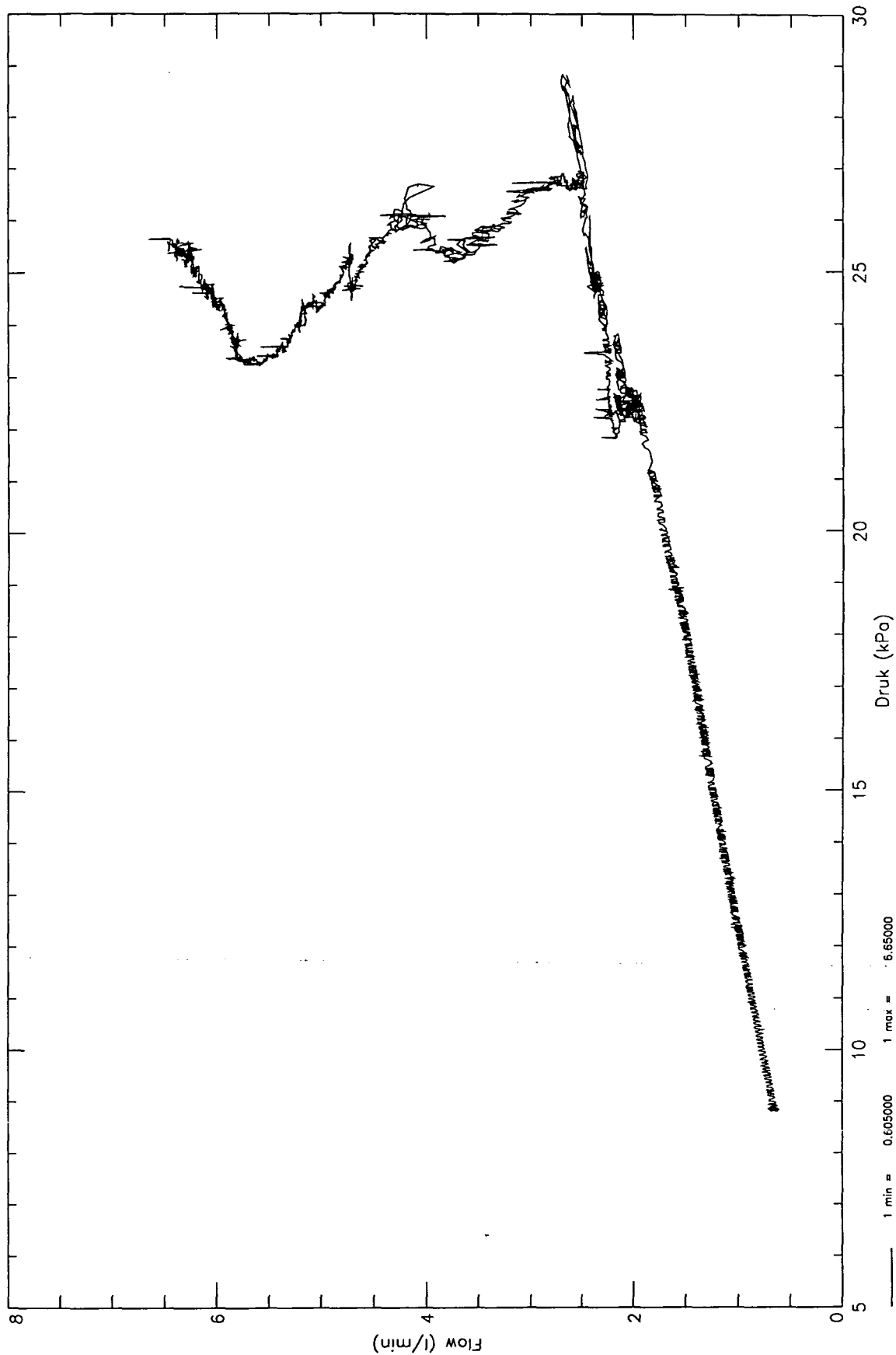
Pts

Foto instrumentatie locatie 2

BIJL. 8

form.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

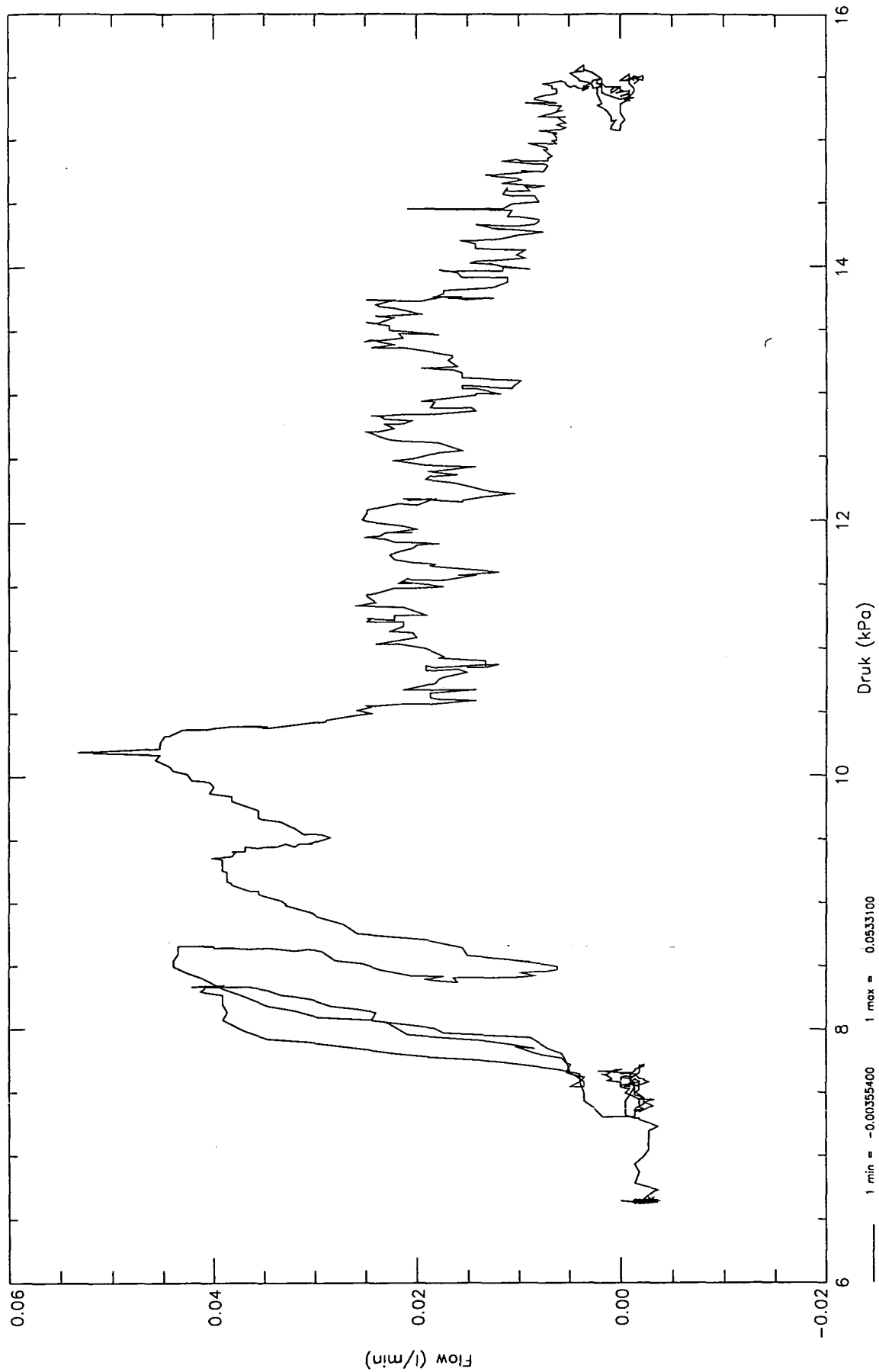
CO-346060

gez.
Pts.

Bezwijktest ssp1

BIJL. 10

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

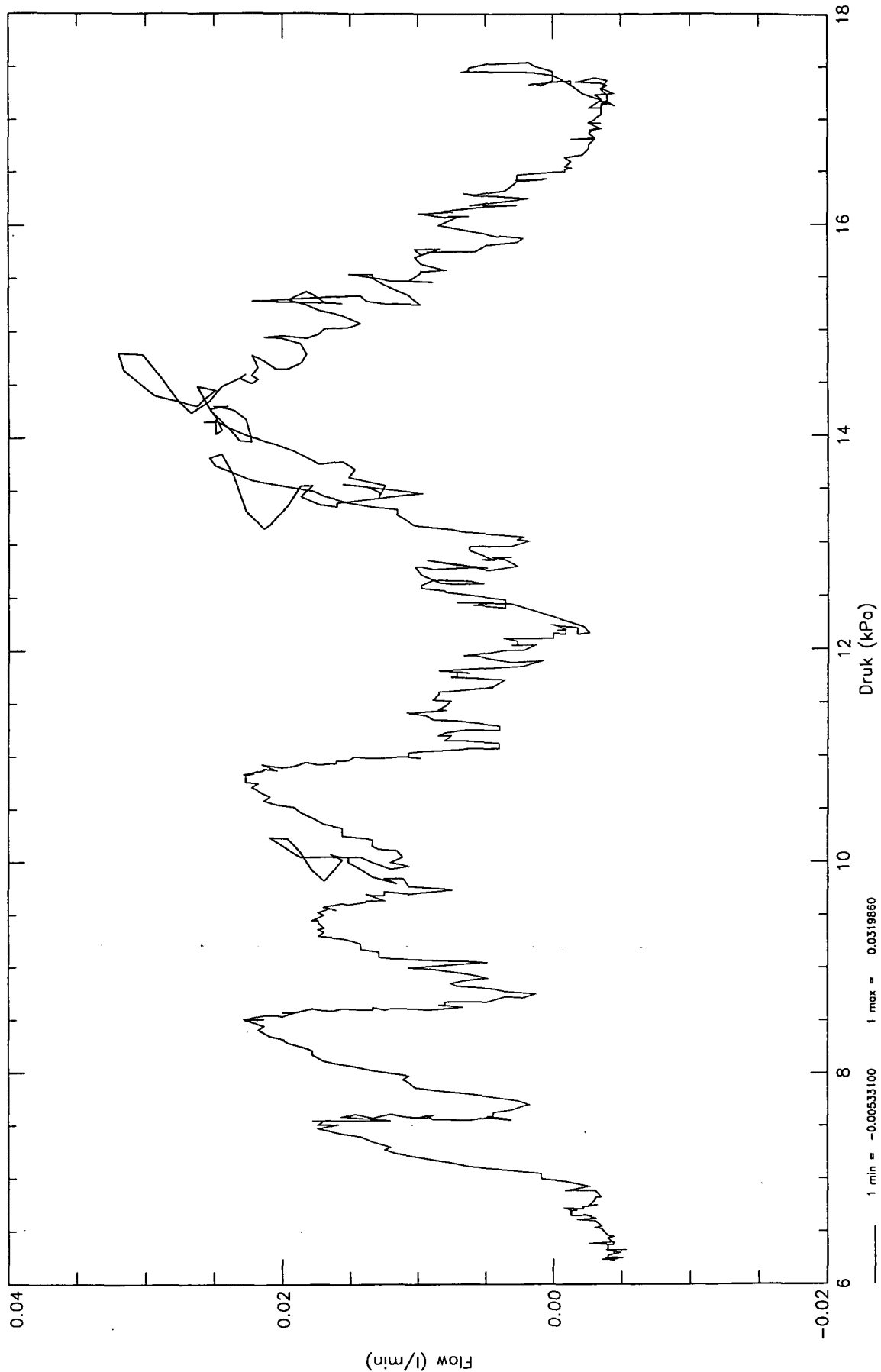
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp2

BIJL. 11

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

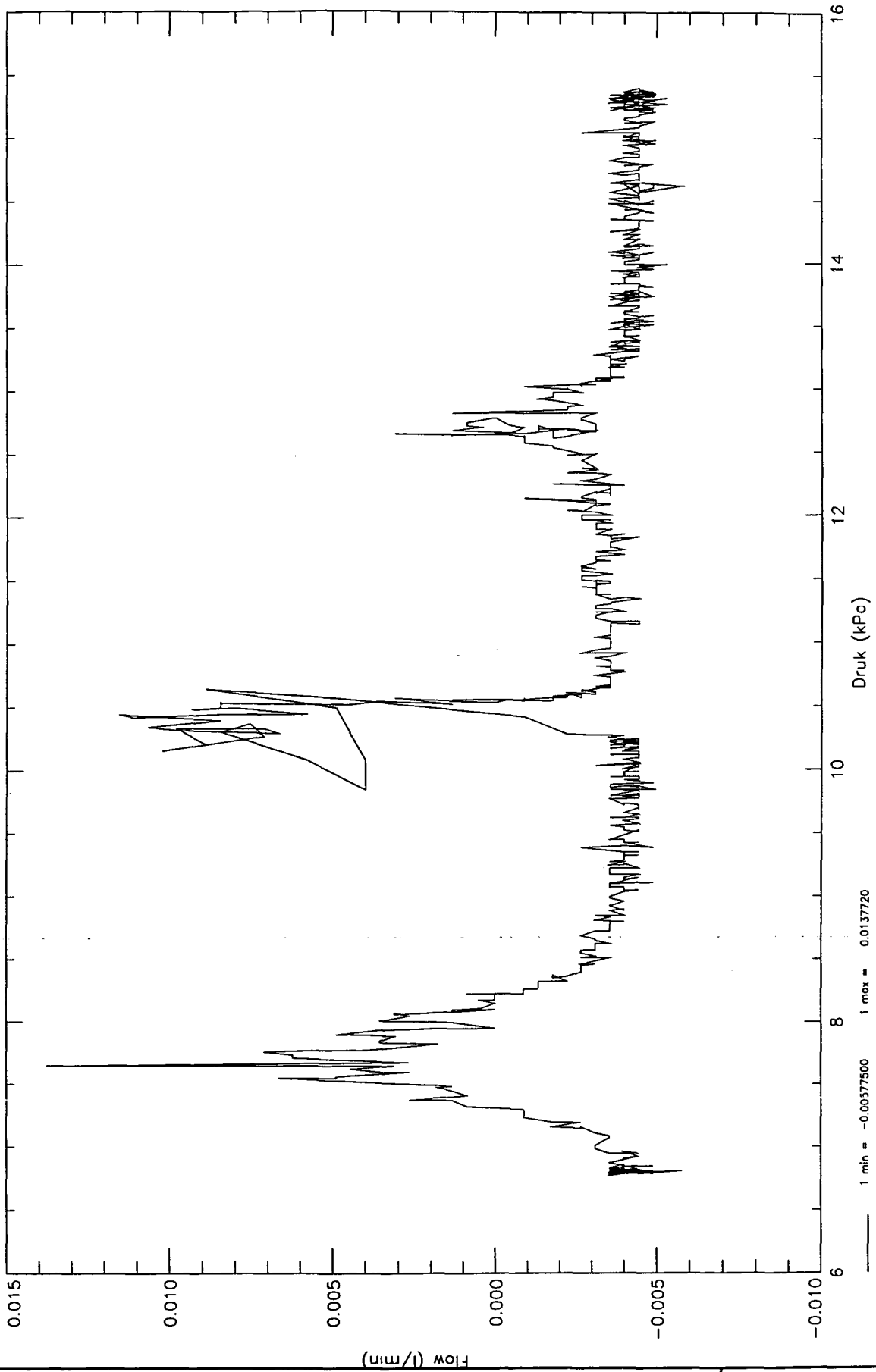
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp3

BIJL. 12

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

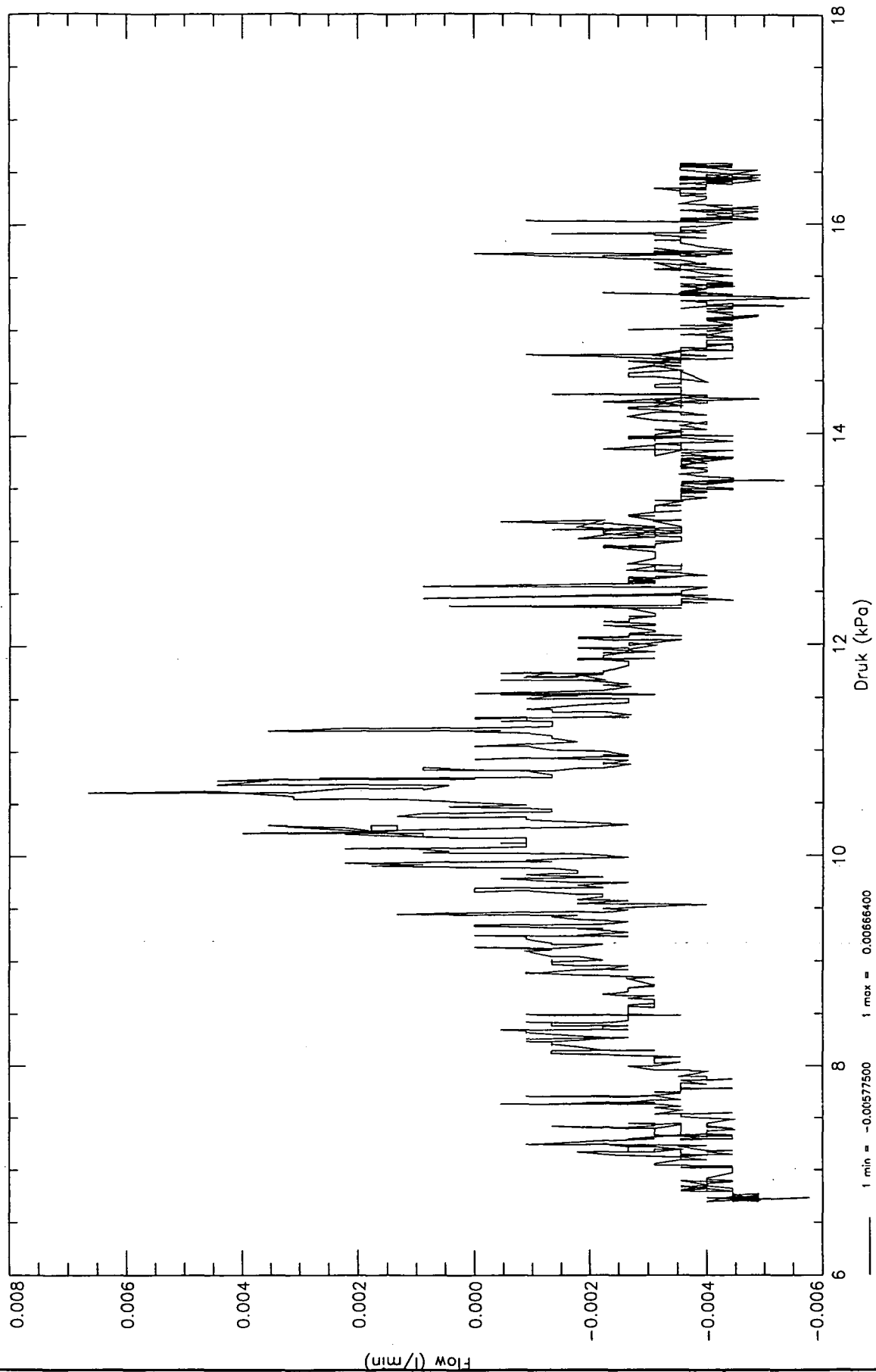
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp4

BIJL. 13

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO-346060

gez.

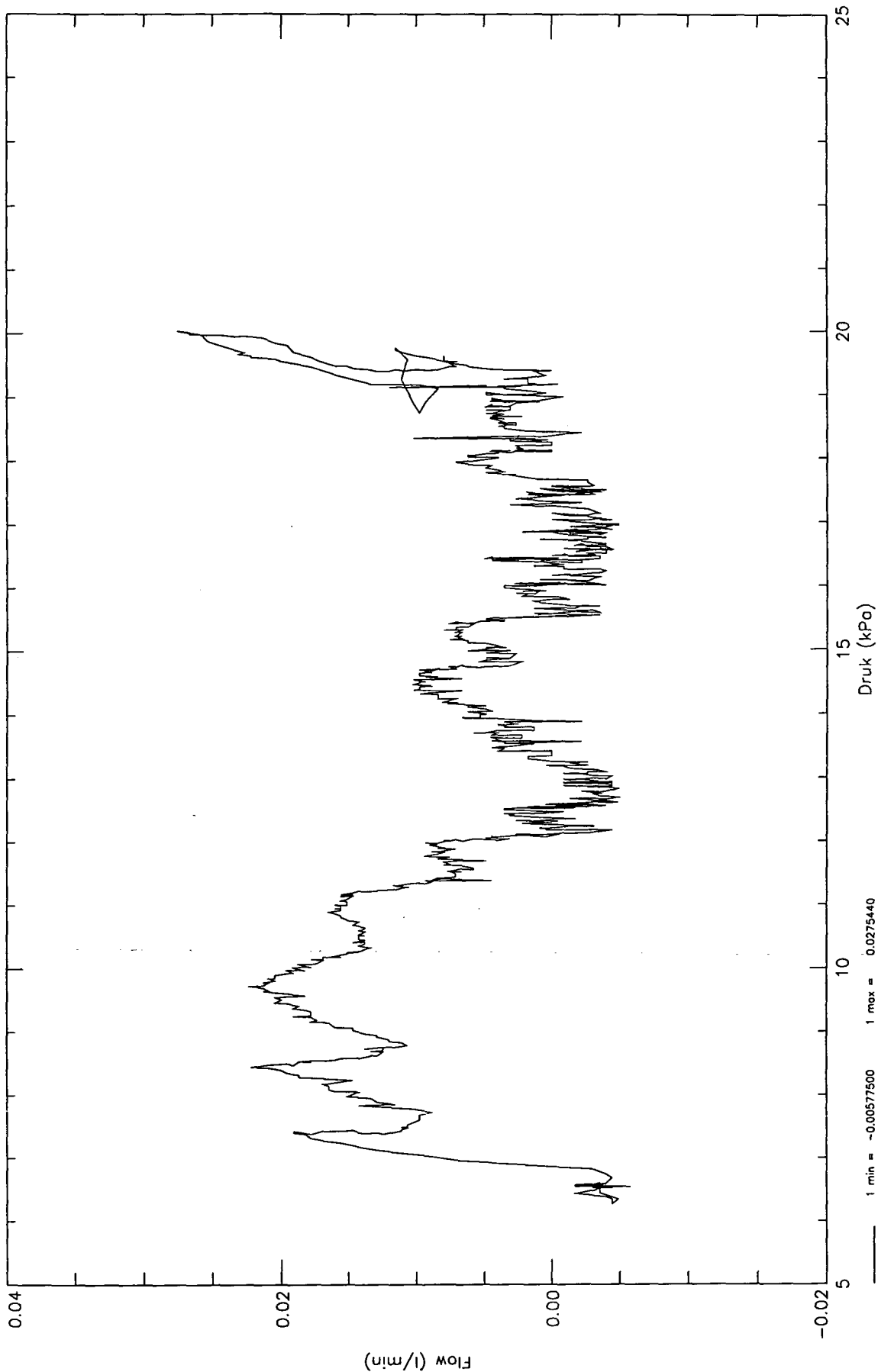
Pts.

Standaard statische proef ssp5

BIJL. 14

fom.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

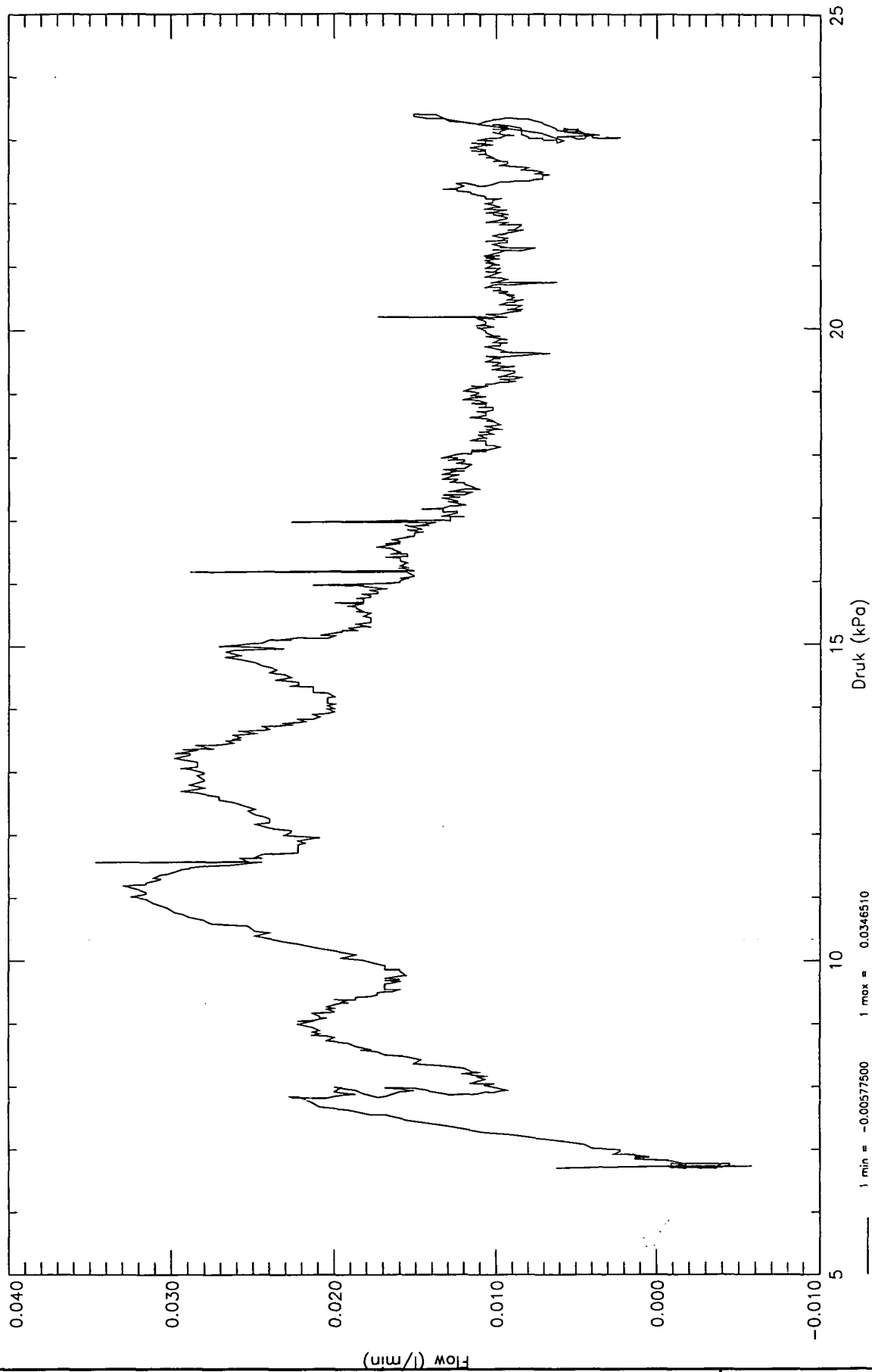
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp6

BIJL. 15

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

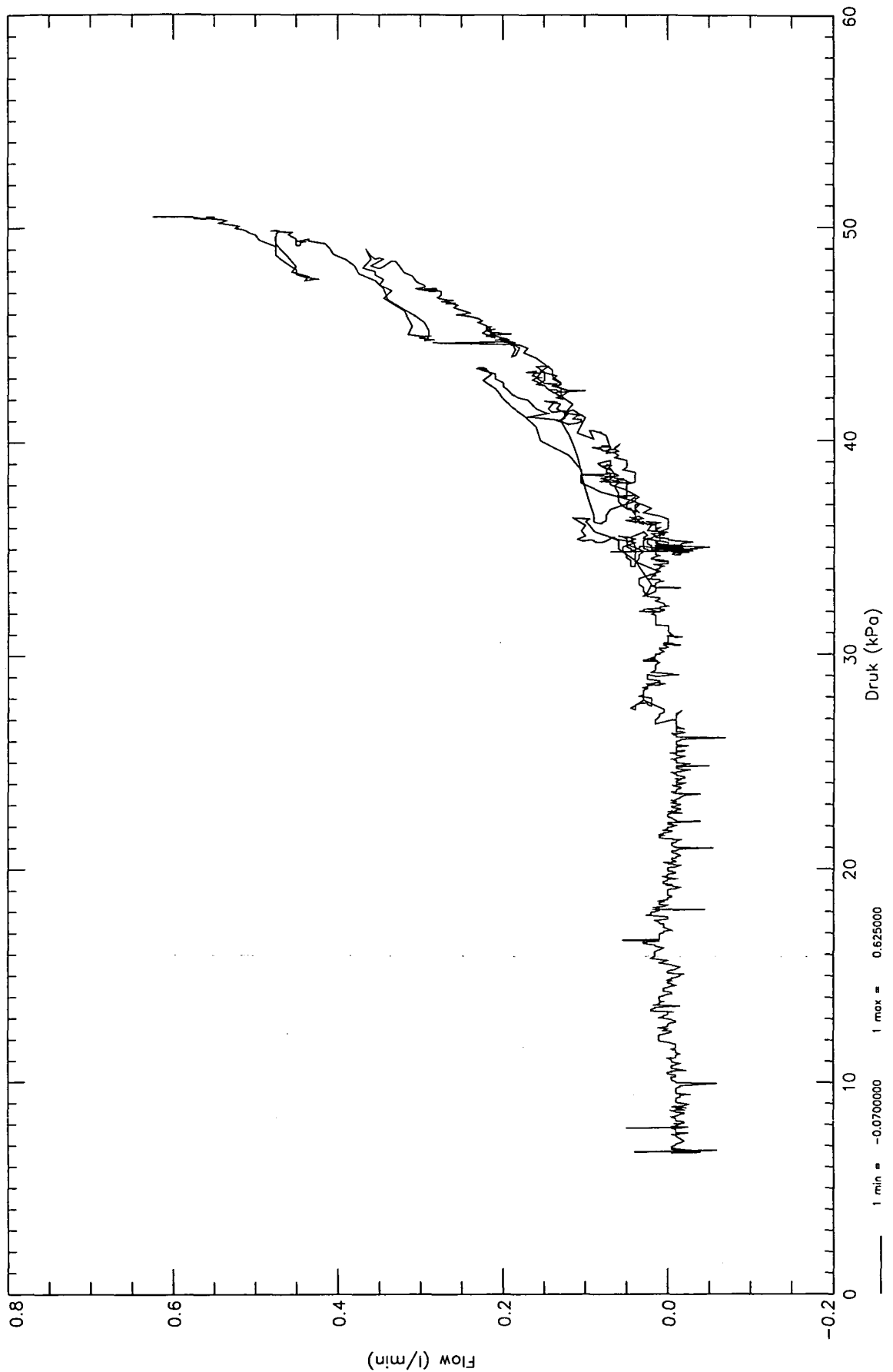
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp7a

BIJL. 16

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

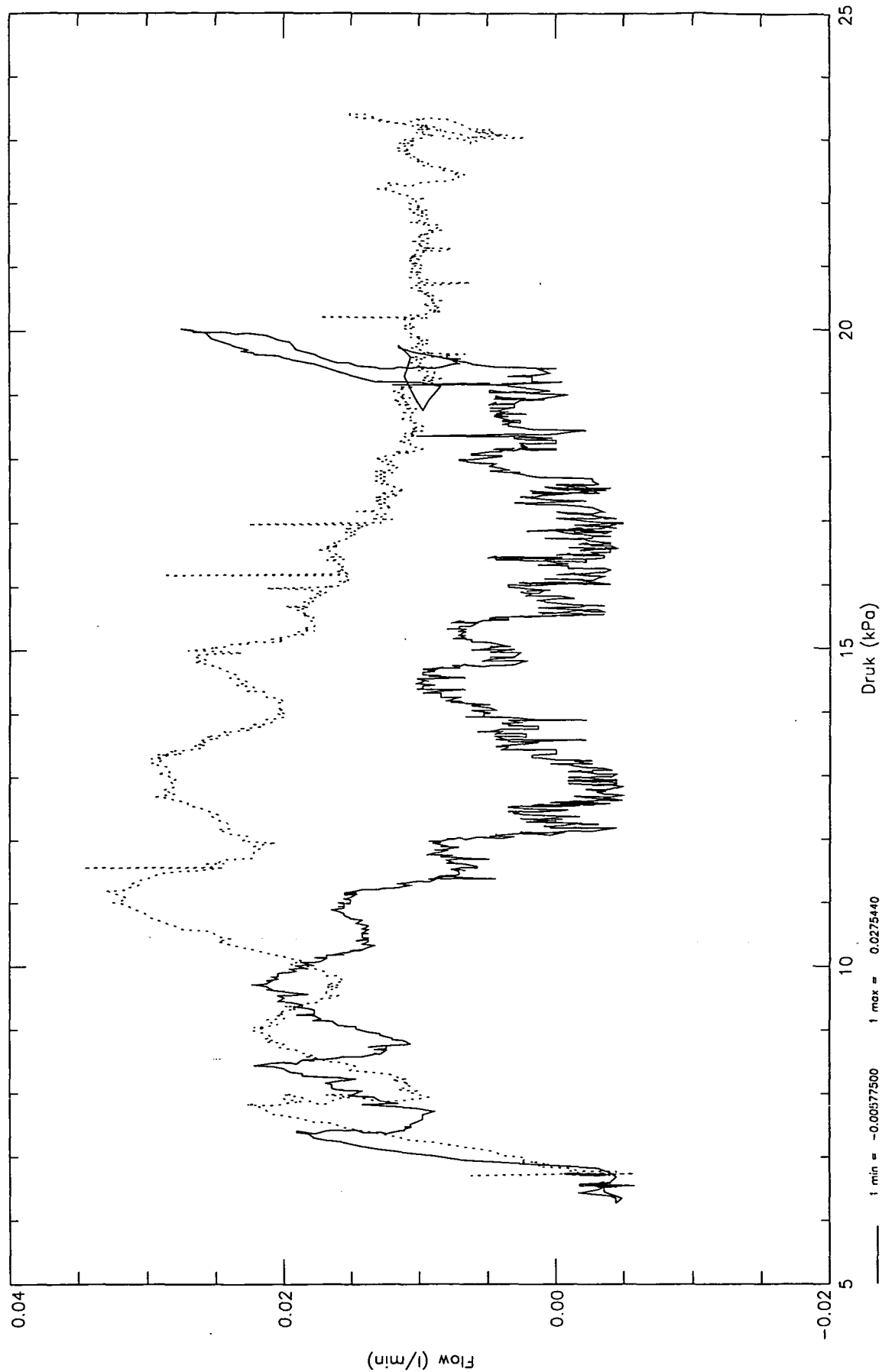
CO-346060

gez.
Pts.

Bezwijktest ssp7b

BIJL. 17

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

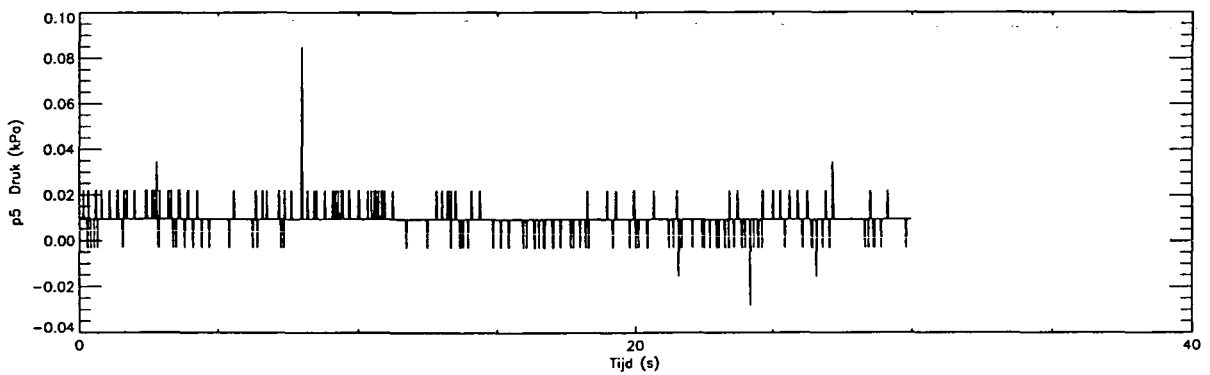
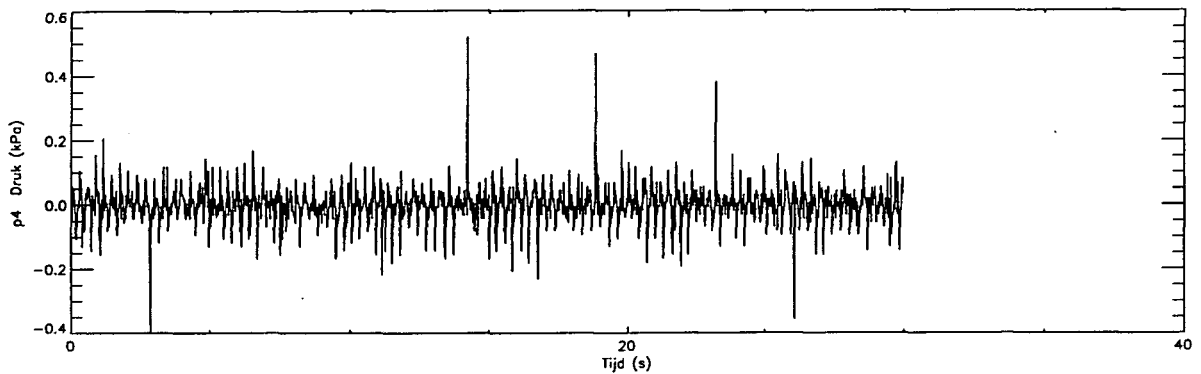
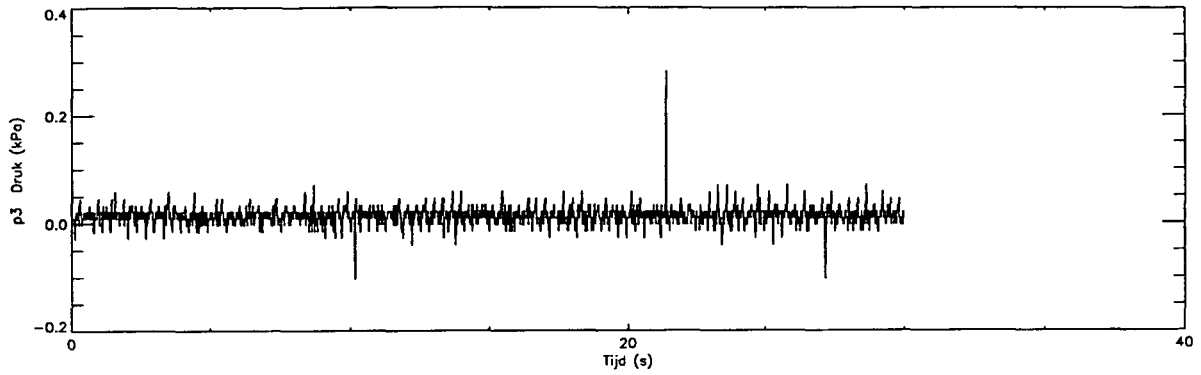
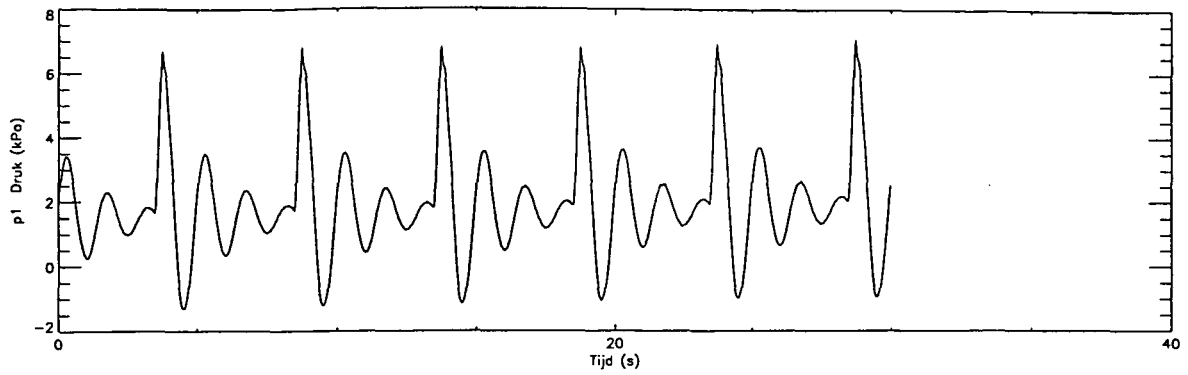
CO-346060

gez.
Pts.

Samenstelling ssp6 (1), en ssp7a (2)

BIJL. 18

form.
A4



1 min = -1.29765 1 max = 6.99629
 2 min = -0.104115 2 max = 0.283187
 3 min = -0.395247 3 max = 0.519740
 4 min = -0.0282400 4 max = 0.0847000



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

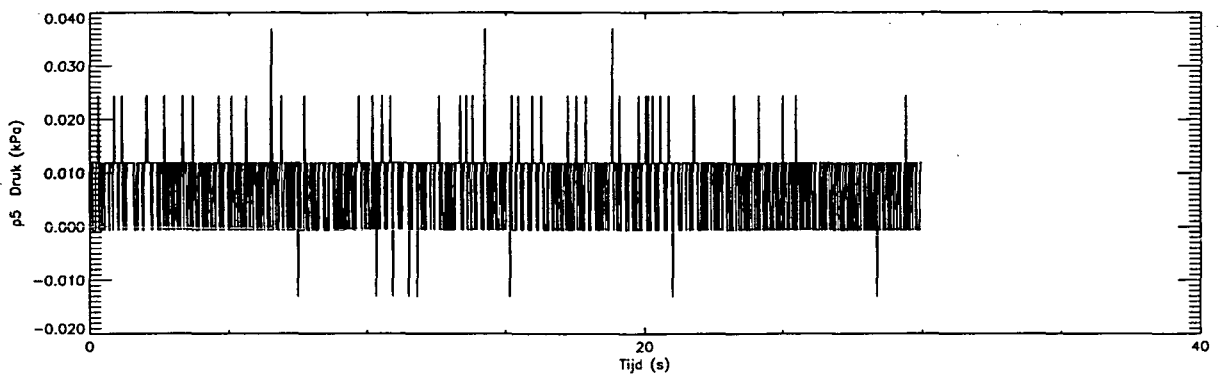
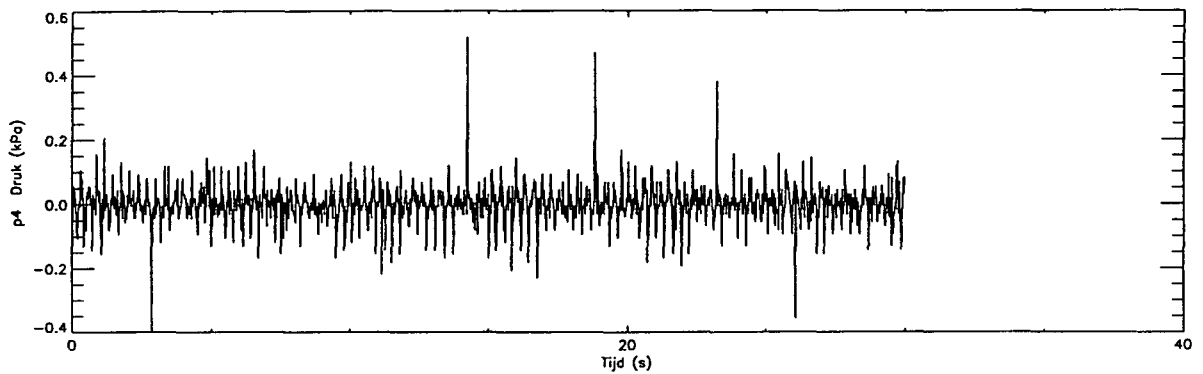
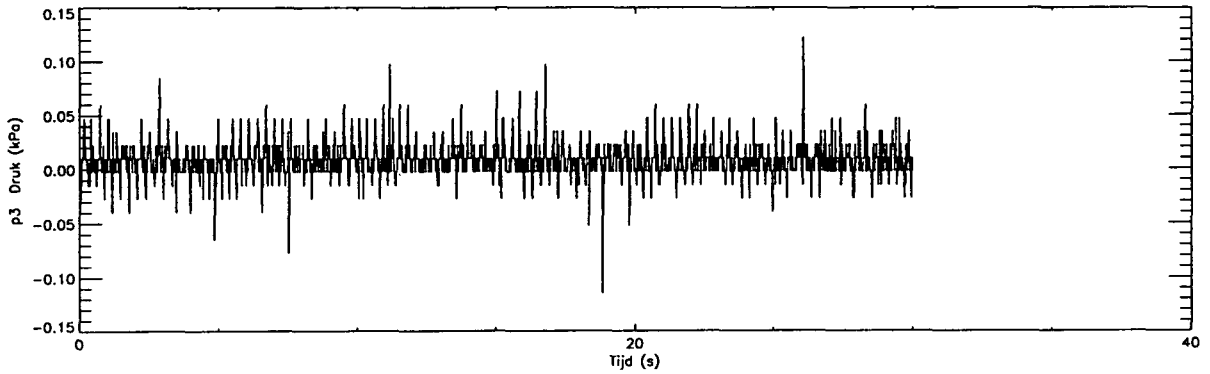
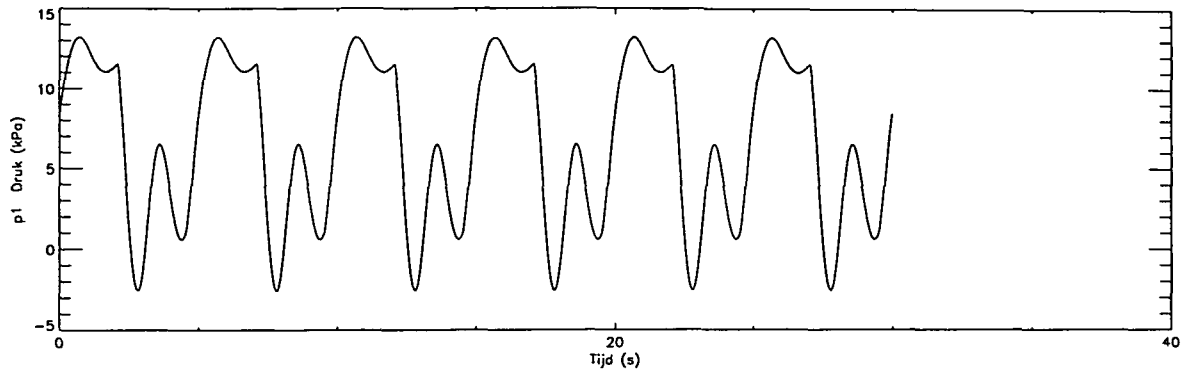
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp2

BIJL. 20

form.
A4



1 min = -2.57172 1 max = 13.2043
 2 min = -0.115034 2 max = 0.122345
 3 min = -0.395247 3 max = 0.519740
 4 min = -0.0131950 4 max = 0.0370010



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

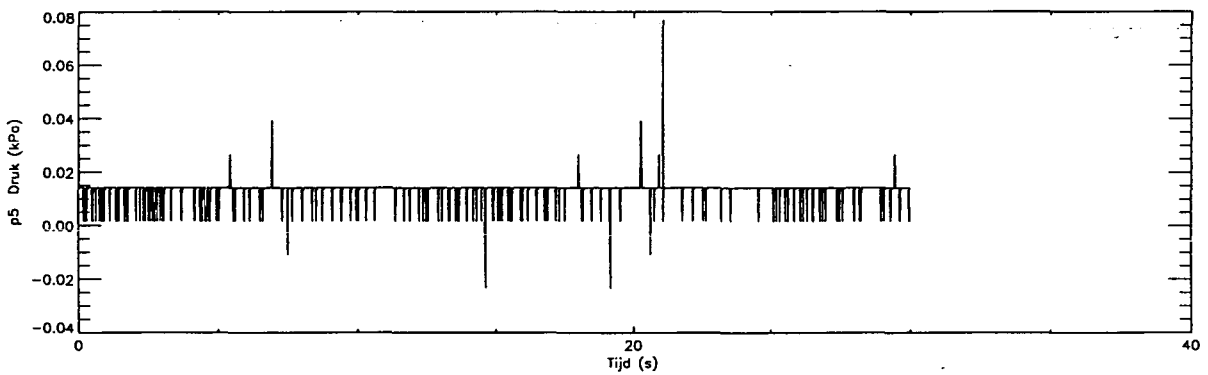
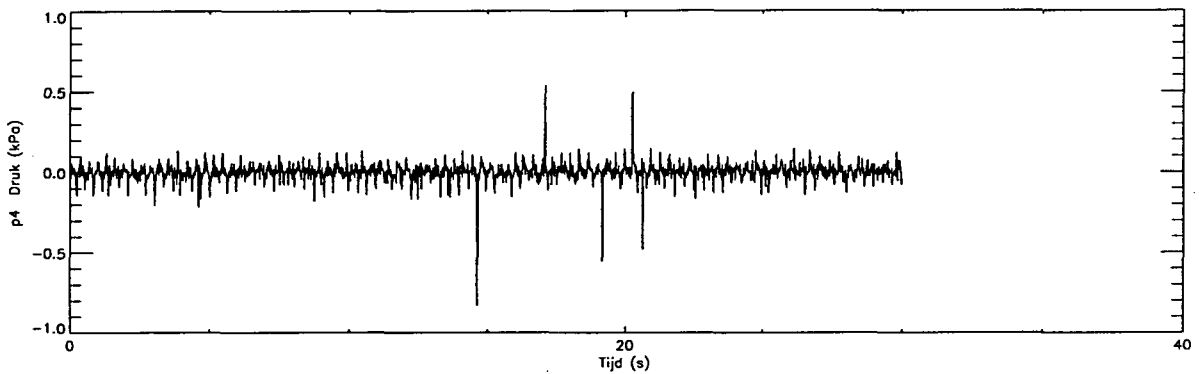
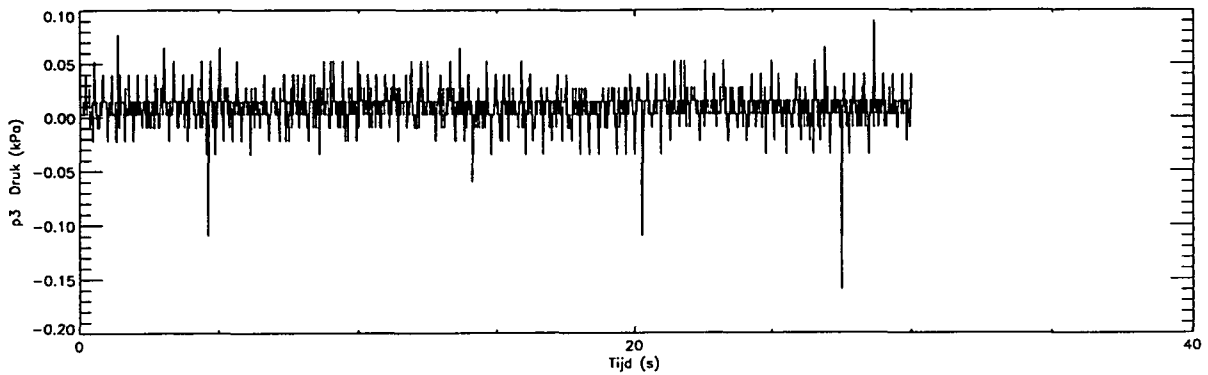
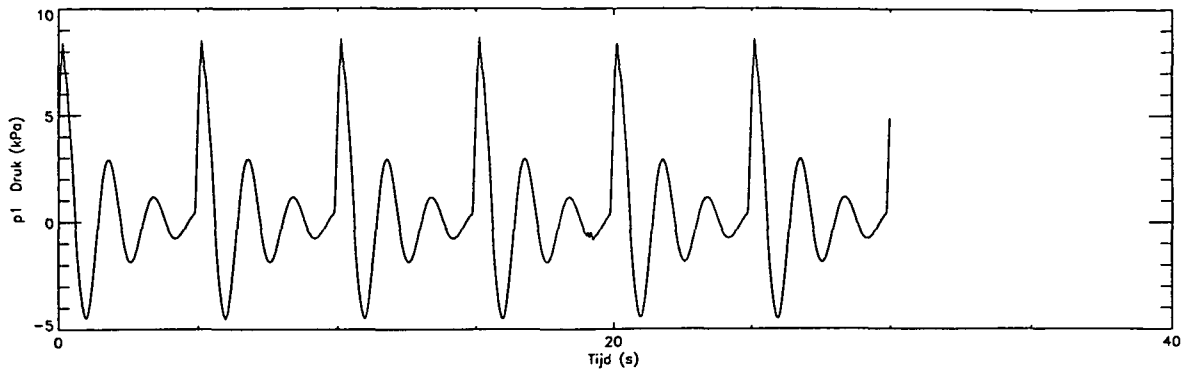
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp3

BIJL. 21

form.
A4



1 min = -4.52030 1 max = 8.49519
 2 min = -0.159904 2 max = 0.0899690
 3 min = -0.831547 3 max = 0.534667
 4 min = -0.0234410 4 max = 0.0769500



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

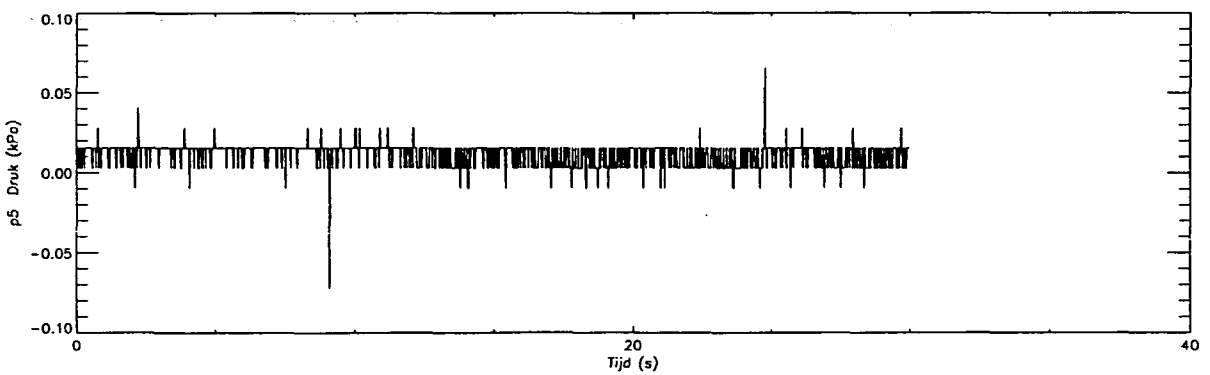
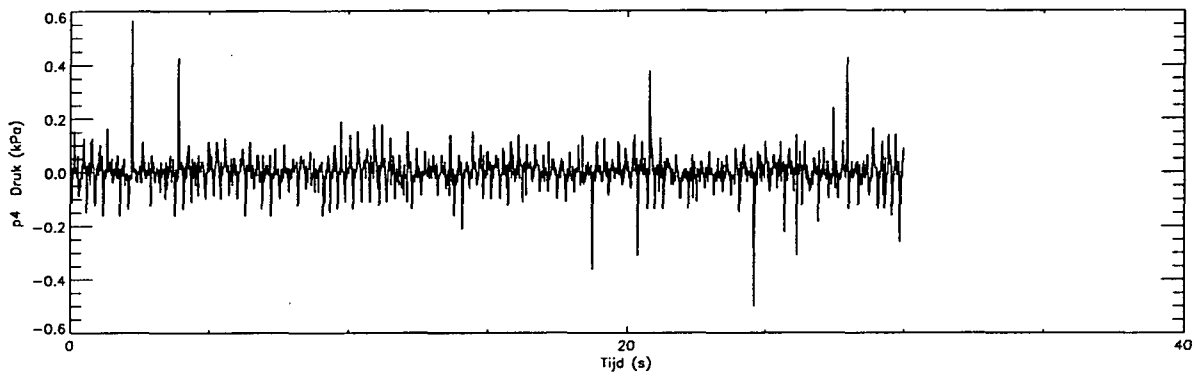
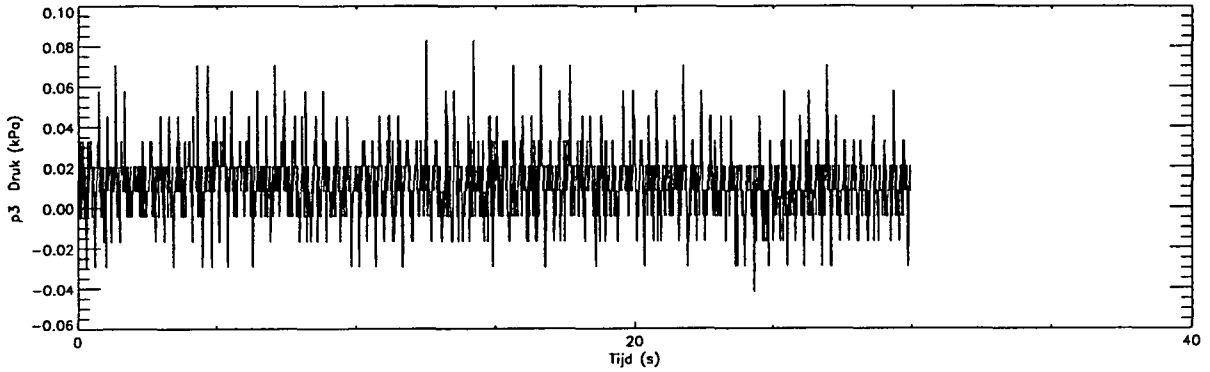
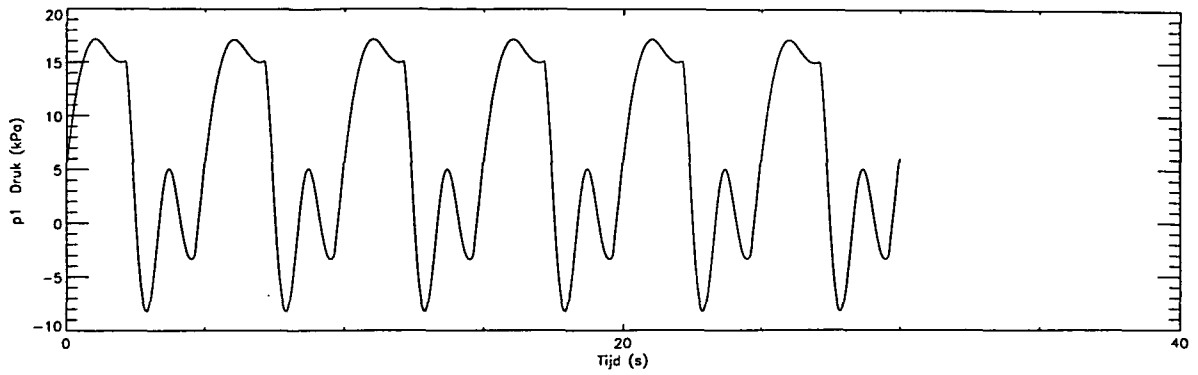
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp4

BIJL. 22

form.
A4



1 min = -8.25507 1 max = 17.1639
 2 min = -0.0419260 2 max = 0.0830100
 3 min = -0.500030 3 max = 0.565366
 4 min = -0.0723600 4 max = 0.0656780



**GRONDMECHANICA
DELFT**

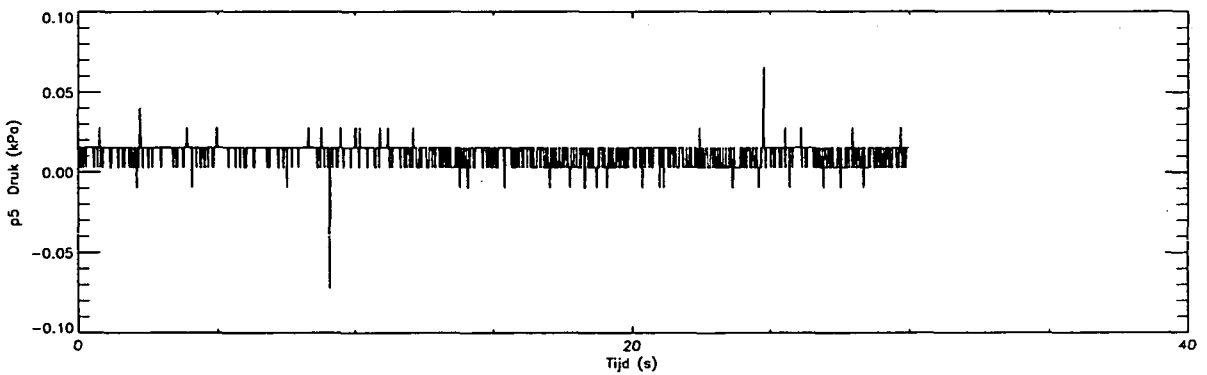
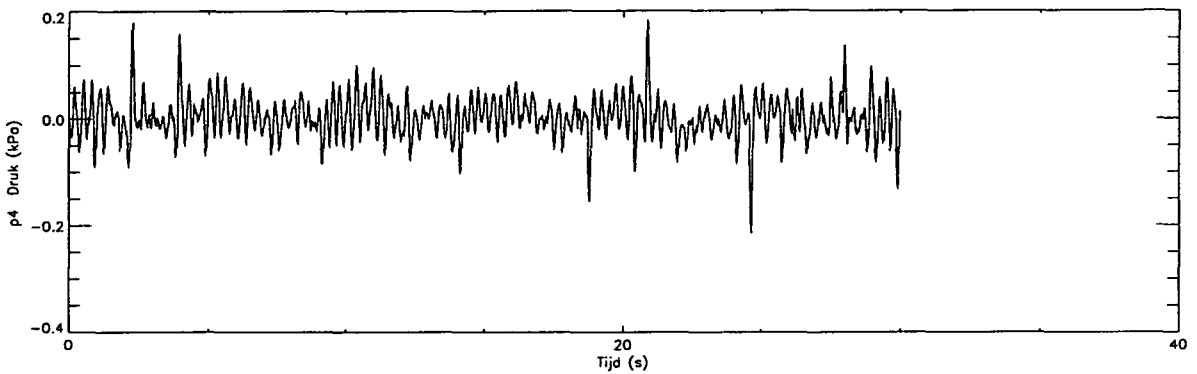
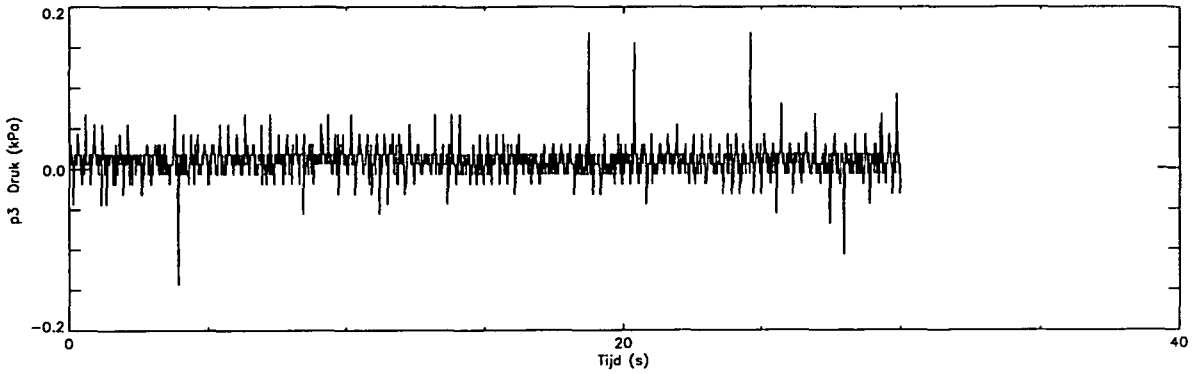
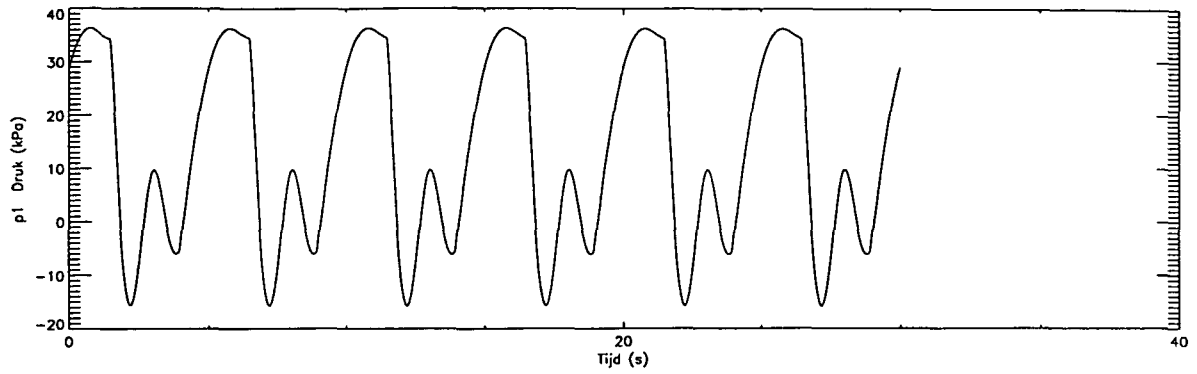
Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum	1994-11-03	get.	Kuy.
	CO-346060	gez.	Pts.
	BIJL. 23	form.	A4

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

Dynamische proef dp5



1 min = -15.8370 1 max = 36.2999
 2 min = -0.144067 2 max = 0.168274
 3 min = -0.215429 3 max = 0.179615
 4 min = -0.0723600 4 max = 0.0656780



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

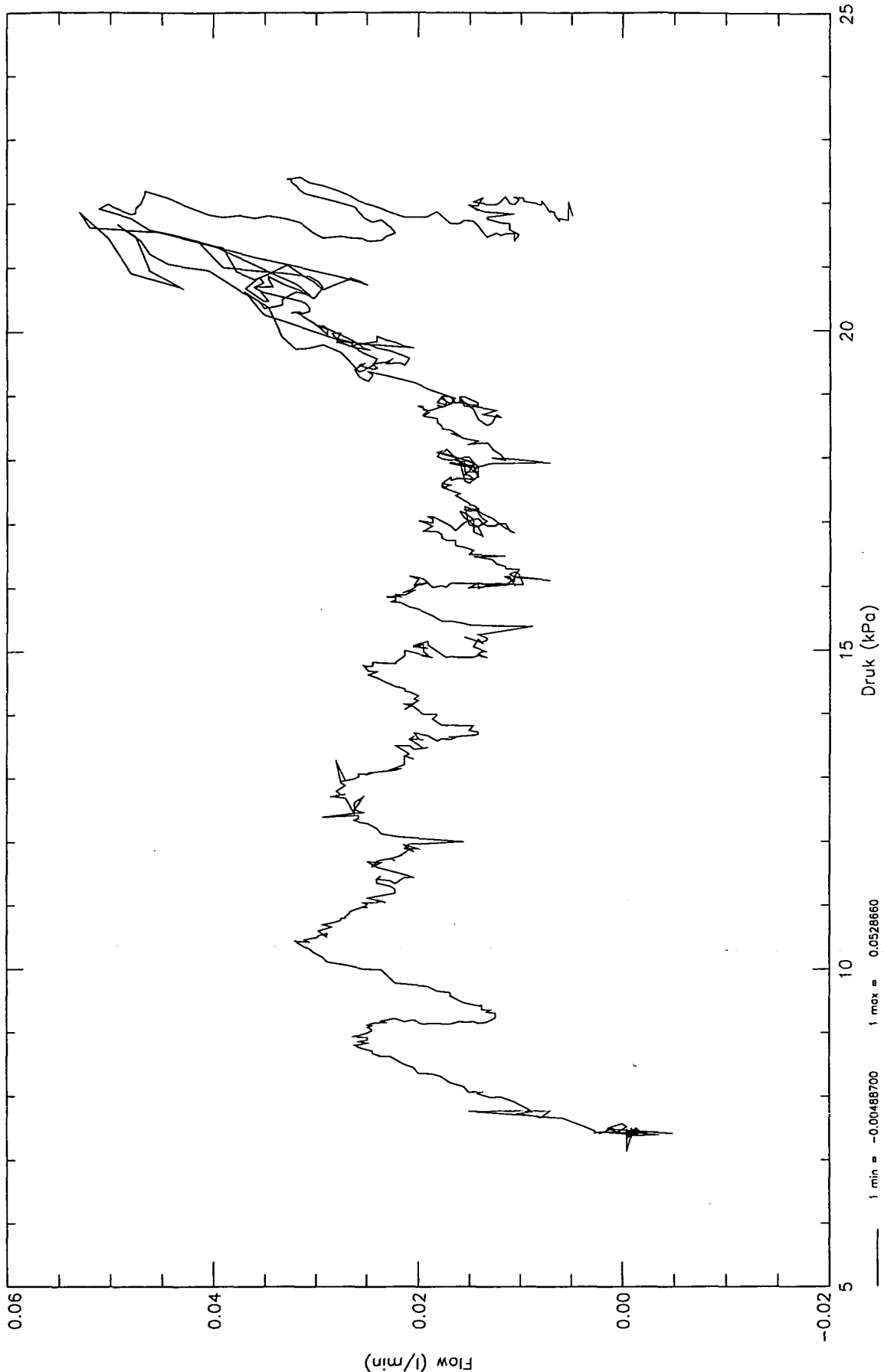
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp6

BIJL. 24

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

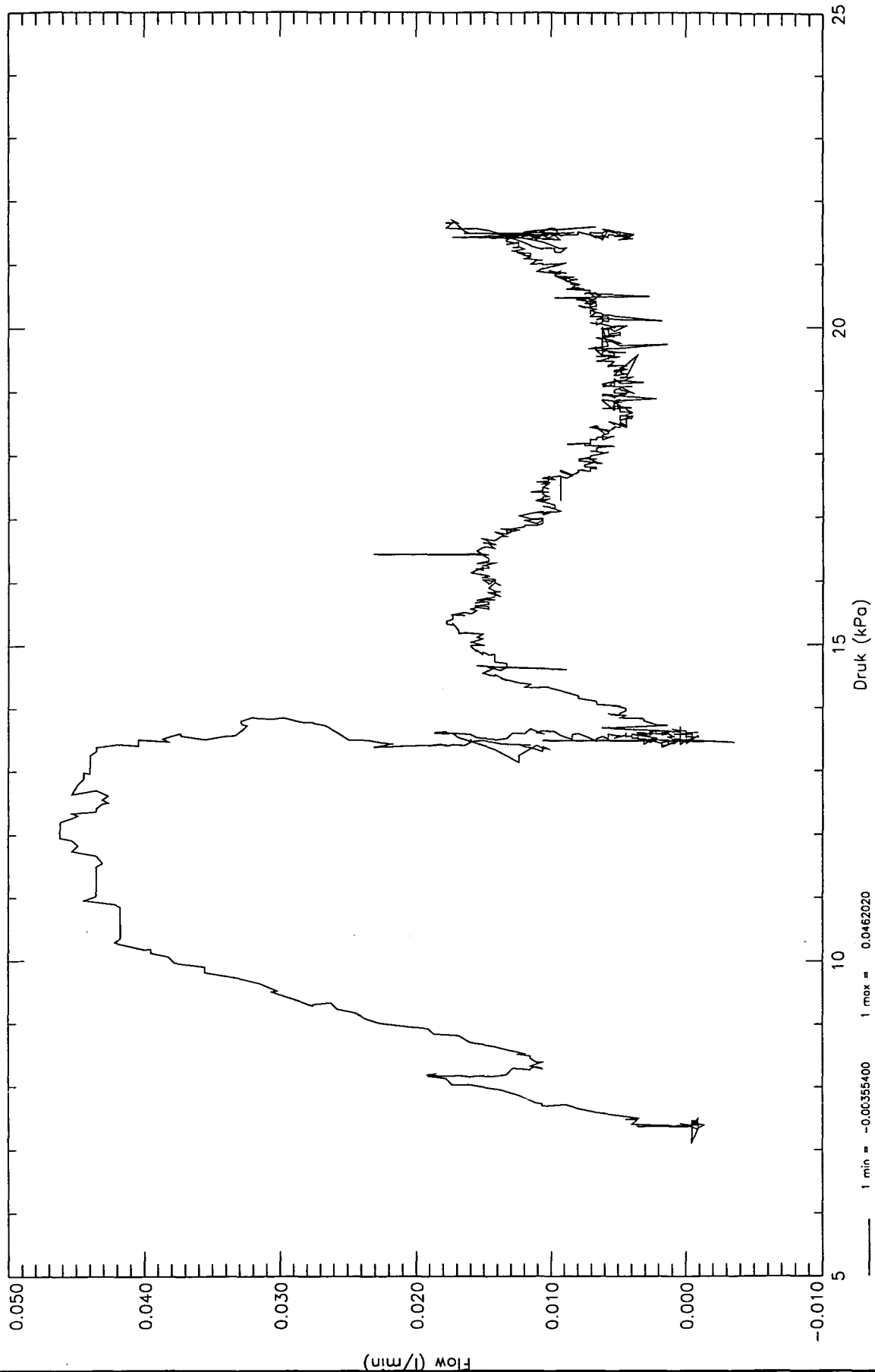
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp8

BIJL. 30

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

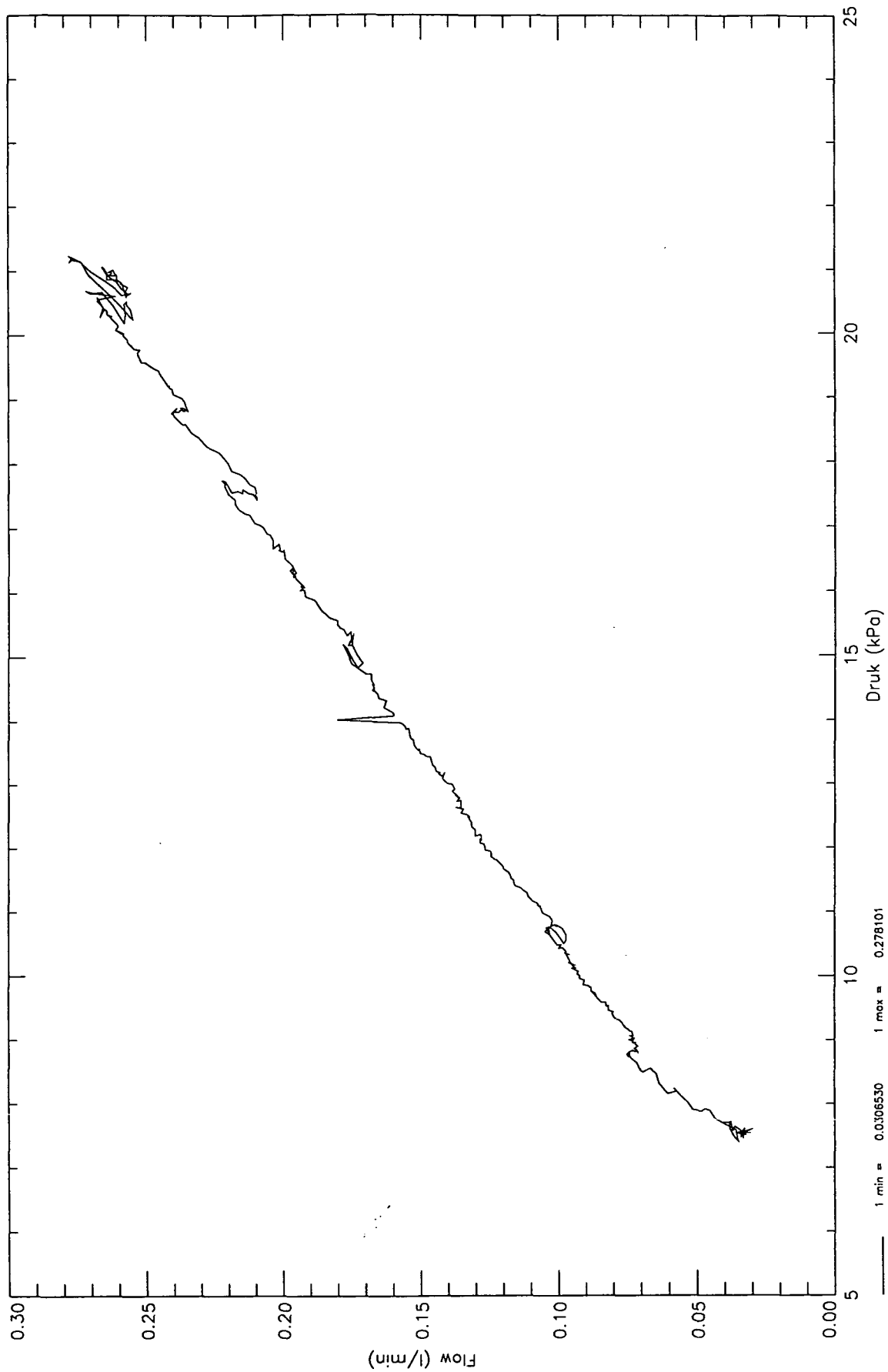
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp9

BIJL. 31

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

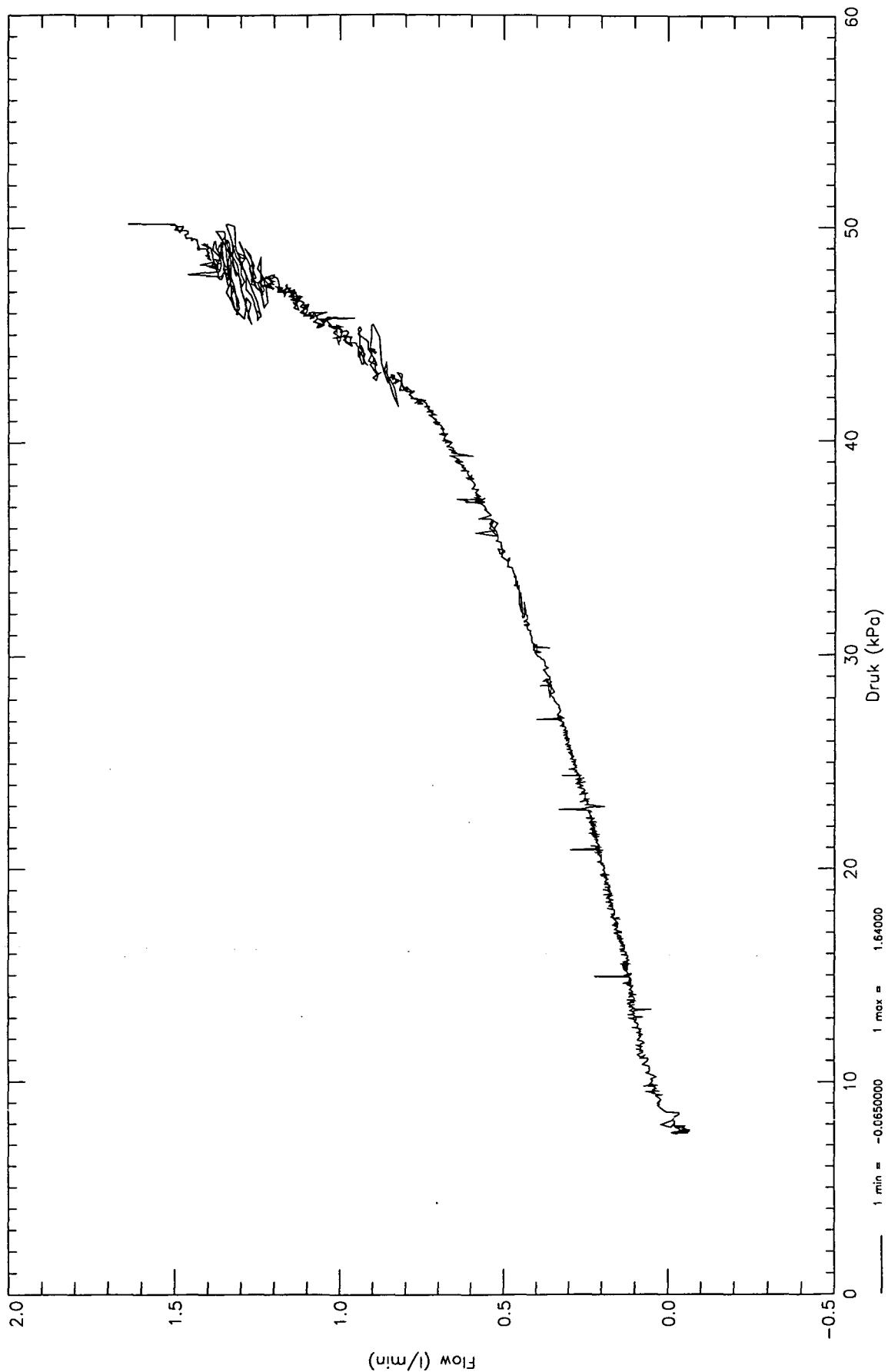
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp10a

BIJL. 32

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

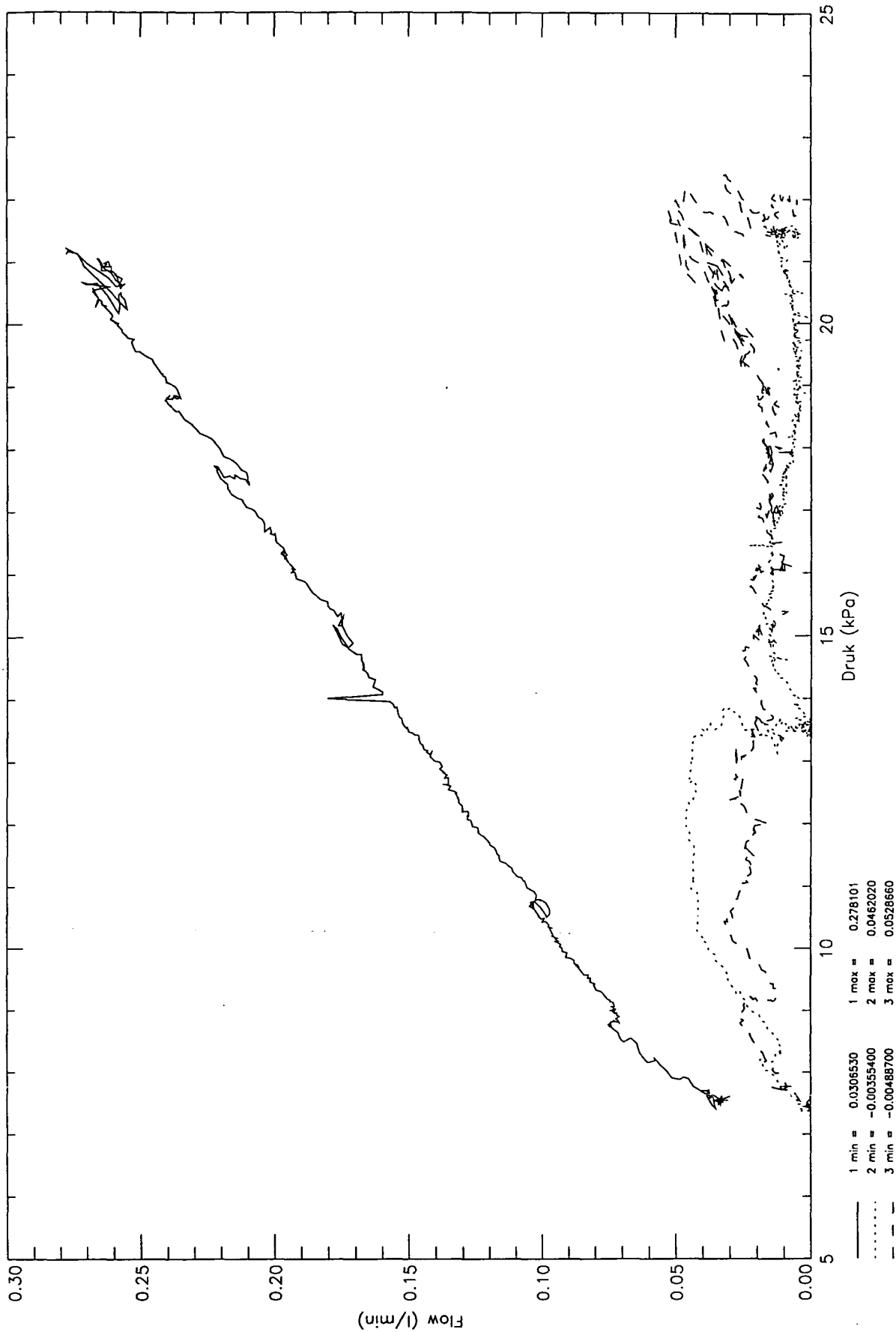
CO-346060

gez.
Pts.

Bezwijktest ssp10b

BIJL. 33

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

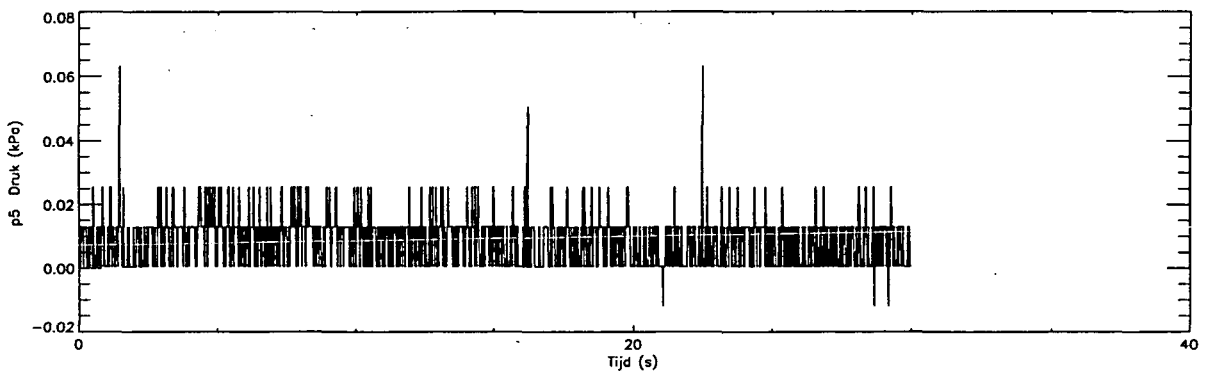
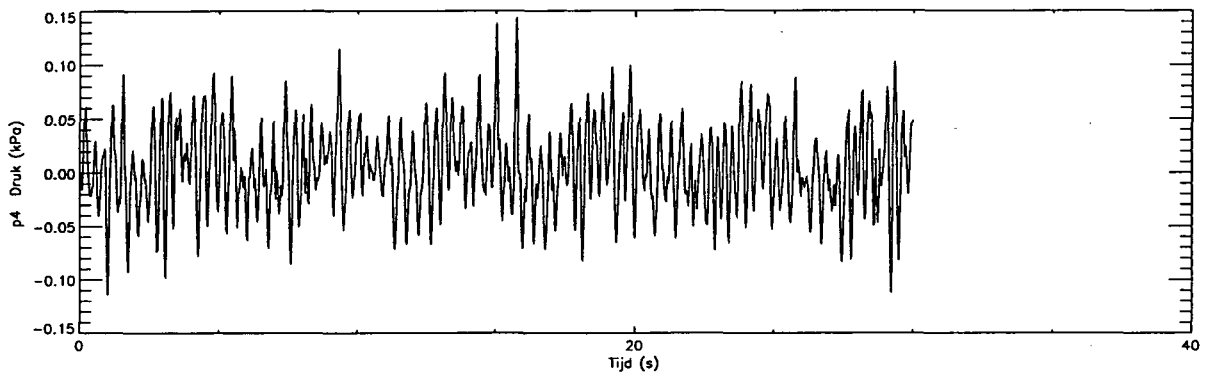
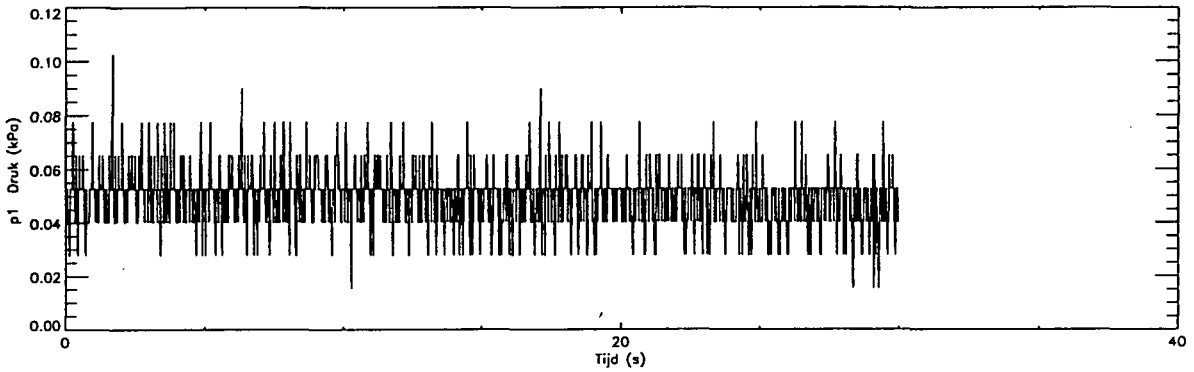
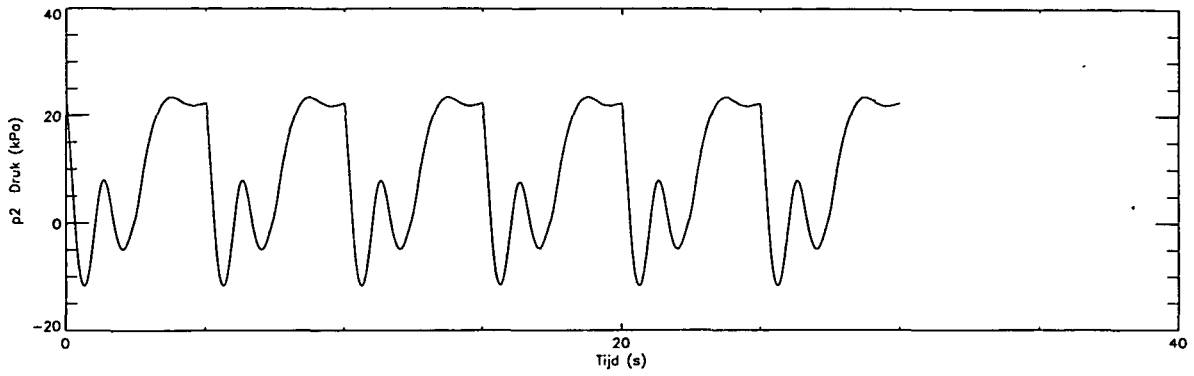
Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum	1994-11-03	get.	Kuy.
	CO-346060	gez.	Pts.
	BIJL. 34	fom.	A4

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

Samenstelling ssp8 (3), en ssp9 (2), ssp10a (1)



1 min = -11.7459	1 max = 23.4442
2 min = 0.0152610	2 max = 0.102697
3 min = -0.114387	3 max = 0.143999
4 min = -0.0121120	4 max = 0.0631820



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

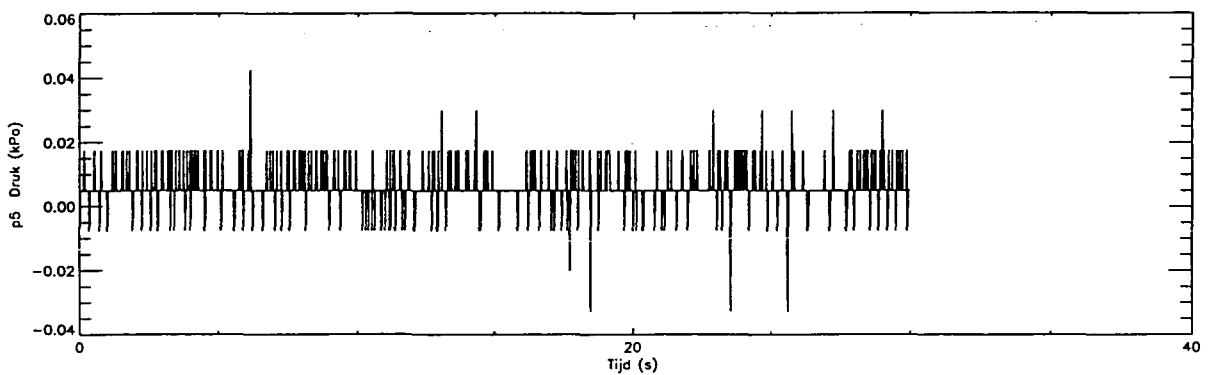
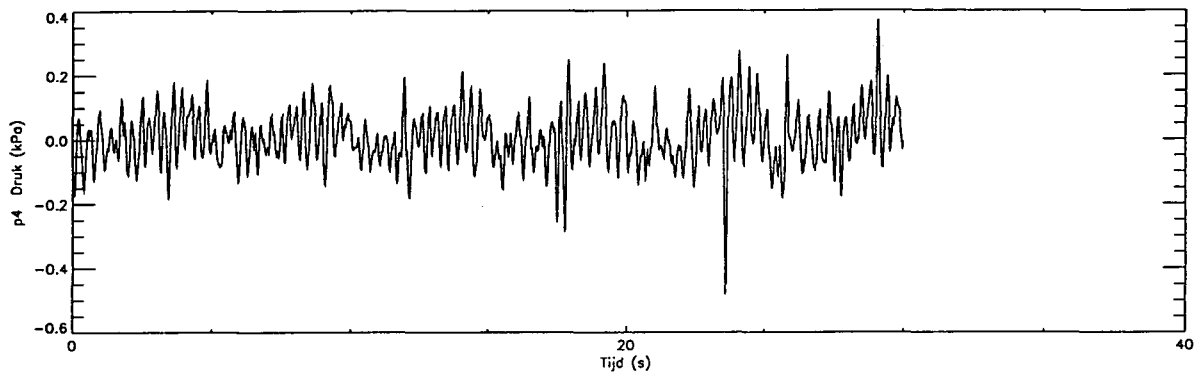
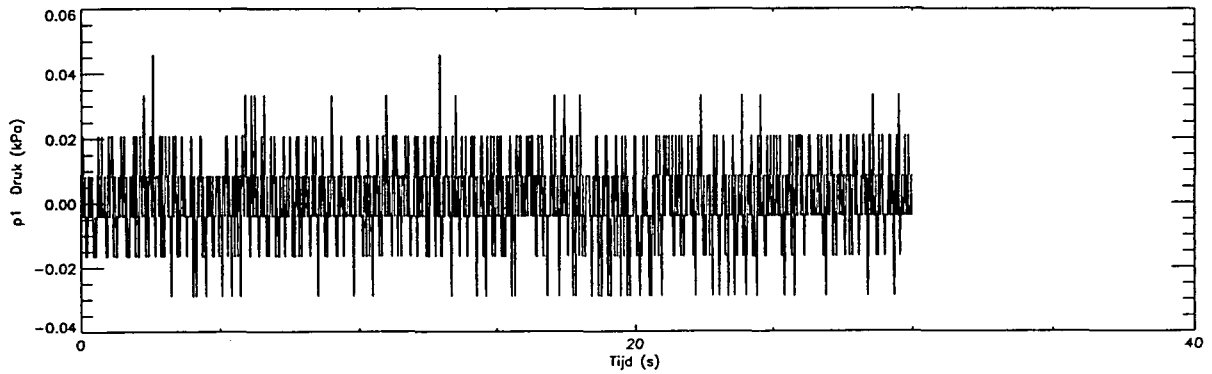
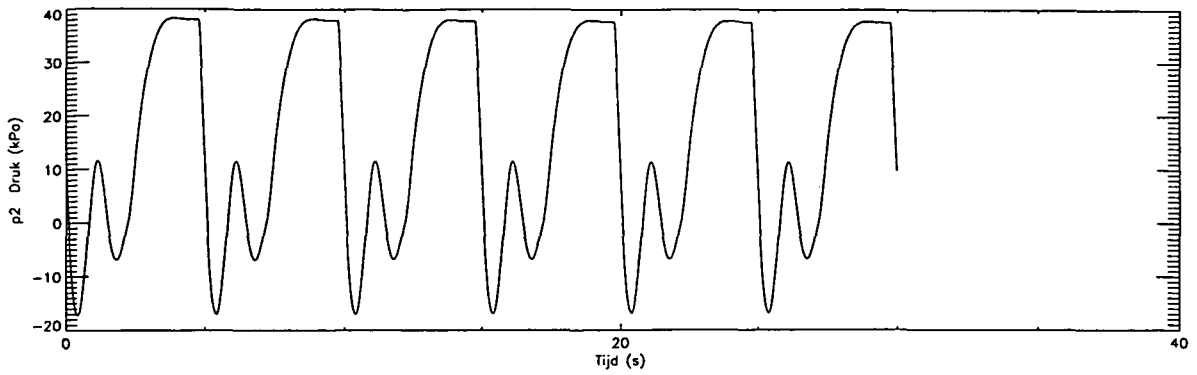
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp7

BIJL. 40

form.
A4



1 min = -17.1616	1 max = 38.3997
2 min = -0.0290530	2 max = 0.0458920
3 min = -0.482189	3 max = 0.370743
4 min = -0.0327840	4 max = 0.0425090



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

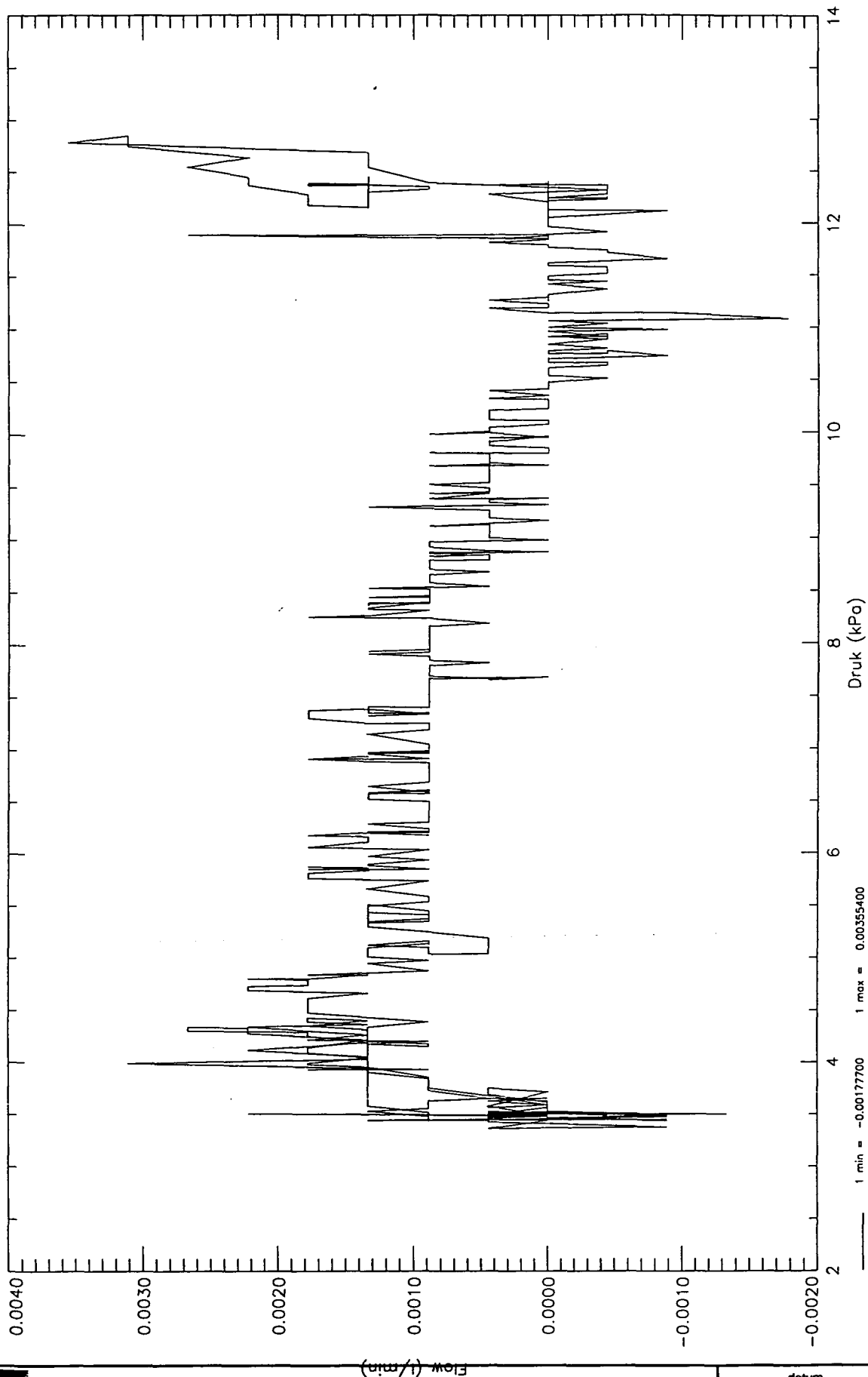
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp8

BIJL. 41

fom.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

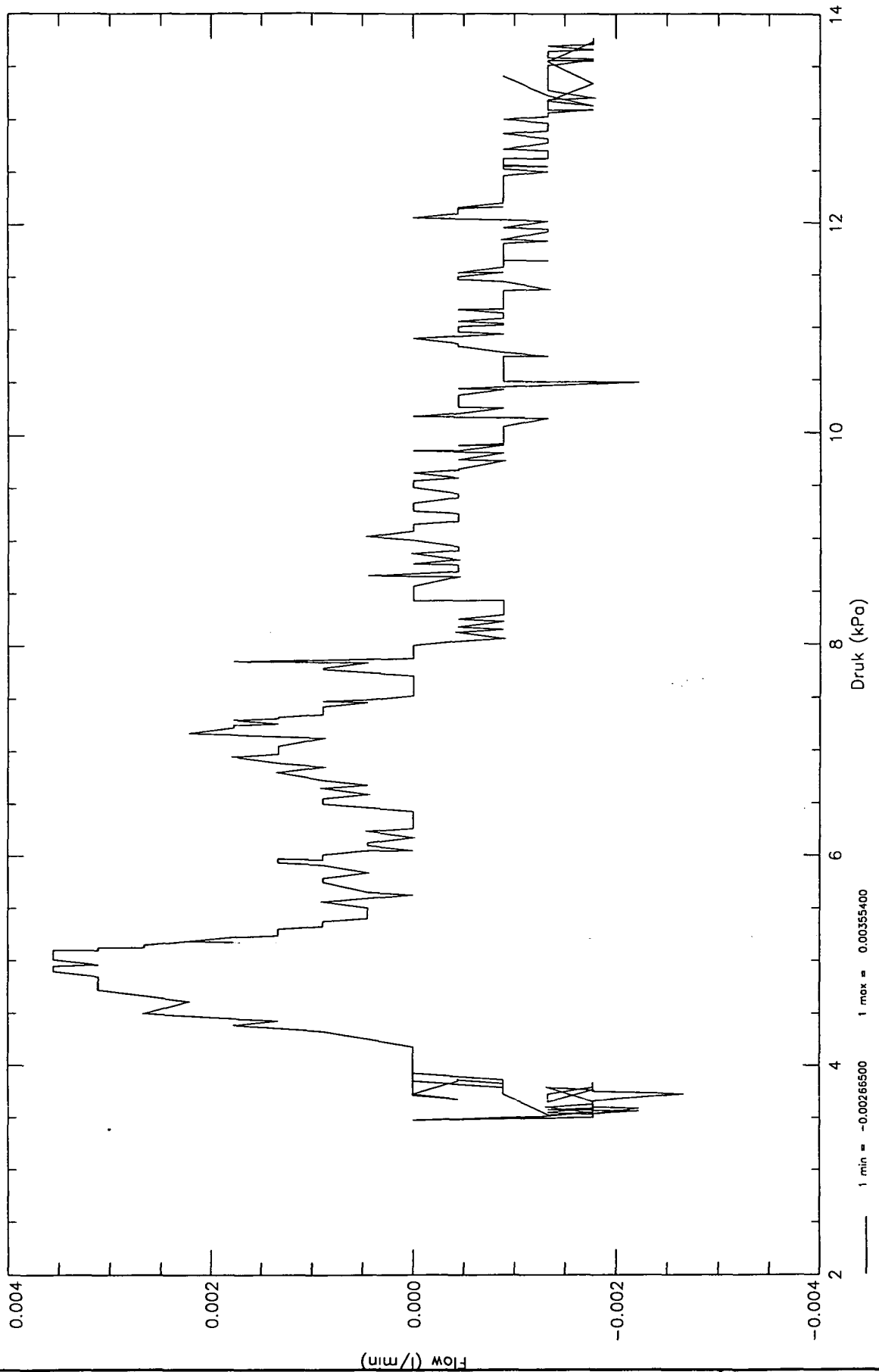
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp20

BIJL. 50

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

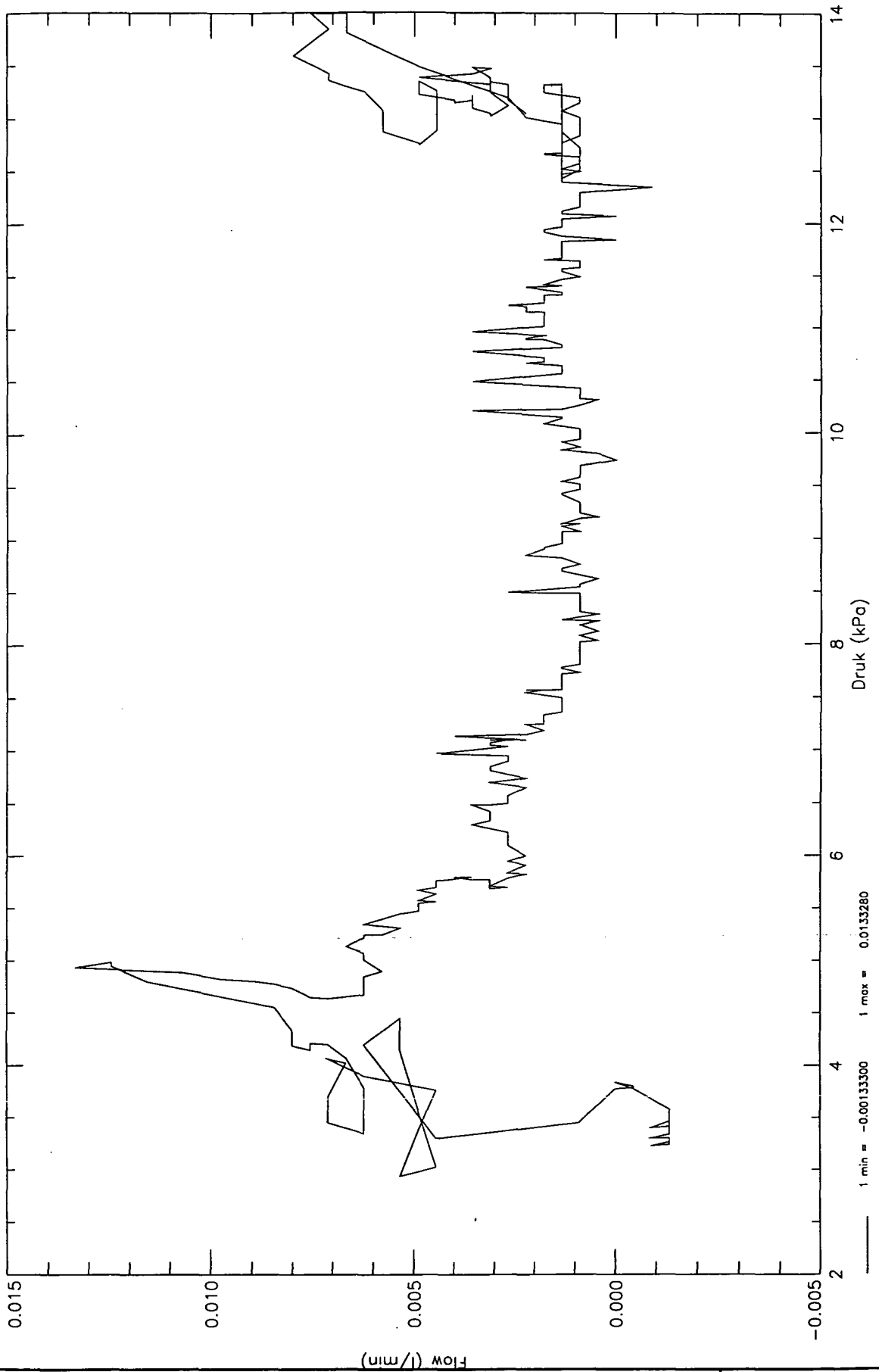
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp21

BIJL. 51

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

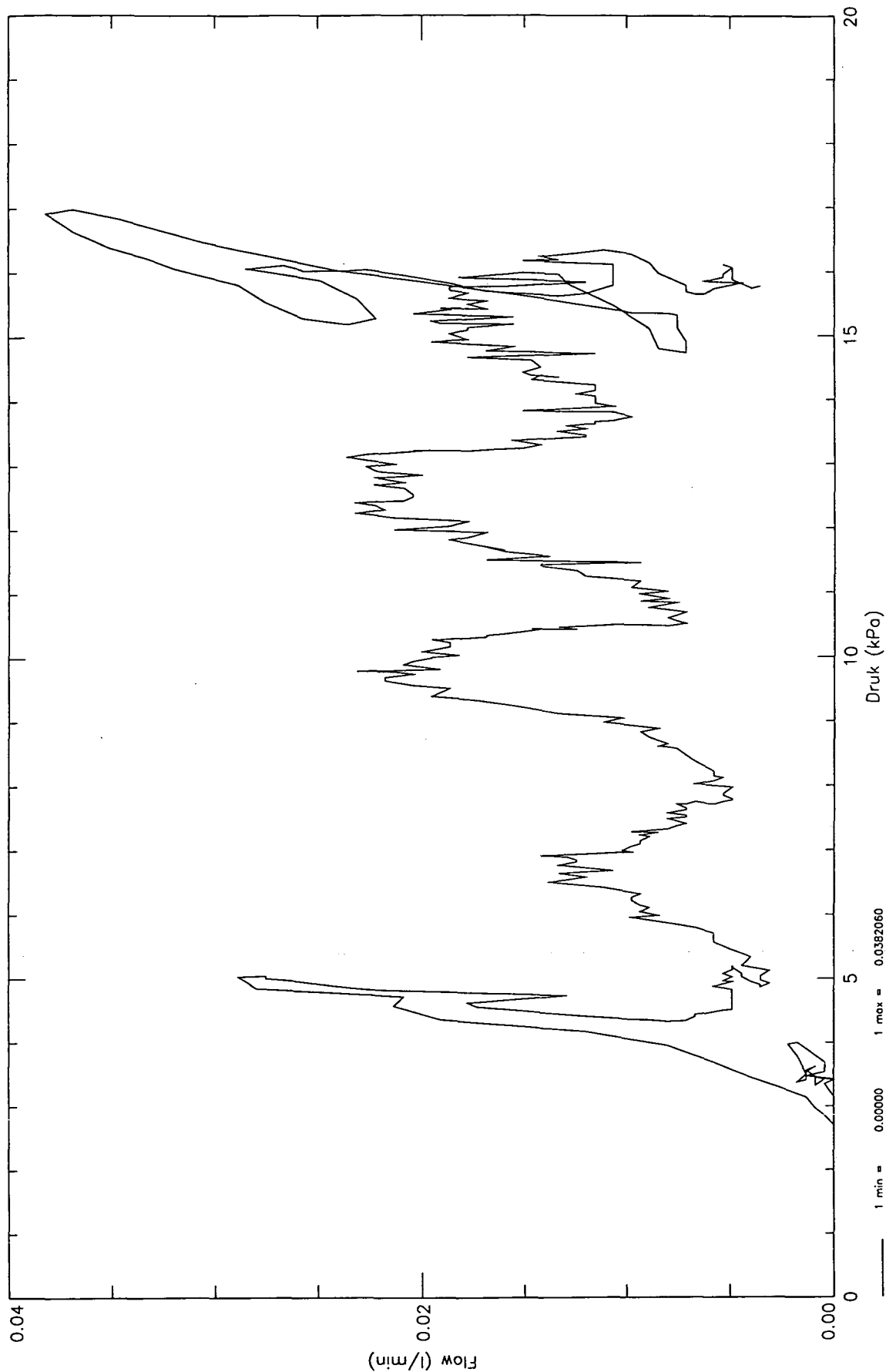
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp22

BIJL. 52

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

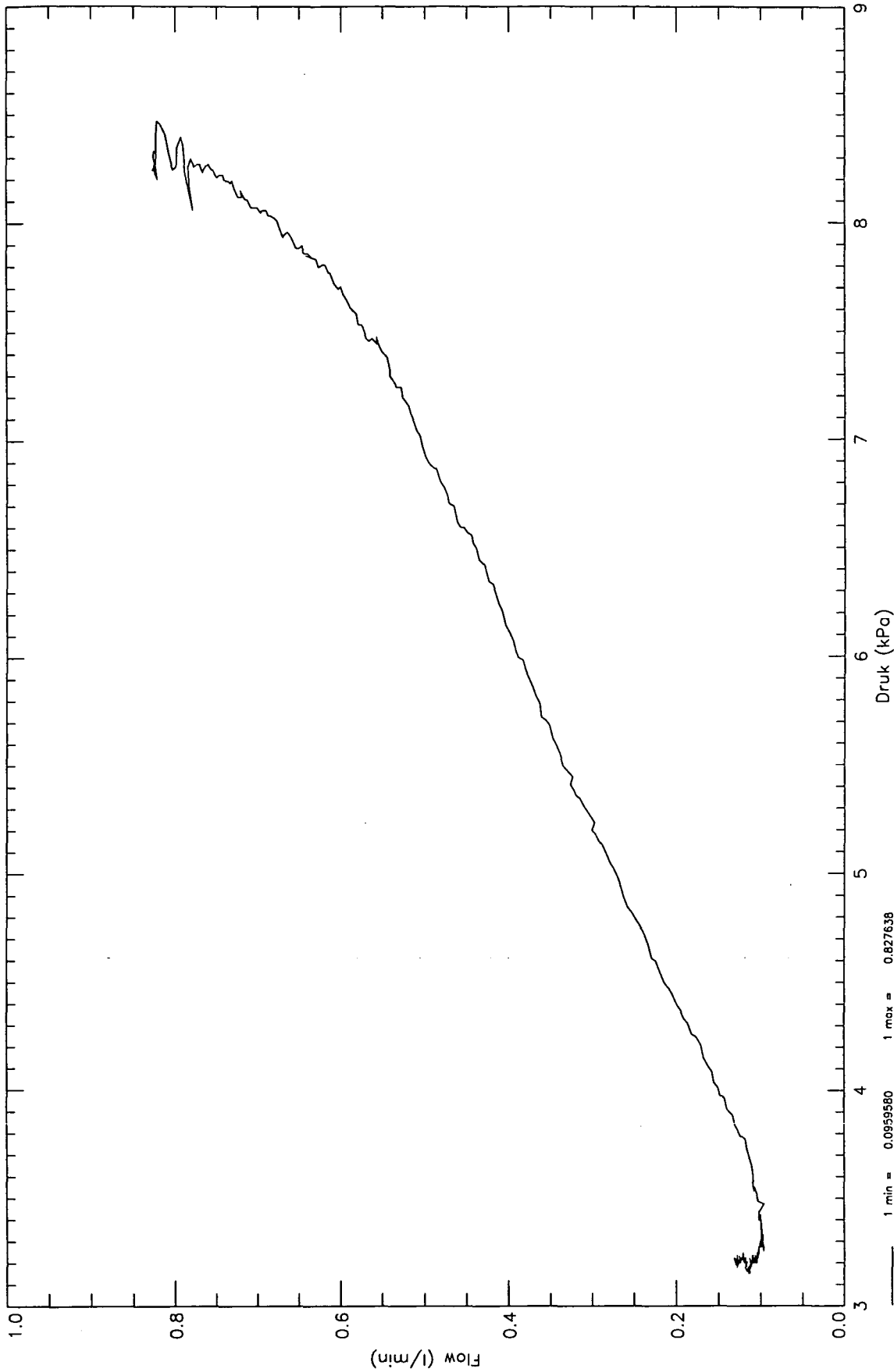
CO-346060


gez.
Pts.

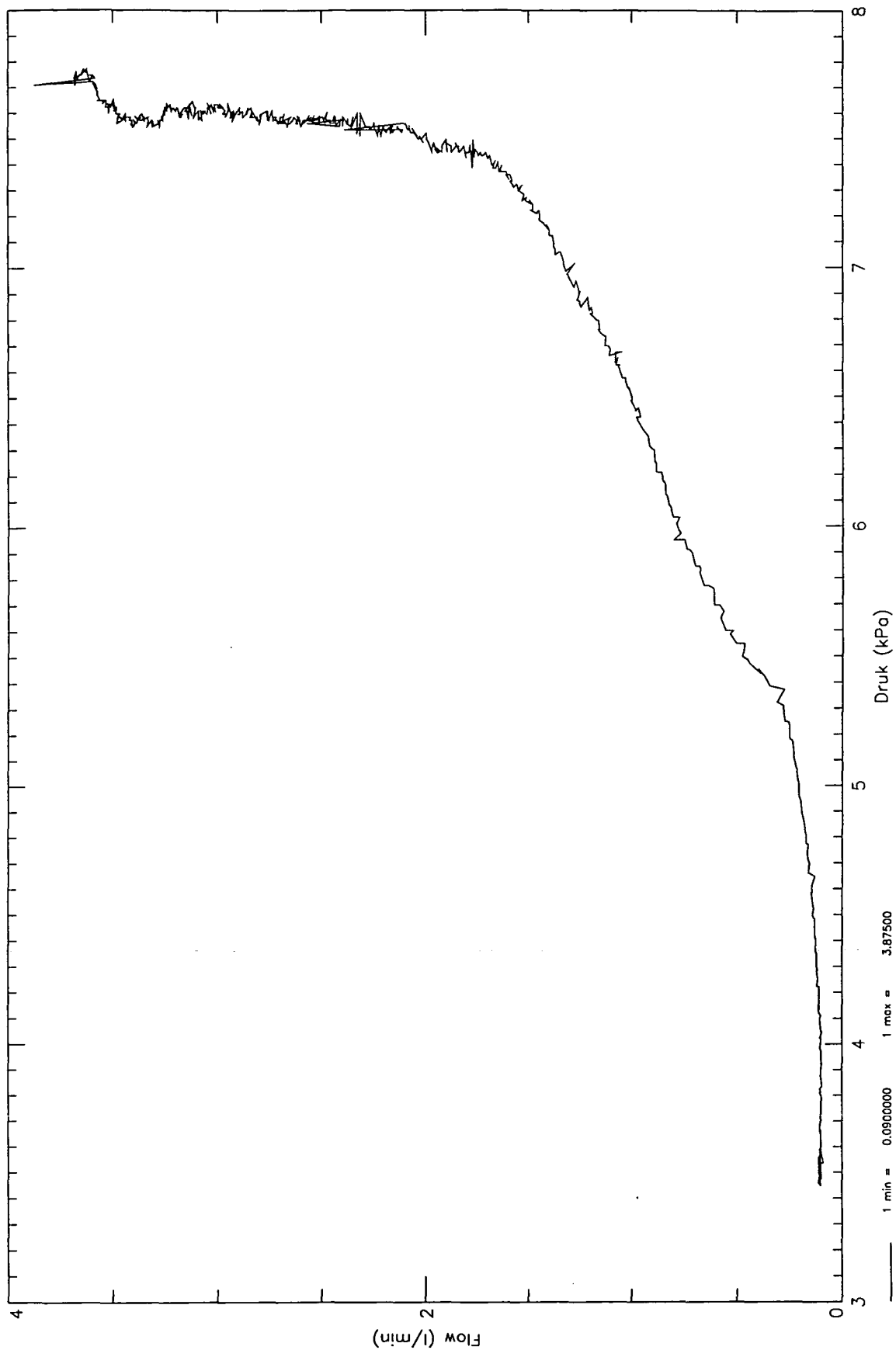
Standaard statische proef ssp23

BIJL. 53

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69 2600 AB Delft Nederland	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1994-11-03	Kuy.
			HYDRAULIC FRACTURE TESTEN	gez. Pts.
Standaard statische proef ssp24a			CO-346060	form. A4
			BIJL. 54	



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

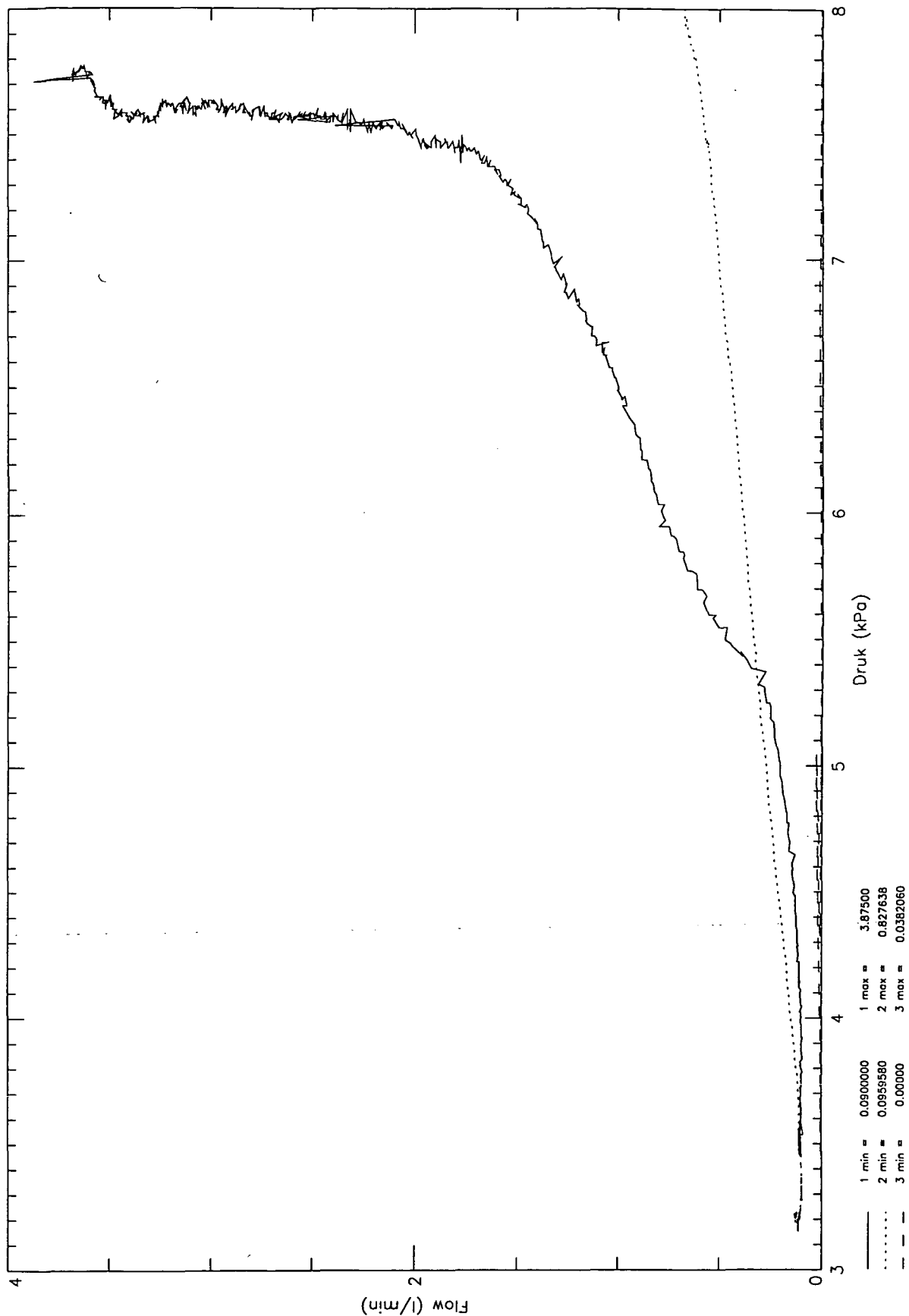
CO-346060

gez.
Pts.

Bezwijktest ssp24b

BIJL. 55

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

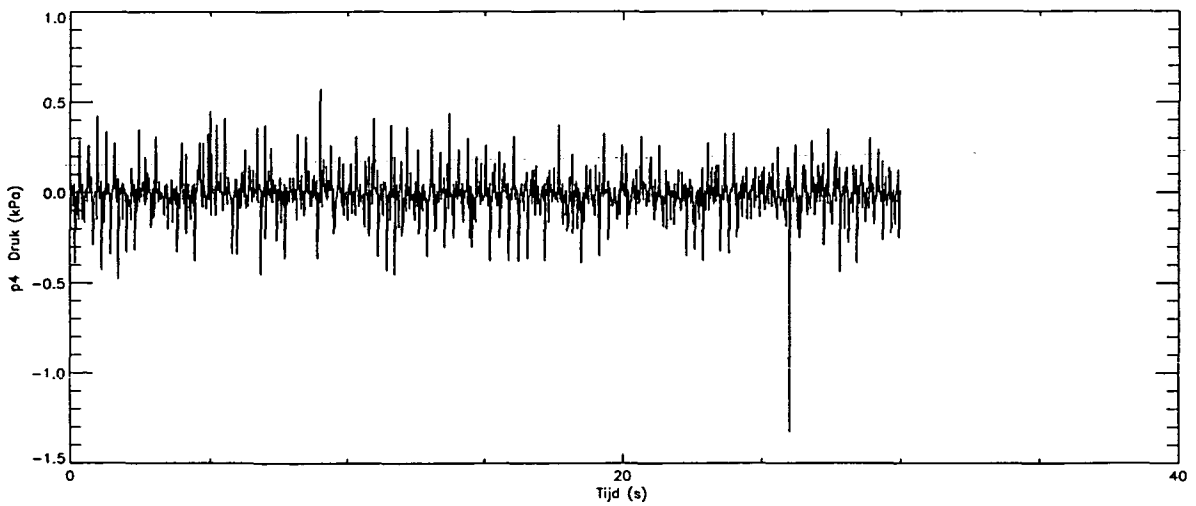
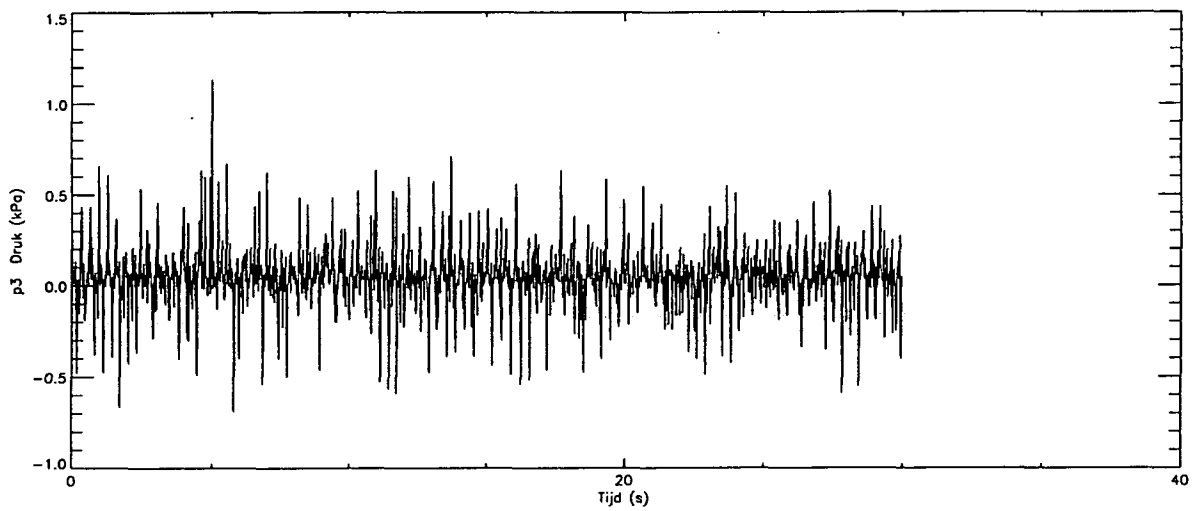
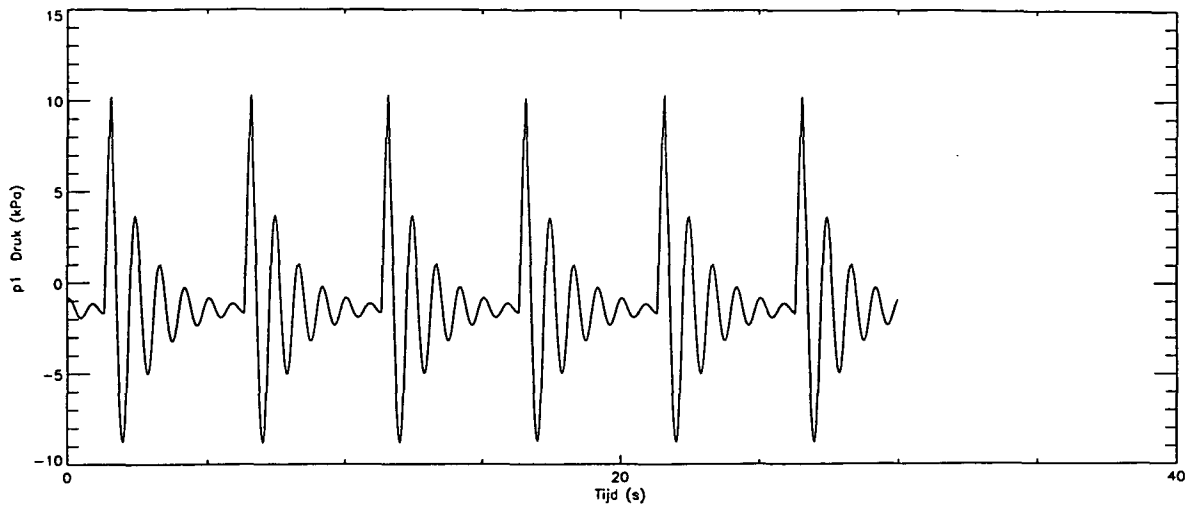
CO-346060

gez.
Pts.

Samenstelling ssp23 (3), en ssp24a (2), ssp24b (1)

BIJL. 56

form.
A4



1 min = -8.80467 1 max = 10.3064
 2 min = -0.690943 2 max = 1.13313
 3 min = -1.32889 3 max = 0.576288



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

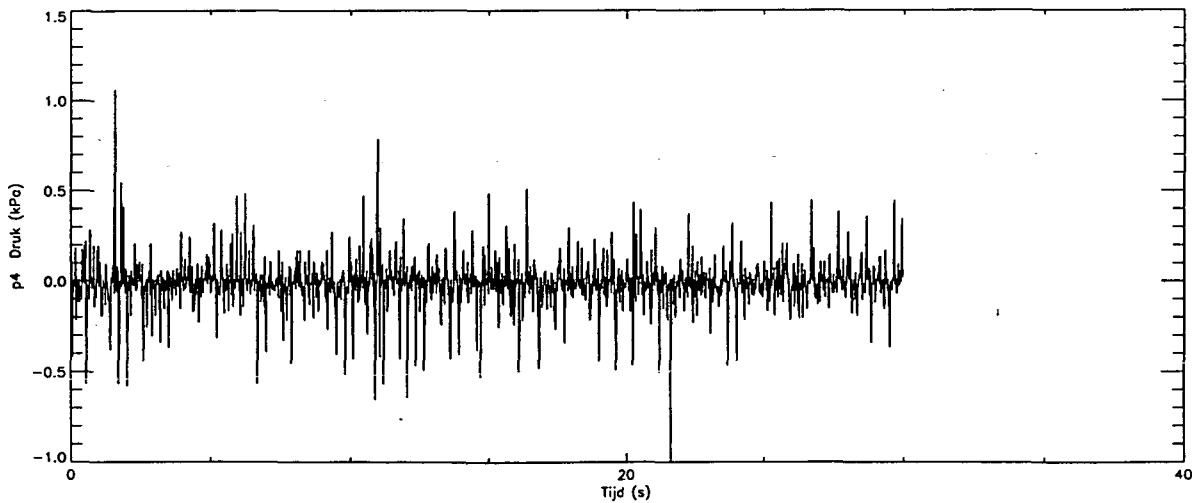
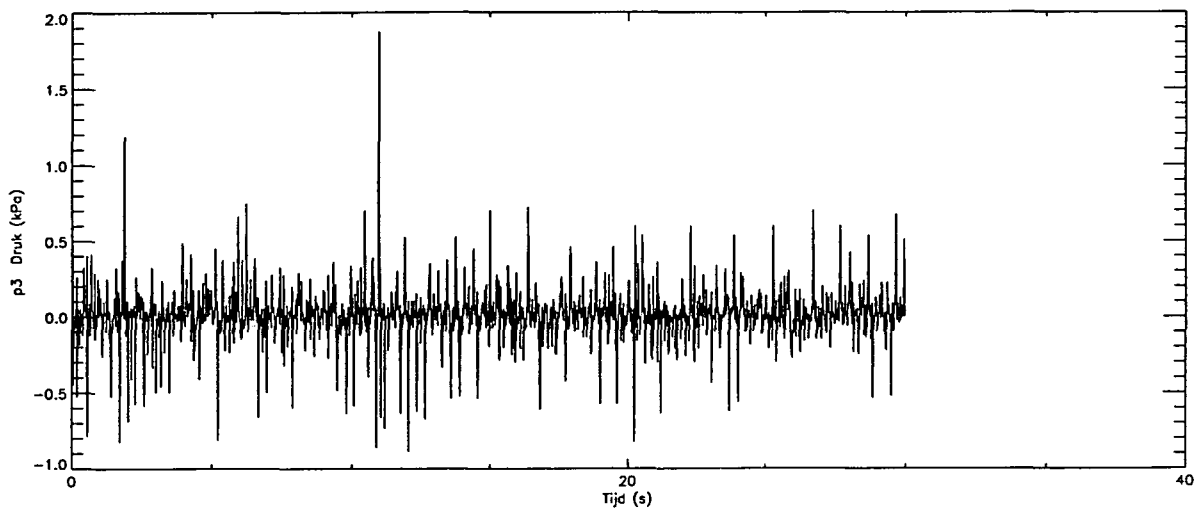
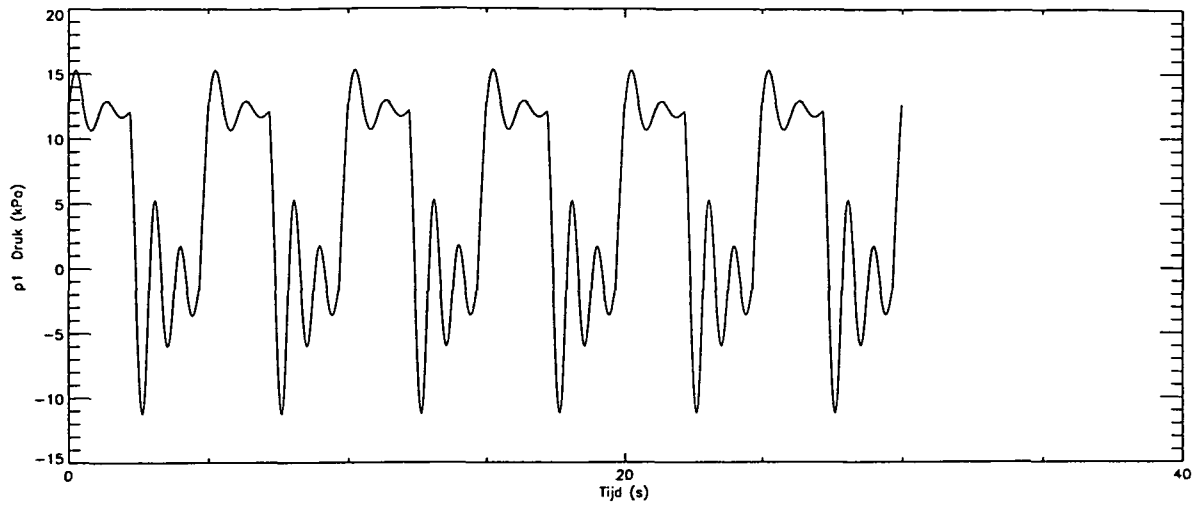
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp20

BIJL. 60

form.
A4



1 min = -11.2404 1 max = 15.2902
 2 min = -0.886063 2 max = 1.87503
 3 min = -0.993846 3 max = 1.06174



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

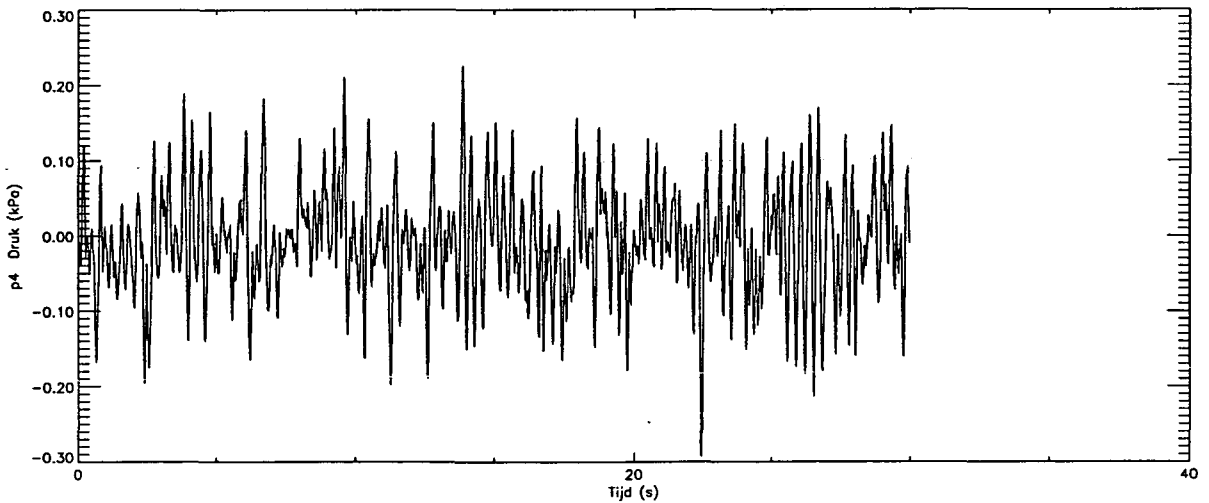
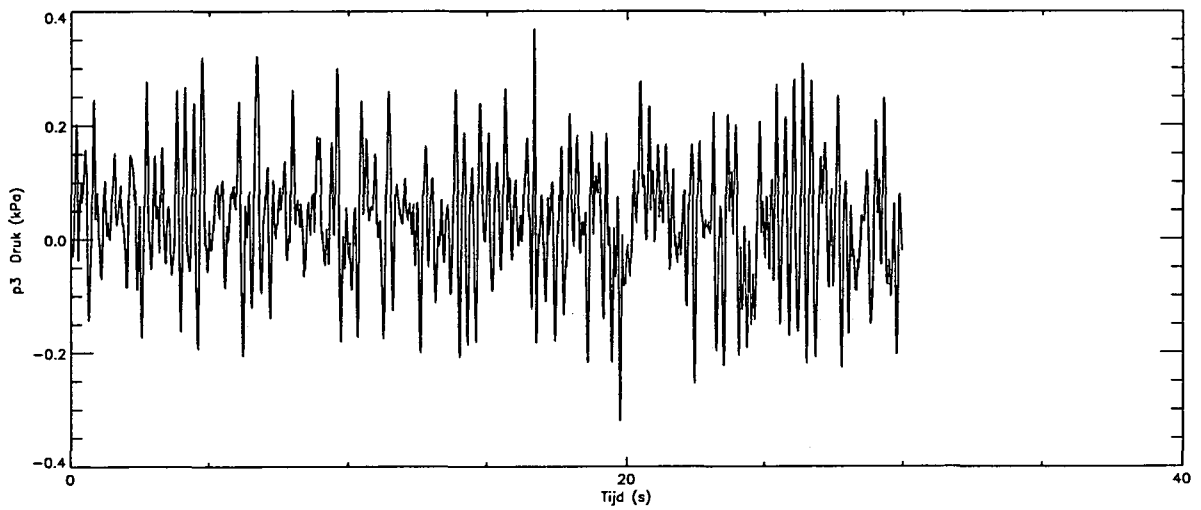
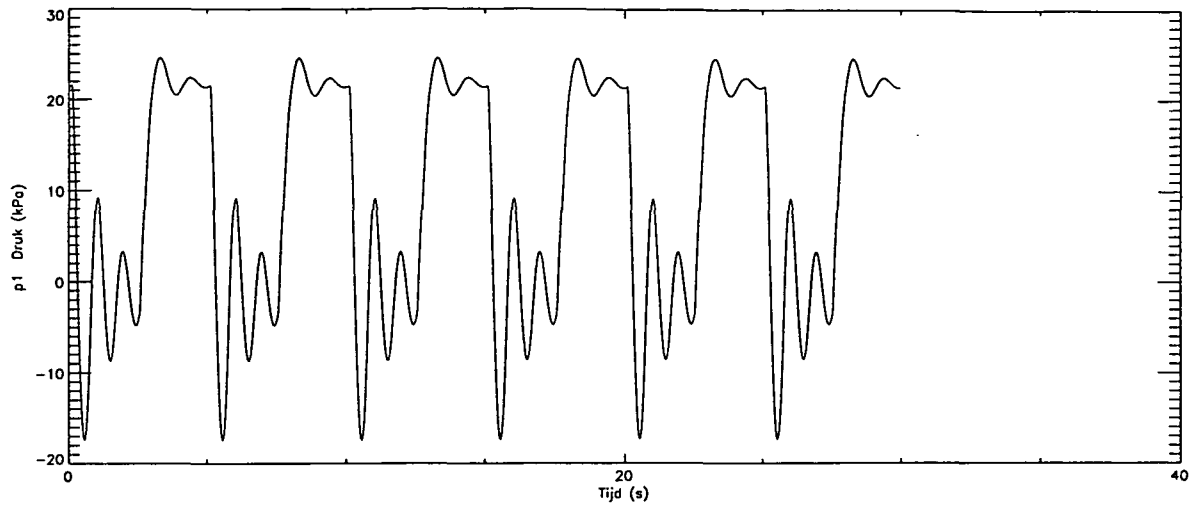
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp21

BIJL. 61

form.
A4



1 min = -17.4109 1 max = 24.5959
 2 min = -0.319921 2 max = 0.369187
 3 min = -0.293268 3 max = 0.226410



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

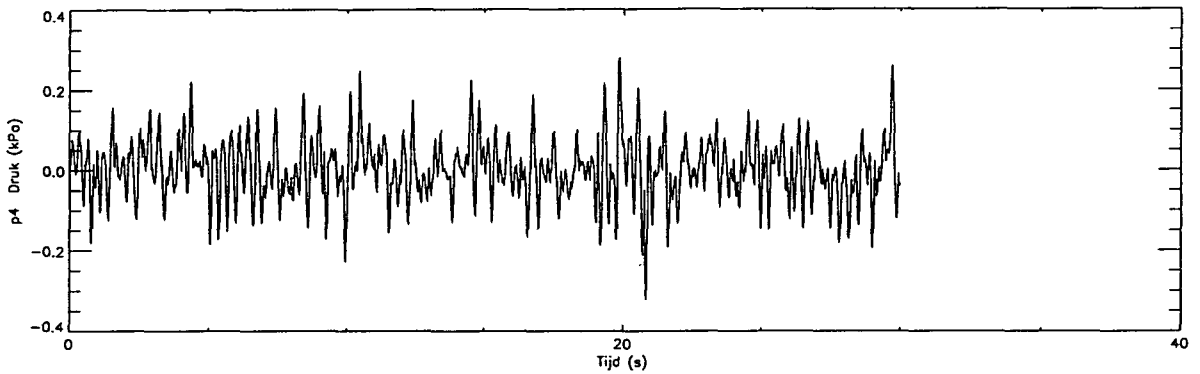
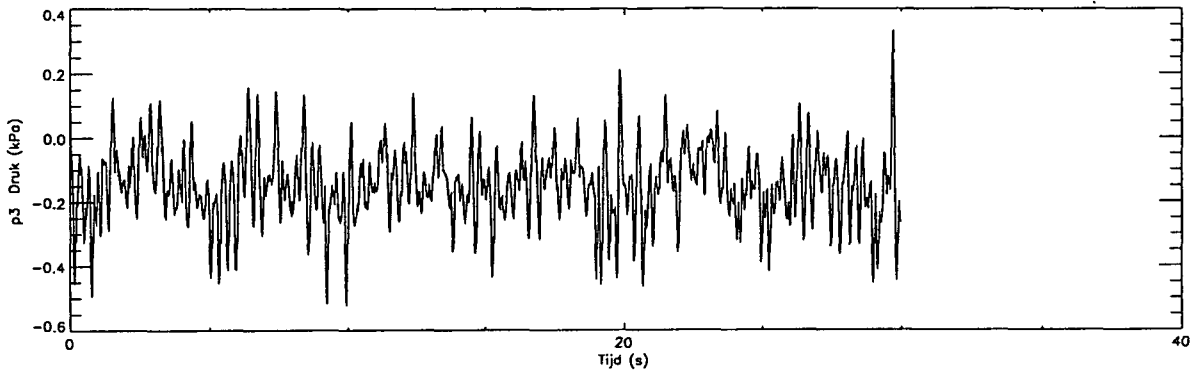
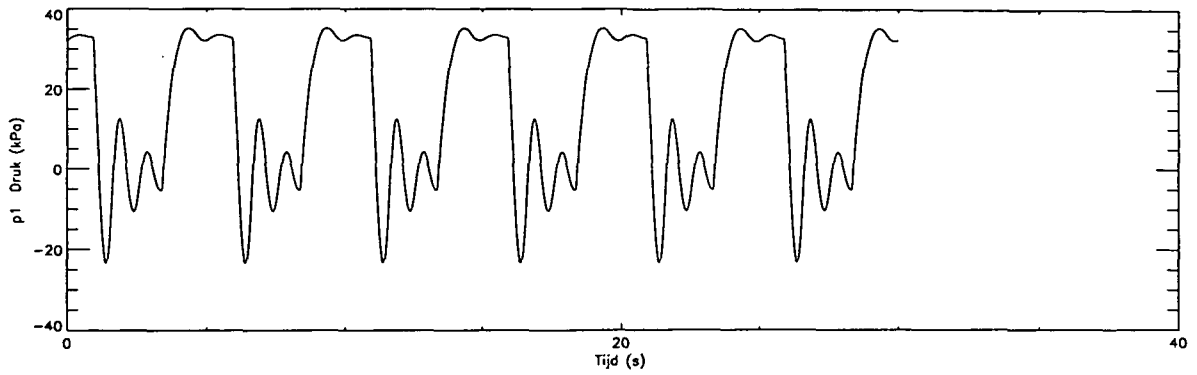
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp22

BIJL. 62

form.
A4



1 min = -23.3815 1 max = 35.2257
 2 min = -0.522636 2 max = 0.333278
 3 min = -0.323191 3 max = 0.276855



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

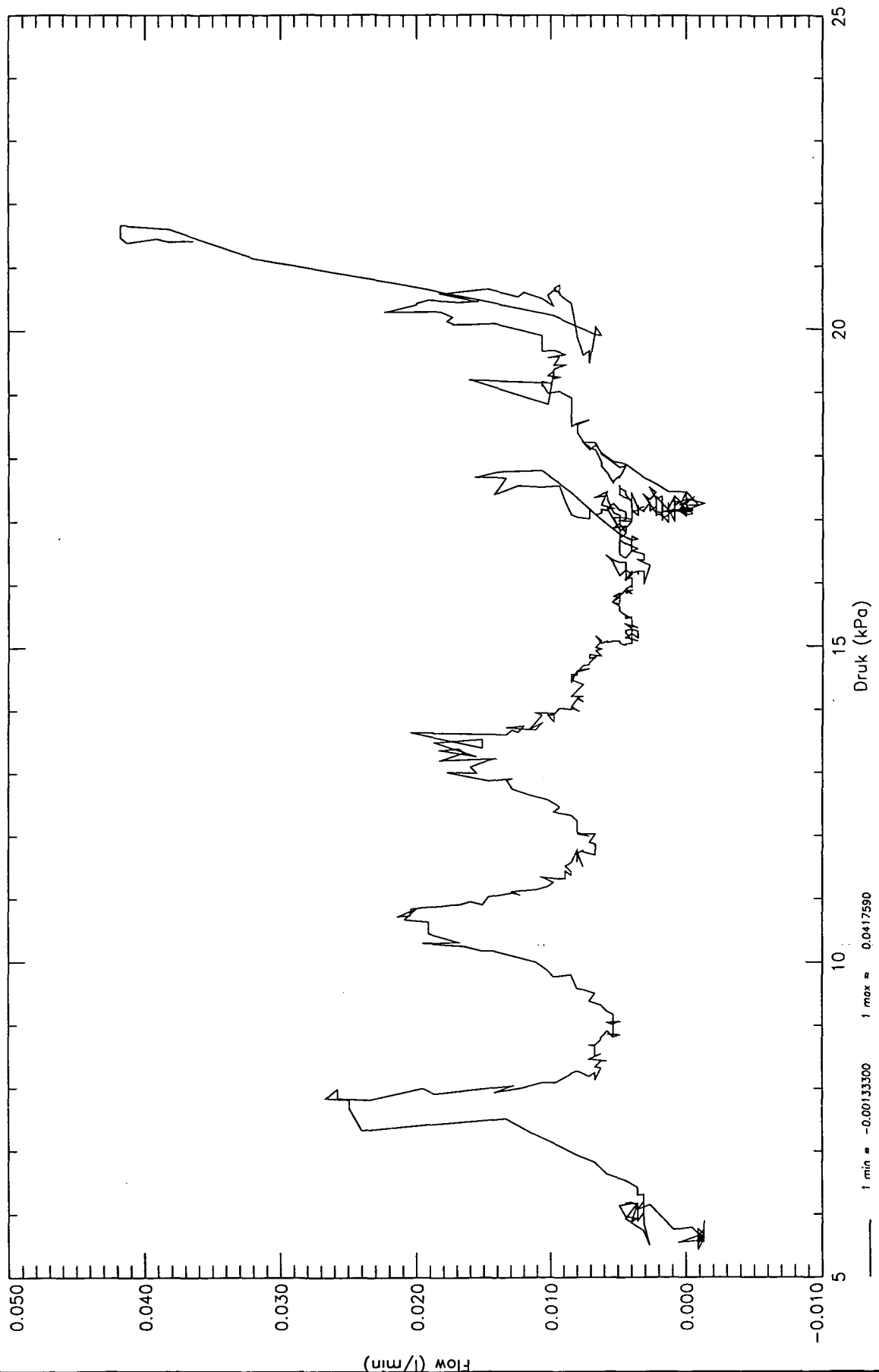
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp23

BIJL. 63

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

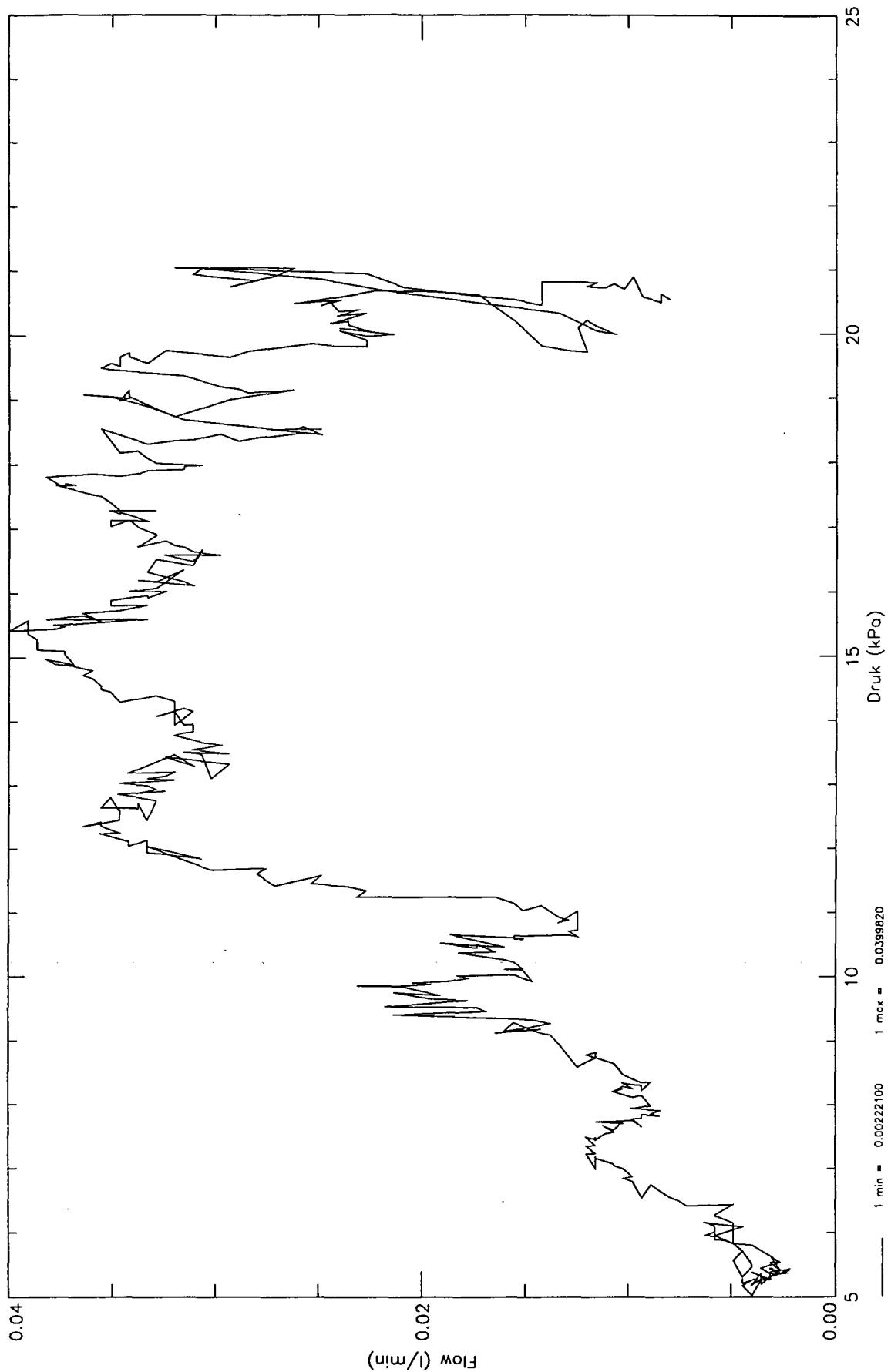
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp25

BIJL. 70

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

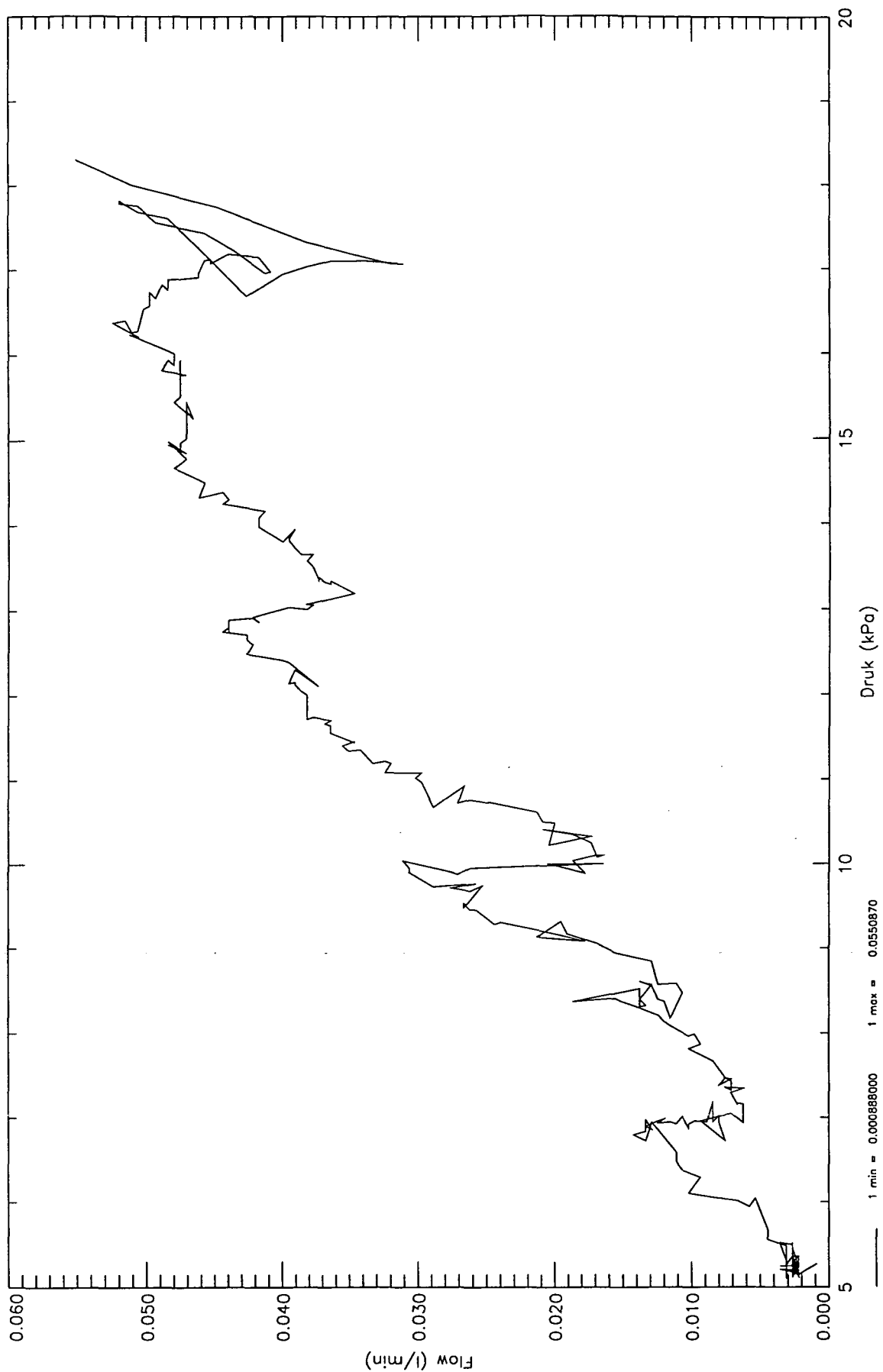
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp26

BIJL. 71

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-03

get.

Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

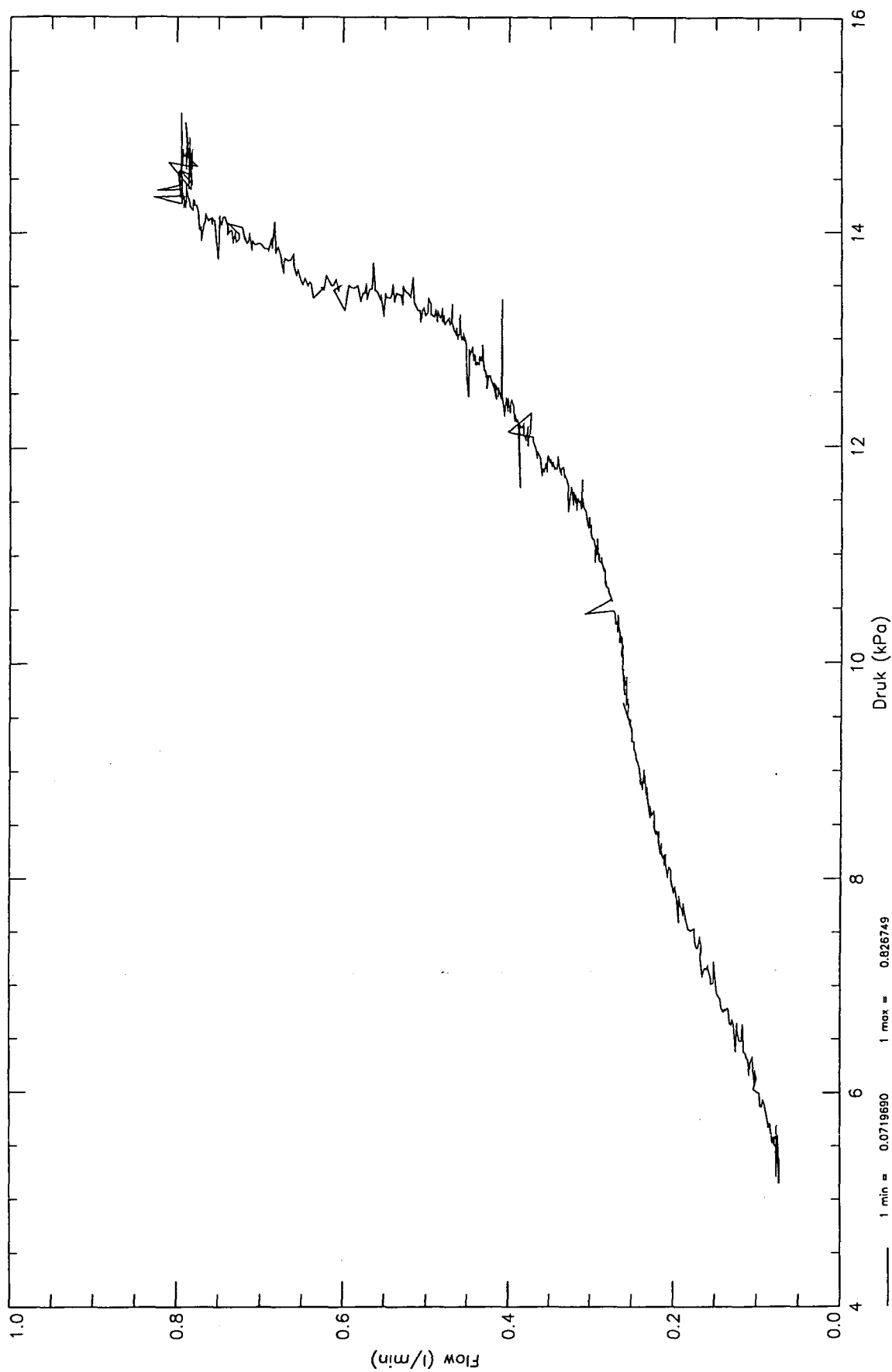
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp27

BIJL. 72

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

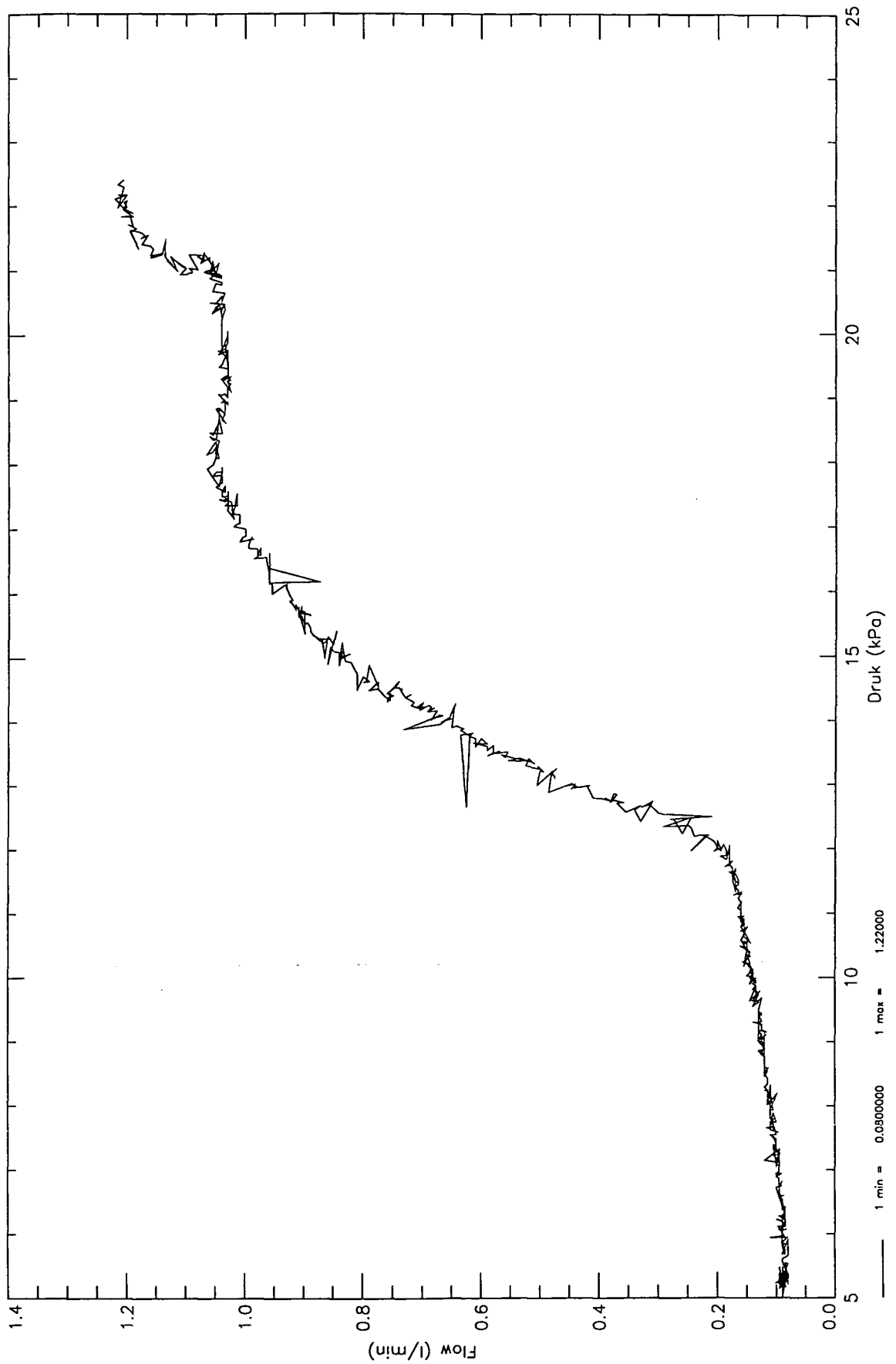
CO-346060

gez.
Pts.

Standaard statische proef ssp28a

BIJL. 73

form.
A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

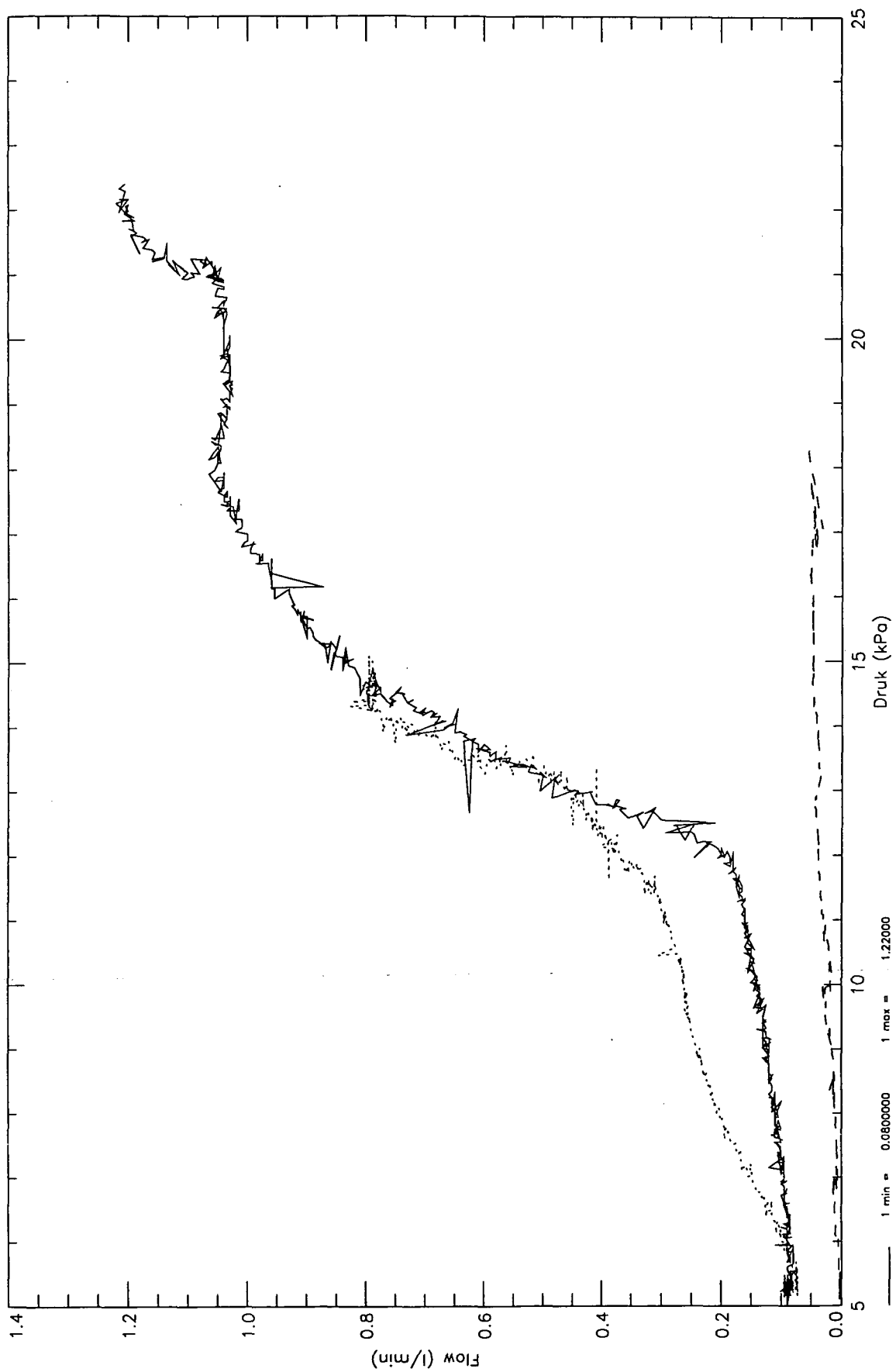
CO-346060


gez.
Pts.

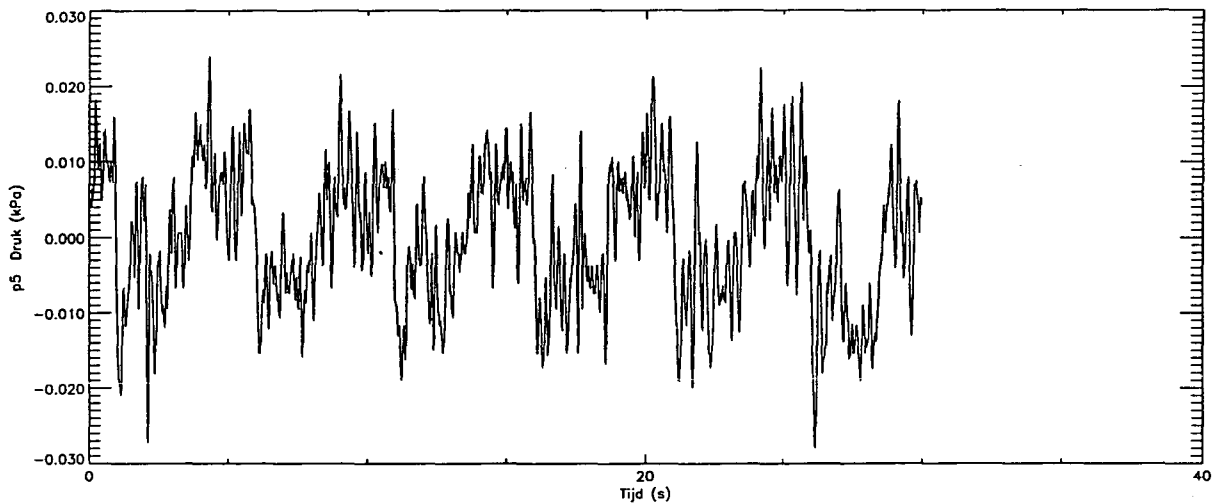
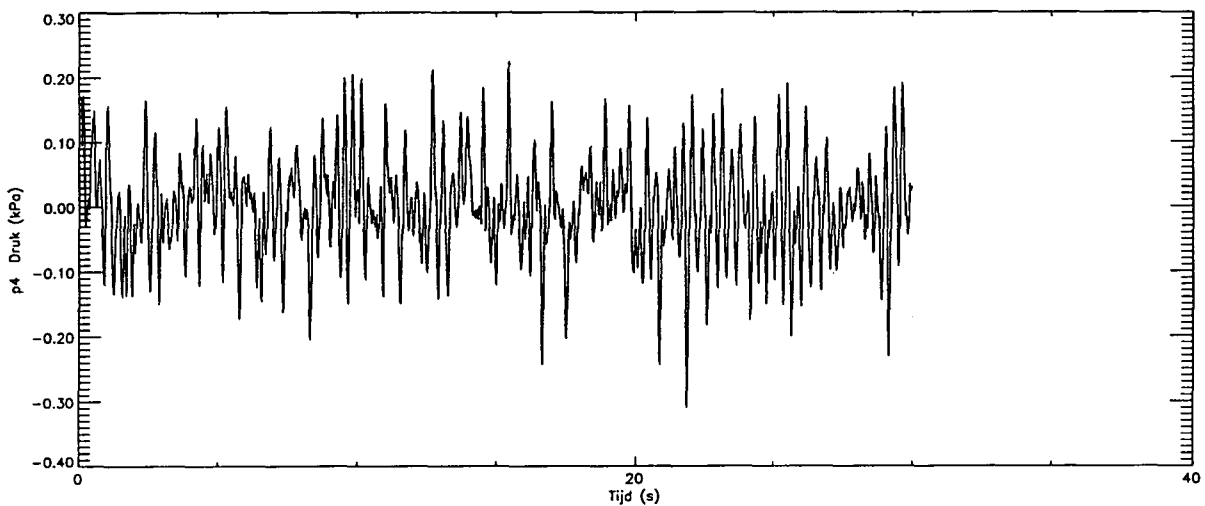
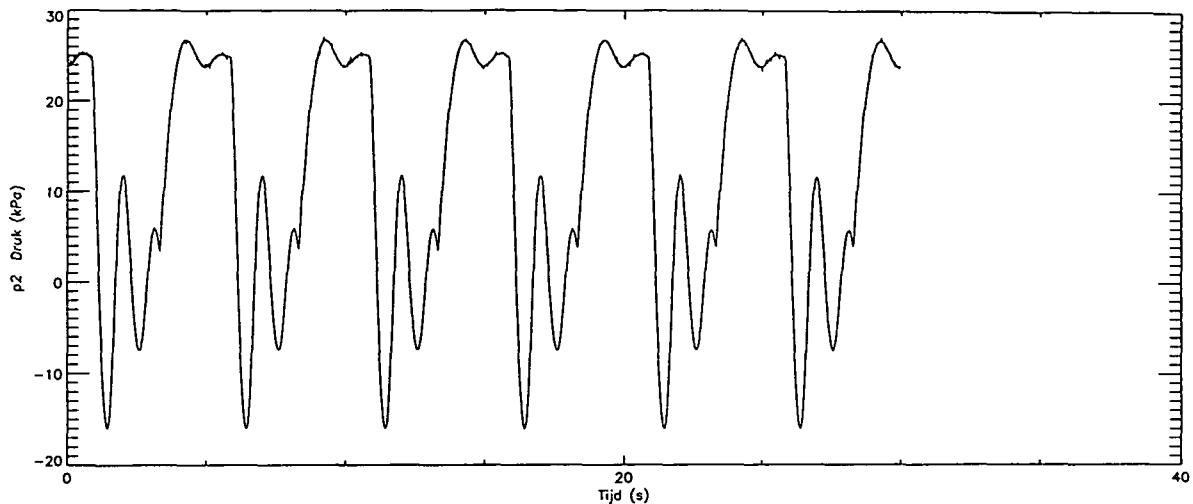
Bezwijktest ssp28b

BIJL. 74

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT Postbus 69 2600 AB Delft Nederland	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
		1994-11-03	Kuy.
		HYDRAULIC FRACTURE TESTEN	gez. Pts.
Samenstelling ssp27 (3), en ssp28a (2), ssp28b (1)		CO-346060	form. A4
		BIJL. 75	



1 min = -16.0437 1 max = 26.9595
 2 min = -0.310278 2 max = 0.224968
 3 min = -0.0279770 3 max = 0.0240080



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

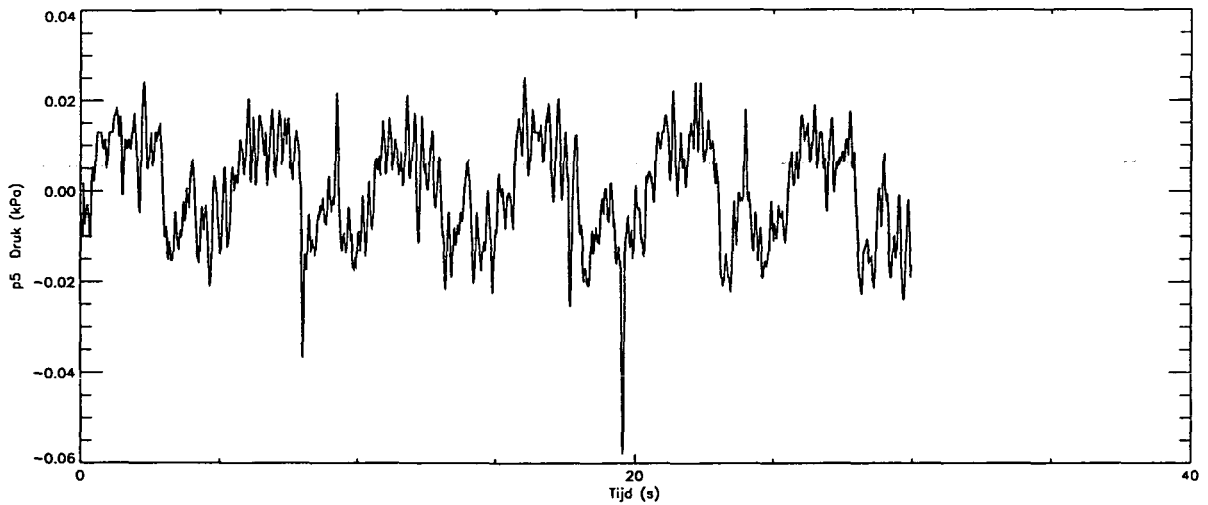
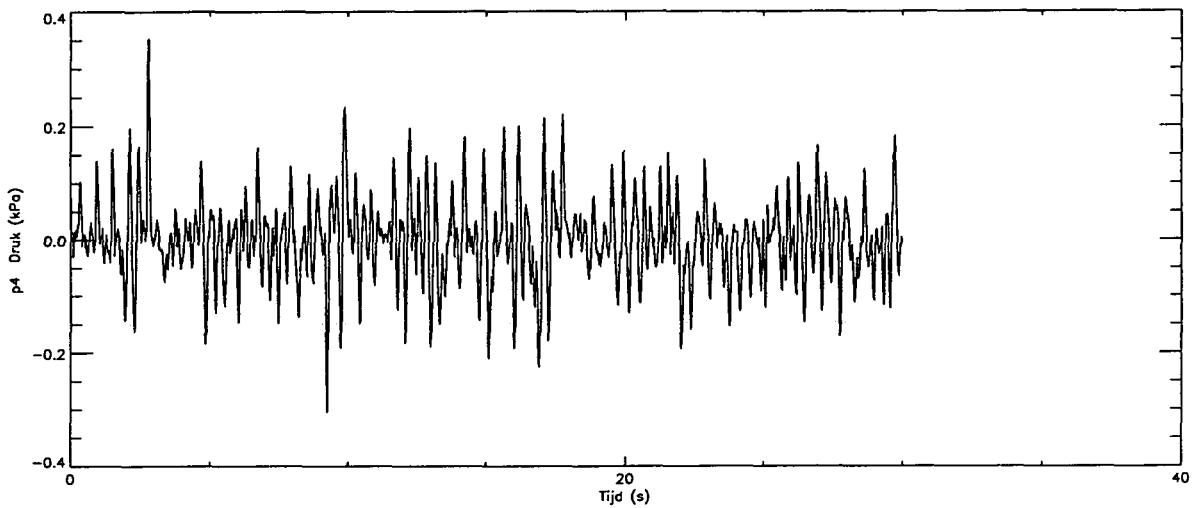
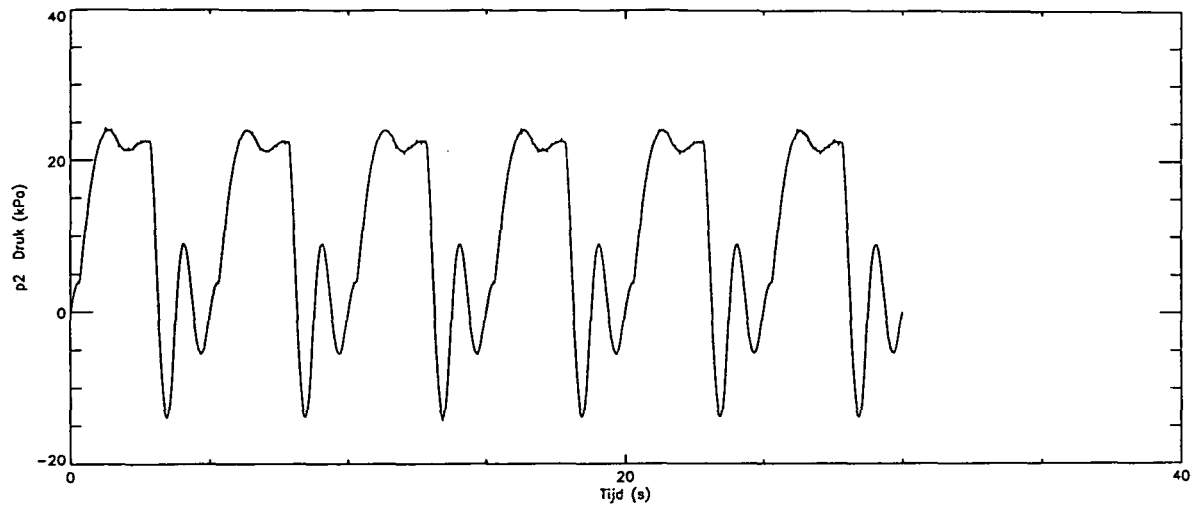
CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp25

BIJL. 80

form.
A4



1 min = -14.1308 1 max = 24.1647
 2 min = -0.305520 2 max = 0.352906
 3 min = -0.0579690 3 max = 0.0246130



**GRONDMECHANICA
DELFT**

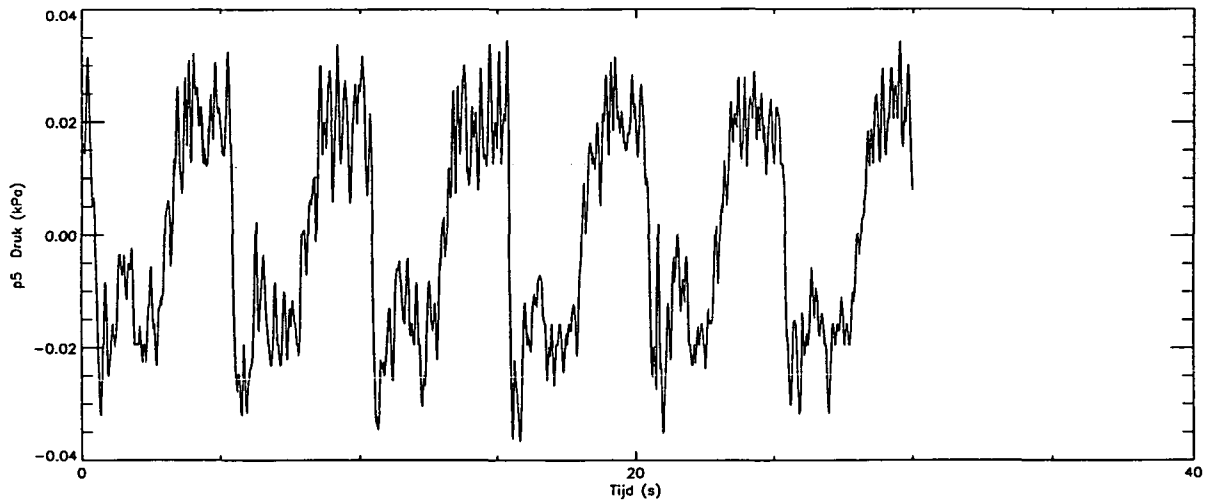
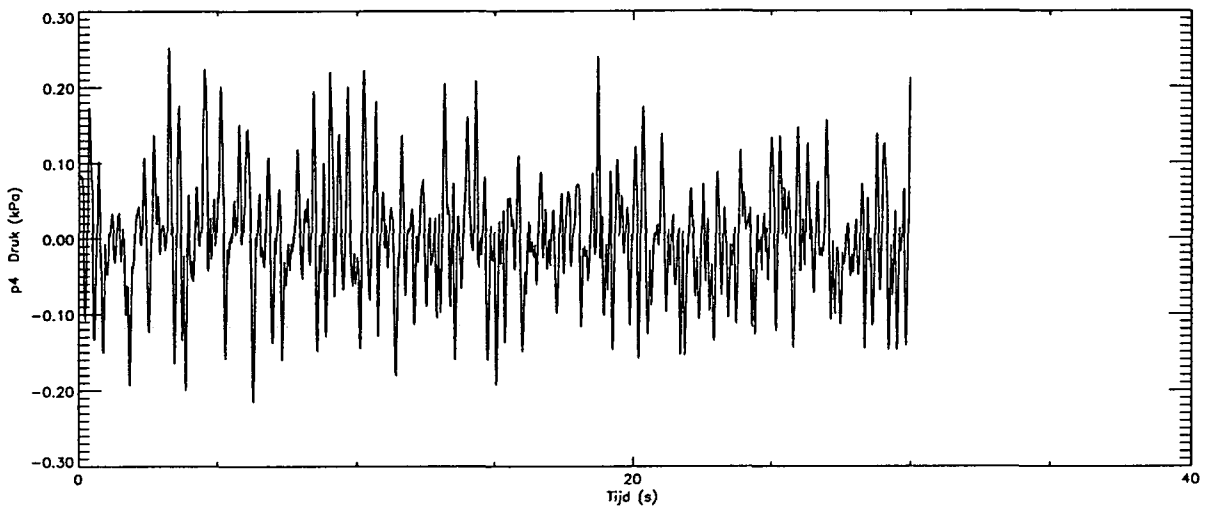
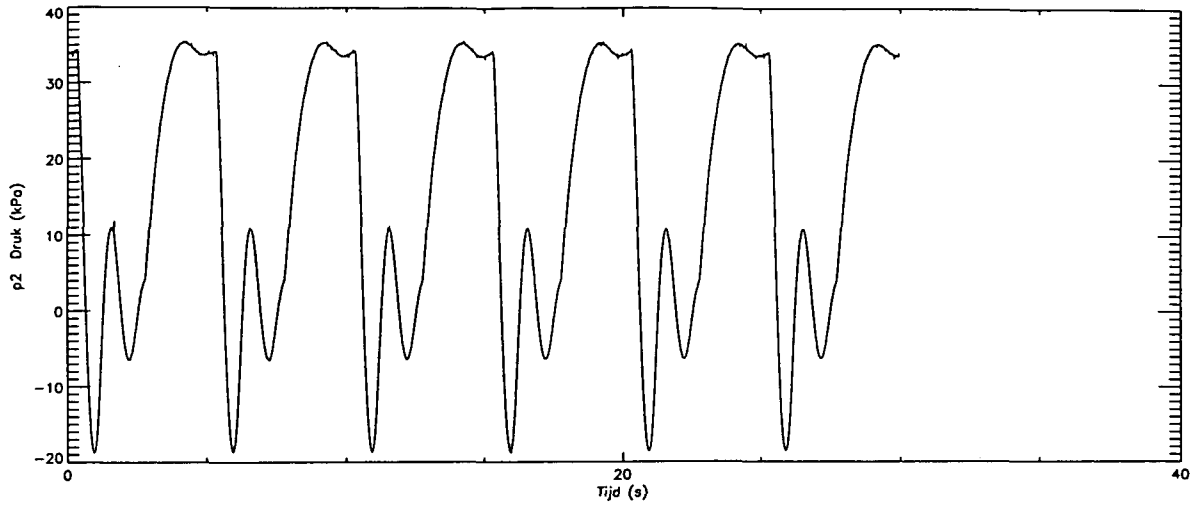
Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum	get.
1994-11-03	Kuy.
gez.	
CO-346060	Pts.
form.	
BIJL. 81	A4

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

Dynamische proef dp26



1 min = -18.7516 1 max = 35.5303
 2 min = -0.215107 2 max = 0.252766
 3 min = -0.0365960 3 max = 0.0345370



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69
2600 AB Delft Nederland

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-11-03

get.
Kuy.

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN

CO-346060

gez.
Pts.

Dynamische proef dp27

BIJL. 82

fom.
A4

KORRELVERDELINGSDIAGRAM

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69, 2600 AB Delft
Telefoon (015) 69 35 00

Telefax (015) 61 08 21
Telex 36234 soil nl

datum
1994-11-15

gel.
SCHOUW

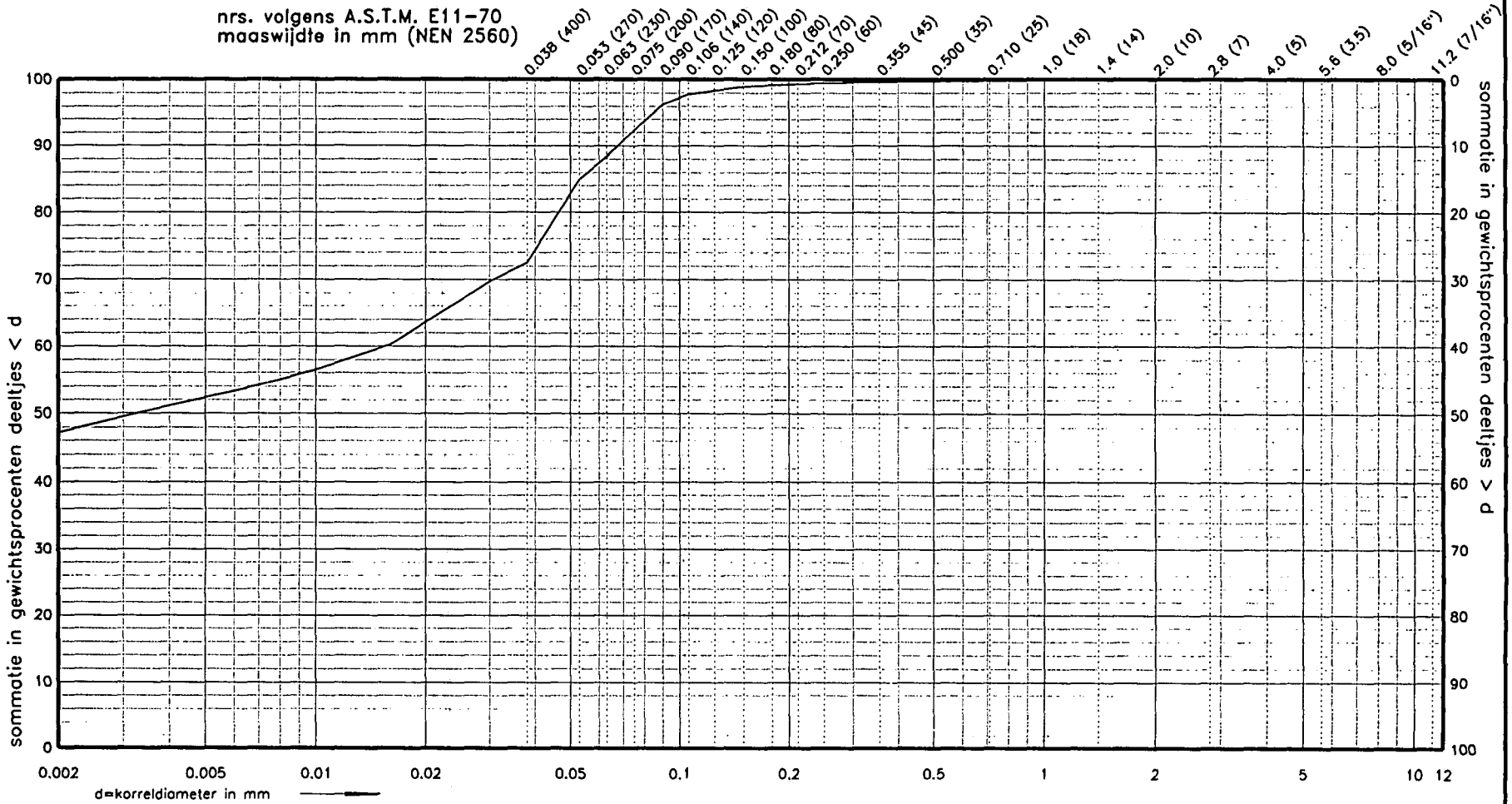
CO-346060

gez.

BIJL. 90

form.
A4

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



FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL	GROF	FIJN	MIDDEL
SILT			ZAND			GRIND	

BORING	MONSTER	Diepte in 0 - m	Ø m-MV	0 m-NAP	0 m-BODEM
B1	1	0.48 - 0.57			

APPENDIX F

analyse hydraulic fracture proeven

dr. H.J. Hofmann

januari 1995

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	1
1 Inleiding	3
2 Theorie	5
2.1 Tijdafhankelijke oplossing	5
2.2 Stationaire oplossing	8
3 Experiment	11
3.1 Algemeen	11
3.2 Quasi-statische proeven	13
3.3 Dynamische proeven	18
4 Vergelijking experiment en theorie	23
5 Opmerkingen en conclusies	25
6 Literatuur	27

Samenvatting

In deze appendix wordt een analyse gemaakt van de meetgegevens van de hydraulische fractuurproeven. Er wordt een vergelijking gemaakt met verwachte resultaten op basis van een eenvoudig model. De meetresultaten bleken slechts in beperkte mate overeen te komen met de verwachte resultaten op basis van het model.

1 Inleiding

In deze appendix worden de meetgegevens uit de hydraulic fracture proeven nader uitgewerkt. Voor meer details over de gevolgde procedure bij de uitvoering van de proeven wordt verwezen naar het factual report van deze proeven [Peters, 1994b]. In hoofdstuk 1 volgen enige eenvoudige theoretische beschouwingen als achtergrond van de proeven. In hoofdstuk 2 worden de beschikbare meetgegevens nader bestudeerd en besproken. Hoofdstuk 3 geeft een vergelijking van de resultaten van de proeven met verwachte resultaten op basis van de in hoofdstuk 1 gegeven formules. In hoofdstuk 4 worden de resultaten van de proeven samengevat en worden aanbevelingen gedaan ten aanzien van toekomstige proeven.

2 Theorie

2.1 Tijdafhankelijke oplossing

Voor de berekening van de tijdafhankelijke waterspanning wordt uitgegaan van de algemene consolidatievergelijking (elastische berging):

$$k \Delta \phi = n \beta \rho g \frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.1)$$

met:

k	doorlatendheid [m/s]
ϕ	waterspanning [m]
n	porositeit [-]
β	samendrukbaarheid water [m ² /N]
ρ	dichtheid water [kg/m ³] (1000 kg/m ³)
g	versnelling [m/s ²] (9.8 m/s ²)
e	volumeverandering [m ³]

Bij de afleiding van (1.1) is aangenomen dat de doorlatendheid k onafhankelijk is van de positie. Er wordt verondersteld dat de externe belasting wordt aangebracht in een bolvormige bron met straal r_0 . Bij het toepassen van een externe bolsymmetrische belasting H is het handigst om de bovenstaande vergelijking in bolcoördinaten uit te drukken. Voor de volumeverandering e geldt dan:

$$e = \alpha \rho g (\phi - H) \quad (1.2)$$

met:

α	samendrukbaarheid korrelskelet [m ² /N]
H	externe belasting [m]

Voor een bolsymmetrische functie ϕ geldt:

$$\Delta \phi = \frac{1}{r} \frac{\partial^2}{\partial r^2} (r \phi) \quad (1.3)$$

Daardoor gaat de vergelijking over in:

$$k \frac{\partial^2 (r \phi)}{\partial r^2} - \rho g (n \beta + \alpha) \frac{\partial (r \phi)}{\partial t} = -\alpha \rho g \frac{\partial (r H)}{\partial t} \quad (1.4)$$

De samendrukbaarheid van het water is afhankelijk van het luchtgehalte in het water en hangt met deze samen volgens de formule van Verruijt:

$$\beta = \beta_0 + \frac{s}{P_a} \quad (1.5)$$

met:

β	samendrukbaarheid water [m ² /N]
β_0	samendrukbaarheid voor puur water [m ² /N]
s	luchtgehalte [volumedelen]
P_a	atmosferische druk [N/m ²]

De samendrukbaarheid van het korreلسkelet wordt verkregen uit:

$$\alpha = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)E} \quad (1.6)$$

met:

E	elasticiteitsmodulus [N/m ²]
ν	Poissonverhouding [-]

In het geval van een harmonische waterbelasting op het oppervlak van de bron d.w.z.:

$$H = H_0 \frac{r_b}{r} e^{i\omega t} \quad (1.7)$$

waarin:

ω	(hoek)frequentie [1/s]
H	amplitude [m]
r_b	straal van de bron [m]

kan een gesloten uitdrukking voor de oplossing van (1.3) worden afgeleid:

$$\phi(r,t) = H_0 \frac{r_b}{r} e^{i\omega t} [C + (1 - C)e^{-\sqrt{i\lambda}(r - r_b)}] \quad (1.8)$$

met:

$$\lambda = \frac{\omega g \rho (\beta n + \alpha)}{k} \quad (1.9)$$

$$C = \frac{\alpha}{(\beta n + \alpha)} \quad (1.10)$$

Zoals gebruikelijk heeft alleen het reële deel van de bovenstaande uitdrukking fysische betekenis. Uitgedrukt in meer gangbare parameters kan het reële deel worden herschreven als:

$$\phi(r,t) = H_0 \frac{r_b}{r} \left[\frac{\alpha}{\alpha + \beta n} \cos(\omega t) + \frac{\beta n}{\alpha + \beta n} e^{-\frac{\sqrt{\pi}(r-r_b)}{L_\alpha}} \cos\left[\omega t - \sqrt{\pi} \frac{(r-r_b)}{L_\alpha}\right] \right] \quad (1.11)$$

waarin:

L_{es}	consolidatielengte [m]
----------	------------------------

De consolidatielengte wordt gegeven door:

$$L_{es} = \sqrt{Tc_v} \quad (1.12)$$

met:

T golfperiode [s]

c_v consolidatiecoëfficiënt [m^2/s]

De consolidatiecoëfficiënt c_v hangt samen met de materiaalparameters volgens:

$$c_v = \frac{k}{\rho g(n\beta + \alpha)} \quad (1.13)$$

Als voorbeeld is de respons op een harmonische belasting voor karakteristieke waarden van de parameters van gestructureerde klei berekend op een afstand van respectievelijk 0.20 en 0.50 m van een bolvormige bron (zie bijlage 1). De hierbij gehanteerde parameters waren:

Opgelegd signaal:

periode T=5 s

amplitude H=1 m

straal van bron $r_b=0.045$ m

Materiaalparameters:

porositeit n=0.03

elasticiteit E=7.5 MPa

Poissonverhouding $\nu=0.46$

luchtgehalte s=10%

doorlatendheid $k=5 \cdot 10^{-5}$ m/s

Uit de figuur zien we dat het signaal tot circa 20% is gedempt op een afstand van 0.20 m en tot circa 5% op een afstand van 0.50 m. Daarnaast zien we dat voor zowel voor 0.20 als 0.50 m praktisch dezelfde fasevertraging optreedt (circa 3%).

In bijlage 2a is een figuur weergegeven die de demping als functie van de afstand tot de bron weergeeft. Voor een curve zijn dezelfde parameters gehanteerd als in het voorgaande voorbeeld (zie tabel 1.2, som 1), voor de overige 2 krommen is een variatie aangebracht in het luchtgehalte en de doorlatendheid (zie tabel 1.2, respectievelijk som 2 en som 3). In bijlage 2b is een figuur weergegeven die de fasevertraging als functie van de afstand tot de bron weergeeft.

Tabel 1.1: parameters harmonische belasting

som	gevarieerde parameters
1	s=10%, k=5 10 ⁻⁵ m/s
2	s=1%, k=5 10 ⁻⁵ m/s
3	s=1%, k=5 10 ⁻⁴ m/s

Bij de uitgevoerde proeven werden periodieke signalen opgelegd die niet harmonisch waren. Desalniettemin kan de harmonische oplossing uit (1.12) gebruikt worden om een eerste indicatie te krijgen van het gedrag van de waterspanning op enige afstand voor zowel wat betreft demping als fasevertraging. Op basis van de verwachte materiaaleigenschappen van de gestructureerde klei is de verwachting is dat de amplitude van het waterspanningsignaal op een afstand van 0.20 m van het inspuitspunt in de orde van 10-20 % van het oorspronkelijke signaal ligt terwijl deze op een afstand van 0.50 m tot een waarde in de orde van enkele procenten hiervan zal zijn gedempt.

Voor een exacte berekening van het signaal dient de volgende procedure te worden gevolgd: het opgelegde signaal wordt ontleed in zijn Fouriercomponenten waarna voor iedere Fouriercomponent de analytische oplossing wordt berekend. Vervolgens wordt de totale oplossing berekend uit de samenstelling van ieder van deze elementaire oplossingen. Daarna wordt deze berekende totale oplossing vergeleken met het gemeten tijdsverloop van de waterspanning op een zekere afstand.

Door de parameters die karakteristiek zijn voor het gedrag van de waterspanning te variëren kan het bereik van de parameters worden gevonden waarmee de overeenstemming tussen berekende en gemeten oplossing het beste is.

2.2 Stationaire oplossing

Wanneer de externe belasting voldoende langzaam wordt aangebracht, mogen de tijdafhankelijke termen in de vergelijking (1.3) verwaarloosd mogen worden. Dit geldt wanneer:

$$\frac{\partial H}{\partial t} \ll c_v \quad (1.14)$$

met:

H externe belasting [m]

Uitgaande van de volgende karakteristieke grootte van de materiaalparameters:

Materiaalparameters:

porositeit	$n=0.03$
elasticiteit	$E=7.5 \text{ MPa}$
Poissonverhouding	$\nu=0.46$
luchtgehalte	$s=10\%$
doorlatendheid	$k=5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

kan het probleem quasi-statisch benaderd worden wanneer drukveranderingen niet sneller variëren dan:

$$\frac{\partial P}{\partial t} < 1.7 \text{ kPa/s} \quad (1.15)$$

met:

P externe druk [kPa]

Het berekenen van de (quasi-statische) waterspanning komt in dat geval dan neer op het oplossen van de harmonische vergelijking met randvoorwaarden:

$$\Delta \phi = 0 \quad (1.16)$$

Voor de berekening van de stationaire oplossing wordt verondersteld dat de bron in het kleipakket kan worden benaderd door een bolvormige verdeling op een vaste druk P. Aannemend dat de bovenzijde van het pakket doorlatend is en de onderzijde ondoorlatend kan de een goede benadering voor de drukverdeling worden gevonden met behulp van de methode van spiegeladingen:

$$\phi = \frac{P r_b}{F \rho g r} \left(1 - \frac{r}{\sqrt{4l^2 + r^2 - 2rl \cos \theta}} + \frac{r}{\sqrt{4(d-l)^2 + r^2 - 2r(d-l) \cos \theta}} \right) \quad (1.17)$$

waarin:

$$F = \left(1 - \frac{r_b}{\sqrt{4l^2 + r_b^2}} + \frac{r_b}{\sqrt{4(d-l)^2 + r_b^2}} \right) \quad (1.18)$$

met:

P	druk bron [Pa]
ρ	dichtheid [kg/m^3]
g	versnelling [m/s^2]
r_b	straal bron [m]
l	diepte bron ten opzichte van oppervlak [m]
d	dikte kleipakket [m]
θ	azimuthale hoek
r	afstand tot bron [m]

Volgens Darcy hangt de stroomsnelheid op elk punt samen met de potentiaal volgens:

$$v(r, \theta) = -k \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad (1.19)$$

Voor de berekening van de stroomsnelheid kan gebruik worden gemaakt van expressie (1.13).

De flux door het oppervlak van een bol rond de bron met een straal r wordt in het algemeen gegeven door:

$$Q_r = \int_{\text{Oppervlak}} r^2 v d\Omega \quad (1.20)$$

Voor de berekening van de flux door een bol met een willekeurige straal r kan gebruikt worden gemaakt van uitdrukkingen (1.13) en (1.14). Wordt de flux of debiet berekend door een ronde bol met diameter r_b dan volgt eenvoudigweg:

$$Q_b = 4\pi k r_b \phi(r = r_b) \quad (1.21)$$

Daarmee wordt de doorlatendheid gegeven door:

$$k = \frac{\rho g Q_b}{4\pi r_b P} \quad (1.22)$$

met:

P	druk bron [Pa]	
r_b	straal bron [m]	
Q_b	debiet [m^3/s]	
ρ	soortelijke massa water [kg/m^3]	(1000 kg/m^3)
g	versnelling [m/s^2]	(9.8 m/s^2)

In de hydraulische fractuurproeven is de bron een cilindervormige filter met diameter d en een hoogte l . Vanwege het feit dat de diameter d van dezelfde orde is als de hoogte h kan de potentiaalverdeling rond deze verdeling in eerste orde redelijk benaderd worden door die van een bolvormige bron met een diameter r_b waarvan het volume gelijk is aan het cilindervormige filter. De grootte van r_b wordt gegeven door:

$$r_b = \left(\frac{3}{16} d^2 l \right)^{1/3} \quad (1.23)$$

Voor een filter met $d=0.07$ m en $l=0.10$ m volgt $r_b=0.045$ m.

3 Experiment

3.1 Algemeen

In-situ hydraulic fracture proeven zijn uitgevoerd op de Westerscheldedijk van de Thomaespolde. Voor een beschrijving van de locatie, de experimentele opstelling en de gevolgde procedure bij de proeven wordt verwezen naar het meetverslag [Peters 1994b]. Voor het aanbrengen van de gebruikte waterspanningsmeters in de klei van het dijktaflood zijn ze gecalibreerd zodat de aangegeven waarde een absolute waterdruk is. Na afloop van de proeven zijn deze calibraties gecontroleerd. Geen van de gebruikte opnemers bleek defect te zijn.

De tijdens de diverse proeven gemaakte registraties van de opnemers zijn na afloop omgezet in een formaat dat geschikt is voor verdere bewerking met pakket WAVE. Met het pakket WAVE kunnen grote hoeveelheden gegevens flexibel worden geanalyseerd en bewerkt.

Voor een overzicht van de uitgevoerde proeven zijn tabellen 2.1 t/m 2.4 overgenomen uit het meetverslag van de proeven [Peters 1994]. Tevens zijn uit dit verslag schematische tekeningen overgenomen van de locaties van de opnemers tijdens deze proeven (Zie bijlagen 4 en 5).

Tijdens de proeven aangeduid met locatie 1 is getracht om voorafgaand aan de uitvoering van de proeven de ondergrond te verzadigen door het plaatsen van met water gevulde bakken. Na een nacht staan bleek de bovenste kleilaag echter zo week te zijn te zijn geworden dat de bakken van hun positie waren gegleden en waren leeggelopen via zich onder de rand gevormde geulen. Daarmee heeft men geen zekerheid of scheuren in de ondergrond gevuld zijn met water.

Vanwege de moeilijkheden die waren opgetreden bij het verzadigen op locatie 1 en vanwege tijdgebrek is op locatie 2 geen poging tot verzadiging ondernomen; door het achterwege blijven van verzadiging kan niet worden gegarandeerd dat er water in de scheuren en spleten van de gestructureerde klei aanwezig is; derhalve mag niet worden verwacht dat deze proeven tot juiste bepaling van de bulkparameters van de gestructureerde klei zullen leiden. Wel kan met de proeven op deze locatie nog inzicht worden verkregen in hoeverre klei-eigenschappen veranderen onder invloed van periodieke waterbelastingen.

Tabel 2.1: locatie 1, inspuitspunt I

naam	opgelegde max. druk (kPa)	bijlage
ssp1	30, quasi-statisch	6

Tabel 2.2: locatie 1, inspuitpunt I1

naam	opgelegde max. druk (kPa)	bijlage
ssp2	15, quasi-statisch	7
dp2	6, pulsvormig	23
ssp3	17, quasi-statisch	8
dp3	13, blokvormig	24
ssp4	16, quasi-statisch	-
dp4	8, pulsvormig	-
ssp5	17, quasi-statisch	-
dp5	17, blokvormig	-
ssp6	20, quasi-statisch	-
dp6	36, blokvormig	25
ssp7a	17, quasi-statisch	9
ssp7b, bezwijktest	50, quasi-statisch	9

Tabel 2.3: locatie 1, inspuitpunt I2

naam	opgelegde max. druk (kPa)	bijlage
ssp8	23, quasi-statisch	10
dp7	22, blokvormig	26
ssp9	22, quasi-statisch	-
dp8	38, blokvormig	27
ssp10a	21, quasi-statisch	11
ssp10b	50, quasi-statisch	11

Tabel 2.4: locatie 2, inspuitpunt I1

naam	opgelegde max. druk (kPa)	bijlage
ssp20	13, quasi-statisch	12
dp20	10, pulsvormig	28
ssp21	14, quasi-statisch	-
dp21	12, blokvormig	29
ssp22	14, quasi-statisch	-
dp22	21, pulsvormig	-
ssp23	17, quasi-statisch	13
dp23	32, blokvormig	30
ssp24a	8.5, quasi-statisch	14
ssp24b, bezwijktest	8, quasi-statisch	14

Tabel 2.5: locatie 2, inspuitpunt I2

naam	opgelegde max. druk (kPa)	bijlage
ssp25	22, quasi-statisch	15
dp25	22, pulsvormig	31
ssp26	21, quasi-statisch	16
dp26	22, blokvormig	32
ssp27	18, quasi-statisch	-
dp27	34, pulsvormig	33
ssp28a	15, quasi-statisch	17
ssp28b, bezwijktest	22, quasi-statisch	17

3.2 Quasi-statische proeven

In een eerste inventarisatie zijn voor iedere quasi-statische proef plotjes gemaakt van de tijdsverlopen van de uitlezingen van de diverse opnemers. Ter illustratie zijn voor een aantal proeven deze plotjes

opgenomen als bijlagen 6 t/m 17. In ieder van deze figuren is het nummer van de bemonstering langs de horizontale as uitgezet. De bemonsteringsfrequentie tijdens de quasi-statische proeven was 25 Hz zodat de tijd tussen 2 bemonsteringen 0.04 s bedraagt. Langs de verticale as van de figuur is de absolute druk in kPa weergegeven uitgezonderd voor het debiet dat door opnemer P10 wordt gemeten; omdat gedurende sommige proeven gewisseld werd van bereik (en daarmee calibratie) is de verticale as voor opnemer P10 weergegeven in Volts.

Tijdens de bezwijktest (ssp1, bijlage 6) werd bij I water in het pakket gespoten (zie bijlage 4). Deze bezwijktest was bedoeld om vast te stellen bij welke druk het kleipakket opbarst. Tijdens deze proef zijn echter ook de opnemers (P2 t/m P5) bij de lager gelegen inspuitpunten (I1 en I2) uitgelezen; omdat de uitlezingen van deze opnemers zich nauwelijks wijzigen tijdens de uitvoering van de bezwijktest concluderen we dat deze opnemers buiten de invloedssfeer van het inspuitpunt I liggen. Daarmee kunnen de gemiddelde uitlezingen worden gebruikt om vast te stellen wat de lokaal heersende absolute waterspanning was voordat de proeven op deze lager gelegen posities worden uitgevoerd. In tabel 2.7 zijn deze gemiddelde uitlezingen weergegeven.

Tabel 2.7: gemiddelde uitlezingen locatie 1 tijdens proef ssp1

opnemer	gemiddelde uitlezing (kPa)
P1	+2.3
P2	+3.4
P3	-3.1
P4	-0.4
P5	-2.2
P6	+0.7
P7	+0.5
P8	+2.6

Uit voorgaande tabel valt op dat de drie om het inspuitpunt gelegen opnemers onderdrukken aangeven (P3, P4 en P5). Bij het aanbrengen van de diverse opnemers is echter water in de buisgaten gegoten alvorens de buisgaten af te sluiten zodat het onwaarschijnlijk lijkt dat bij deze opnemers lokaal een onderdruk aanwezig was. Bij herijking van de meters na afloop van de proeven bleken geen van deze opnemers defect te zijn. Het is echter niet uit te sluiten dat tijdens de uitvoering van de proef de polariteit van de aansluitingen van deze opnemers is omgewisseld. Ook wanneer de wisseling van de polariteit in rekening wordt gebracht, bestaan er onderling grote verschillen tussen

de uitlezingen van opnemers P1 t/m P5. Toch zijn alle opnemers op dezelfde diepte in het pakket gestoken.

Opnemers P6 t/m P8 zijn niet op dezelfde wijze in het pakket aangebracht als de overige opnemers (zie hiervoor [Peters 1994], paragraaf 2.2.5 plaatsingsprocedure opnemers); het is daarom zeer de vraag of ze in goed contact staan met de aanwezige scheuren in de klei. Derhalve zullen de veranderingen in de uitlezingen van deze opnemers (P6 t/m P8) verder buiten beschouwing gelaten worden.

Bij bestudering van de tijdsverlopen van de drukmetingen tijdens de overige quasi-statische hydraulische fracture proeven valt op dat er nauwelijks veranderingen optreden in de uitlezingen van de opnemers rond het inspuitpunt (zie bijvoorbeeld bijlagen 7, 8, 10, 12). Alleen bij de proeven waarbij de druk op het inspuitpunt wordt opgevoerd tot bezwijken zijn veranderingen in de uitlezingen van de omliggende waterspanningsmeters waar te nemen (zie bijvoorbeeld bijlagen 9, 11, 14).

Verder valt op dat bij het gemiddeld tempo van de aangebrachte drukverhogingen vrij hoog ligt. Uit bijlage 8 zien we dit tempo ligt op circa 12 kPa in 20 seconden (=500 bemonsteringen) ofwel gemiddeld snelheid van 0.6 kPa/s. Gezien de verwachte grootte van de materiaalparameters is dit tempo aan de hoge kant (zie vergelijking (1.14)).

De quasi-statische proeven zijn afgewisseld met dynamische proeven. Deze dynamische proeven hebben wellicht invloed op de structuur in de klei en daarmee op de lokale waterspanning. Om inzicht hierin te krijgen is voor elke opnemer de gemiddelde uitlezing tijdens een quasi-statische proef bepaald; daarbij zijn de opnemers voor het inspuitpunt uitgezonderd (respectievelijk P1 en P2). Deze gemiddelde waarden zijn voor lokaties 1 en 2 opgenomen in respectievelijk tabel 8 en 9.

Uit de tabellen zien we dat door uitvoering van de proeven geen grote permanente veranderingen in de waterspanning optreden. Opvallend is dat voor locatie 1 bij wisseling van inspuitpunt bij opnemer P4 een plotselinge grote verandering in de gemiddelde uitlezing optreedt (van -0.2 (?) naar +1.1 kPa). Verder zien we dat voor locatie 2 de gemiddelde uitlezingen van opnemers P3, P4 en P5 systematisch geleidelijk toenemen.

In het meetverslag [Peters 1994b] zijn diverse figuren opgenomen waarin het debiet is uitgezet tegen de gemeten druk in het inspuitpunt. Een aantal van deze figuren is overgenomen als bijlagen 18 t/m 22. Uit de verandering van het debiet als functie van de druk kan de doorlatendheid worden bepaald. Door de verandering van het debiet als functie van de druk te benaderen door een lineaire functie kan een waarde voor de doorlatendheid worden berekend gebruikmakend van formule (1.17) voor die van een bolvormige bron.

Tabel 2.8: gemiddelde uitlezingen locatie 1

opnemer	ssp2	ssp3	ssp4	ssp5	ssp6	ssp7	ssp8	ssp9	ssp10
P1	-	-	-	-	-	-	+4.9	+4.7	+5.3
P2	+9.0	+8.9	+8.9	+8.8	+8.8	+8.9	-	-	-
P3	-3.4	-3.5	-3.6	-3.6	-3.5	-3.6	-3.5	-3.5	-3.6
P4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.2	+1.1	+1.1	+1.2
P5	-2.3	-2.4	-2.5	-2.5	-2.6	-2.6	-2.6	-2.6	-2.6

Tabel 2.9: gemiddelde uitlezingen locatie 2

opnemer	ssp20	ssp21	ssp22	ssp23	ssp24	ssp25	ssp26	ssp27	ssp28
P1	-	-	-	-	-	+3.3	+3.0	+3.0	+3.0
P2	+2.1	+2.1	+2.1	+2.0	+2.0	-	-	-	-
P3	-2.5	-2.7	-2.7	-2.8	-2.7	-2.4	-2.5	-2.4	-2.4
P4	-2.3	-2.3	-2.2	-2.2	-2.2	-2.3	-2.2	-2.0	-1.9
P5	-2.9	-2.9	-2.8	-2.7	-2.6	-2.5	-2.4	-2.3	-2.2

Voor de meeste quasi-statische proeven was de toename in het debiet als functie van de druk echter te laag of te erratisch om een (gemiddelde) waarde voor de doorlatendheid af te leiden. Voor die proeven waarvoor dit wel mogelijk was zijn de berekende waarden opgenomen in tabel 2.10.

Bij uitvoering van de hydraulische fracture tests werden quasi-statische proeven afgewisseld met dynamische proeven. Het blijkt dat de proeven waarvoor een doorlatendheid kan worden bepaald telkens de laatste van een serie met afwisselend quasi-statische en dynamische proeven te zijn. Blijkbaar heeft telkens alleen de laatste dynamische proef van een serie tot structuurverandering in de klei kunnen leiden. De amplituden tijdens deze dynamische proeven lagen in de orde van 30-40 kPa.

Uit tabel 2.10 zien we dat variaties tussen de bepaalde doorlatendheden aanzienlijk kunnen zijn, zelfs voor één en hetzelfde inspuitpunt (vergelijk sp24a en sp24b). Deze laatste variatie is wellicht terug te voeren op het feit dat door herhaald uitvoeren van een proef tot aan bezwijken de structuur van de klei irreversibel verandert.

Tabel 2.10: doorlatendheid op basis van hydraulische fracture proeven

proef	locatie/inspuitpunt	doorlatendheid (m/s)	bijlage	diepte (m)
ssp1	1, I	$\sim 4.7 \cdot 10^{-5}$	18	0.5
ssp7a	1, I1	niet te bepalen	19	0.5
ssp7b	1, I1	niet te bepalen	-	0.5
ssp10a	1, I2	$\sim 6.1 \cdot 10^{-6}$	20	0.5
ssp10b	1, I2	$\sim 5.5 \cdot 10^{-6}$	-	0.5
ssp24a	2, I1	$\sim 4.4 \cdot 10^{-5}$	21	0.25
ssp24b	2, I1	$\sim 2.0 \cdot 10^{-4}$	21	0.25
ssp28a	2, I2	$\sim 1.5 \cdot 10^{-5}$	22	0.25
ssp28b	2, I2	$\sim 6.2 \cdot 10^{-6}$	22	0.25

In tabel 2.11 zijn de bezwijkdrukken na het uitvoeren van een serie proeven voor een gegeven inspuitpunt aangegeven. In deze tabel zijn tevens de waarden vermeld zoals die zijn gevonden voor de kleipakketten die in de Deltagoot zijn gebruikt (Kruiningen en Perkpolder).

We zien dat de bezwijkdruk een grote variantie vertoont, zelfs voor een en dezelfde locatie (vergelijk ssp1 en ssp10b). Wel zijn de metingen in zoverre consistent dat de bezwijkdruk kleiner is wanneer het inspuitpunt minder diep is gelegen. De waarden ontleend aan de Deltagootmetingen zijn minder betrouwbaar omdat de druk niet direct in het inspuitpunt werd gemeten maar in de toevoerleiding naar het inspuitpunt toe.

Tabel 2.11: bezwijkdrukken

proef	diepte inspuitspunt (m)	bezuikdruk (kPa)
Kruiningen,1	0.5	19
Kruiningen,2	0.5	-
Perkpolder,1	0.5	15
Perkpolder,2	0.5	15
ssp1, locatie 1	0.5	26.6
ssp7b, locatie 1	0.5	35.1
ssp10b, locatie 1	0.5	40.4
ssp24b, locatie 2	0.25	7.4
ssp28b, locatie 2	0.25	13.5

3.3 Dynamische proeven

Net als bij quasi-statische proeven zijn ook voor iedere dynamische proef plotjes gemaakt van de tijdsverlopen van de uitlezingen van de opnemers. Ter illustratie zijn voor een aantal proeven dergelijke plotjes opgenomen als bijlagen 23 t/m 33. De horizontale as in ieder van deze figuren stelt het bemonsteringsnummer voor. De bemonsteringsfrequentie tijdens de dynamische proeven was 50 Hz zodat de tijd tussen 2 bemonsteringen 0.02 s bedraagt. Evenals bij de figuren van de statische proeven zijn de uitlezingen van de drukopnemers wederom weergegeven in absolute druk (in kPa) terwijl de uitlezing van het debiet (P10) uitgedrukt is in Volts.

Wat direct opvalt aan bijlagen 23 t/m 33 is dat de demping zeer veel sterker is dan op basis van een benadering met de consolidatievergelijking voor een bolvormige bron verwacht mocht worden. Alleen bij de grootste klappen valt enige respons in de omliggende opnemers waar te nemen (zie bijvoorbeeld bijlagen 28 en 33). Een dergelijk sterke demping kan alleen verkregen worden wanneer de parameters sterk afwijken van de in de voorbeeldsommen gebruikte waarden (zie paragraaf 1.1). Dit is bijvoorbeeld mogelijk door een veel groter luchtgehalte, een zeer veel kleinere doorlatendheid en veel grotere elasticiteitsmodulus van het korrelskelet te kiezen (of een combinatie van deze factoren). Het gevolg hiervan is echter wel dat een bepaling van deze parameters aan de hand van een zeer gedempt signaal (praktisch) onmogelijk is geworden.

Een ander punt dat in de bijlagen 23 t/m 33 opvalt is dat bij het geven van golfklappen zelfs negatieve drukken in het inspuitspunt worden gemeten. Dit moet worden geweten aan de constructie

waarin het inspuitput middels relatieve lange leidingen naar de driewegkraan is gekoppeld (zie meetverslag Peters); bij het wegnemen van de externe belasting en het beluchten van de driewegkraan zal door het snel wegstromen van de verzamelde hoeveelheid water in de leidingen momentaan een onderdruk ter plaatste van het inspuitpunt worden gezogen.

Hoewel de demping veel minder is dan verwacht kan men kijken in hoeverre de mate van demping verandert gedurende het verloop van een dynamische proef. Een dergelijke verandering is dan een aanwijzing voor het optreden van veranderingen in de structuur van de klei ten gevolge van het optreden van de klappen. Om hier enig inzicht in te krijgen zijn plotjes gemaakt van de respons van relevante drukopnemers over een korte tijdsinterval (circa 1 minuut) bij het begin en tegen het einde van een proef. Als voorbeeld zijn opgenomen bijlagen 34 t/m 38. Aan de hand van deze figuren zien in het ene geval geen afname van de demping (zie bijlage 34) terwijl in het andere geval de demping duidelijk minder is geworden (zie bijlage 38). In de andere getoonde voorbeelden (bijlagen 35 t/m 37) is verandering van de demping minder duidelijk.

Opmerkelijk is ook dat demping niet gelijk is voor opnemers die even ver van het inspuitpunt zijn gelegen (zie bijlage 34 en vergelijk P2, P3, P4 en P5). Zelfs kan het voorkomen dat de demping voor een verder gelegen opnemer minder sterk is dan een dicht bij het inspuitpunt gelegen opnemer (zie bijlage 35 en vergelijk P1, P3, P4 en P5).

Om kwantitatief te bepalen of gedurende de dynamische proef veranderingen in demping optreden is voor elke proef de amplitude van het gemeten waterspanningssignaal bepaald aan het begin en het einde van de proef. Deze amplitude wordt gedefinieerd als de variantie van het gemeten signaal gedurende een tijdsduur van 60 seconden. Vervolgens wordt er een dempingsfactor berekend uit de verhouding van de amplitude van het signaal terplaatse van het inspuitpunt en de amplitude van een opnemer op een afstand. In tabellen 2.12 t/m 2.15 is deze dempingsfactor weergegeven voor de verschillende dynamische proeven aan het begin en tegen het eind van een proef. Aan de hand hiervan zien we dat er afgezien van proef dp27 nauwelijks sprake kan zijn van verandering in demping.

Aan de hand van de resultaten bij de bepaling van de doorlatendheid quasi-statische proeven is opgemerkt dat waarschijnlijk alleen in de laatste dynamische proef uit een aangesloten serie veranderingen in de structuur optreden. Aan de hand van onze constatering met betrekking tot het constant blijven van de demping is het waarschijnlijk dat deze veranderingen lokaal (en buiten het bereik van een van de opnemers) hebben plaatsgevonden.

tabel 2.12: Dempingsfactoren dynamische proeven, locatie 1, inspuitspunt I1, 1e kolom eerste 60 seconden, 2e kolom laatste 60 seconden.

proef	opnemer-combinatie	begin	einde
dp2	p1-p2	$2.2 \cdot 10^{-2}$	$2.2 \cdot 10^{-2}$
	p1-p3	$1.1 \cdot 10^{-2}$	$1.1 \cdot 10^{-2}$
	p1-p4	$3.2 \cdot 10^{-2}$	$3.0 \cdot 10^{-2}$
	p1-p5	$3.1 \cdot 10^{-3}$	$3.5 \cdot 10^{-3}$
dp3	p1-p2	$9.5 \cdot 10^{-3}$	$8.9 \cdot 10^{-3}$
	p1-p3	$3.4 \cdot 10^{-3}$	$3.4 \cdot 10^{-3}$
	p1-p4	$1.1 \cdot 10^{-2}$	$1.2 \cdot 10^{-2}$
	p1-p5	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
dp4	p1-p2	$1.4 \cdot 10^{-2}$	$1.5 \cdot 10^{-2}$
	p1-p3	$7.1 \cdot 10^{-3}$	$7.1 \cdot 10^{-3}$
	p1-p4	$2.2 \cdot 10^{-2}$	$2.8 \cdot 10^{-2}$
	p1-p5	$2.0 \cdot 10^{-3}$	$2.9 \cdot 10^{-3}$
dp5	p1-p2	$5.5 \cdot 10^{-3}$	$6.6 \cdot 10^{-3}$
	p1-p3	$2.2 \cdot 10^{-3}$	$2.3 \cdot 10^{-3}$
	p1-p4	$6.6 \cdot 10^{-3}$	$7.4 \cdot 10^{-3}$
	p1-p5	$8.0 \cdot 10^{-4}$	$7.9 \cdot 10^{-4}$
dp6	p1-p2	$4.2 \cdot 10^{-3}$	$3.9 \cdot 10^{-3}$
	p1-p3	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$
	p1-p4	$3.2 \cdot 10^{-3}$	$3.6 \cdot 10^{-3}$
	p1-p5	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.4 \cdot 10^{-3}$

tabel 2.13: Dampingsfactoren dynamische proeven, locatie 1, inspuitspunt I2, 1e kolom eerste 60 seconden, 2e kolom laatste 60 seconden.

proef	opnemer-combinatie	begin	einde
dp7	p2-p1	$9.5 \cdot 10^{-4}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
	p2-p3	$2.2 \cdot 10^{-3}$	$2.7 \cdot 10^{-3}$
	p2-p4	$5.1 \cdot 10^{-3}$	$5.1 \cdot 10^{-3}$
	p2-p5	$6.8 \cdot 10^{-4}$	$6.4 \cdot 10^{-4}$
dp8	p2-p1	$4.2 \cdot 10^{-3}$	$3.9 \cdot 10^{-3}$
	p2-p3	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$
	p2-p4	$3.2 \cdot 10^{-3}$	$3.6 \cdot 10^{-3}$
	p2-p5	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.4 \cdot 10^{-3}$

tabel 2.14: Dempingsfactoren dynamische proeven, locatie 2, inspuitspunt I1, 1e kolom eerste 60 seconden, 2e kolom laatste 60 seconden.

proef	opnemer-combinatie	begin	einde
dp21	p1-p3	$2.4 \cdot 10^{-2}$	$2.5 \cdot 10^{-2}$
dp22	p1-p3	$1.4 \cdot 10^{-2}$	$1.4 \cdot 10^{-2}$

tabel 2.15: Dempingsfactoren dynamische proeven, locatie 2, inspuitspunt I2, 1e kolom eerste 60 seconden, 2e kolom laatste 60 seconden.

proef	opnemer-combinatie	begin	einde
dp25	p2-p4	$9.3 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-2}$
	p2-p5	$8.4 \cdot 10^{-3}$	$9.5 \cdot 10^{-3}$
dp26	p2-p4	$1.2 \cdot 10^{-2}$	$8.5 \cdot 10^{-3}$
	p2-p5	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$9.4 \cdot 10^{-4}$
dp27	p2-p4	$6.9 \cdot 10^{-3}$	$1.5 \cdot 10^{-2}$
	p2-p5	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$2.3 \cdot 10^{-3}$

4 Vergelijking experiment en theorie

Op basis van de formules voor een stationaire bron verwacht men, dat wanneer het inspuitpunt op een overdruk wordt gebracht, deze in de opnemers rondom het inspuitpunt merkbaar zal zijn.

Voor locatie 1:

$$r_b \sim 0.045 \text{ m}$$

$$D \sim 0.90 \text{ m}$$

$$l \sim 0.50 \text{ m}, \theta = 90^\circ$$

$$\text{uit (1.16) volgt } \phi(r = 0.50 \text{ m}) \approx 0.09 \phi(r = 0.045 \text{ m})$$

Voor locatie 2:

$$r_b \sim 0.045 \text{ m}$$

$$D \sim 0.90 \text{ m}$$

$$l \sim 0.25 \text{ m}, \theta = 90^\circ$$

$$\text{uit (1.16) volgt } \phi(r = 0.25 \text{ m}) \approx 0.12 \phi(r = 0.045 \text{ m})$$

In de praktijk zien we bij het aanbrengen van een stationaire drukverhoging op het inspuitpunt, geen of nauwelijks drukveranderingen optreden in de uitlezing van de opnemers rond het inspuitpunt ten opzichte van de waarde voordat deze stationaire druk werd aangebracht. Ook wanneer doorgedaan wordt tot bezwijken zijn er nauwelijks veranderingen in de opnemers rond het inspuitpunt waar te nemen. Dit duidt erop dat er geen of nauwelijks toestroming kan plaatsvinden van het inspuitpunt naar deze opnemers. Het kan zijn dat in de klei een structuur met minder doorgaande verbindingen bestaat dan verwacht was of dat de connecties van de opnemers naar de klei (inclusief het centrale inspuitpunt) onvoldoende waren. Aanwijzing voor dat laatste is dat bij de meeste quasi-statische proeven het debiet niet of nauwelijks was te meten. Alleen wanneer doorgedaan wordt tot bezwijken blijkt het debiet duidelijk als functie van oplopende druk toe te nemen.

Bij de dynamische proeven waren gedempte signalen in de omliggende opnemers nauwelijks waarneembaar. Slechts in een aantal gevallen was een signaal in omliggende meters te zien (zie bijlagen). Aan de hand van 1 specifiek geval (proef dp27) zullen we kijken welke set van parameters deze demping kan veroorzaken.

Voor de combinatie p2-p5 geldt:

$$p2-p5: \quad \text{demping} \sim 1 \cdot 10^{-3}$$

$$r \sim 0.25 \text{ m}$$

$$r_b \sim 0.045 \text{ m}$$

Voor de berekening van de demping wordt uitgegaan van (1.11). In deze formule wordt het gedrag van de tweede term in de vergelijking bepaald door de exponentiele term met de lek lengte L_{es} .

Deze term kan bij de berekening van een demping van $1 \cdot 10^{-3}$ voor een harmonisch signaal

verwaarloosd worden indien:

$$L_{es} < 0.15 \text{ m} \quad (1.24)$$

In dat geval wordt de demping bepaald door de eerste term uit (1.11). Er geldt dan:

$$\frac{\beta n}{\alpha} \approx 1800 \quad (1.25)$$

Bij een scheurenporositeit in de orde van $n=0.03$ betekent dit:

$$\frac{\beta}{\alpha} \approx 6 \cdot 10^4 \quad (1.26)$$

M.a.w. de samendrukbaarheid van het water is 4 tot 5 orden groter dan de samendrukbaarheid van het korrelskelet. Op basis van eerdere proeven werd verwacht:

$$\frac{\beta}{\alpha} \approx 45 \quad (E = 7.5 \text{ MPa}, \nu = 0.47 \text{ en } s = 10\% \text{ lucht}) \quad (1.27)$$

Een veel grotere β/α -verhouding kan worden verkregen door een zeer stijf korrelskelet aan te nemen of uit te gaan van een dwarscontractiecoëfficiënt die zeer dicht bij $\nu=0.5$ ligt.

Uit (1.24) volgt voor de doorlatendheid:

$$k \text{ [m/s]} < 8 \cdot 10^4 \text{ [mPa/s]} \alpha \text{ [1/Pa]} \quad (1.28)$$

Aan deze voorwaarde kan in nagenoeg alle gevallen voldaan worden zodat onze veronderstelling dat de tweede term in (1.11) verwaarloosd mag worden achteraf gerechtvaardigd was.

5 Opmerkingen en conclusies

Bij de uitvoering van de proeven traden een aantal knelpunten aan het licht:

- a) Het waterniveau in de bakken, die gebruikt werden bij de indringingsproeven, daalde niet of slechts zeer langzaam; het kan niet uitgesloten worden dat contact naar de dieper gelegen grondlagen was belemmerd doordat de (haar)scheurtjes versmeerd zijn bij het verwijderen van de steenzetting.
- b) Het was onduidelijk of de spleten en scheuren in de ondergrond voorafgaand aan het experiment gevuld waren met water. Bij locatie 1 is gepoogd dit te garanderen door voorafgaand aan het experiment een indringingsproef te doen; echter de opnemers, die gebruikt werden om het verzadingsproces te volgen, waren onvoldoende betrouwbaar daar zij in de klei zijn aangebracht zonder speciale maatregelen te treffen om contact met de scheuren in het kleipakket verzekeren.
- c) Nadeel van de toegepaste techniek om gaten te verbuizen is, dat niet kan worden gecontroleerd of het contact dat met de scheuren in de klei gemaakt is, een preferente richting heeft (bijvoorbeeld alleen contact met scheuren onder het inspuitspunt i.p.v. alzijdige connecties).
- d) Er zijn twijfels omtrent de absolute calibratie van de waterspanningsmeters.
- e) De snelheid waarmee de druk werd verhoogd in de quasi-statische proef is in sommige gevallen wellicht te hoog om op correcte wijze een statische benadering te kunnen toepassen.
- f) Ter plaatse van het inspuitspunt traden bij de dynamische proeven ongewenste onderdrukken op.

Op basis van deze ervaringen kunnen maatregelen getroffen om de uitvoering van de proef te verbeteren:

- ad a) Om de kans van slagen van een indringingsproef te verhogen dient men alvorens de bakken te vullen met water, eerst het bovenste laagje van het oppervlak met een spatel los te schrapen. Het met water vullen van de scheuren in de lagergelegen kleilaag kan wellicht ook gebeuren door op meerdere punten water in het talud te spuiten (ook via de gaten waarin nu slechts alleen opnemers water aangebracht).
- ad b) De opnemers die worden gebruikt om de indringing te volgen moeten op dezelfde wijze in de klei zijn aangebracht als de overige opnemers.
- ad c) In plaats van met een (ongecontroleerde) implosie in het boorgat verbindingen naar het kleipakket te creëren zouden beter contact met de scheuren in de klei gemaakt kunnen worden door de wanden van het boorgat voorzichtig met een spatel los te schrapen.
- ad d) on-line calibratie testen
- ad e) snelheid bij het aanleggen van de druk verlagen.
- ad f) de driewegkraan waarmee belast en ontlast kan worden, moet dichter op het inspuitspunt worden aangesloten; het gebruik van lange toevoer- en afvoerleidingen moet zoveel mogelijk vermeden worden.

Na bestudering van de gegevens uit de quasi-statistische proef komen we tot de volgende constatering:

- De drukopnemers op enige afstand van het inspuitpunt vertonen geen of nauwelijks respons op drukveranderingen in het centrale inspuitpunt.
- De bezwijkdrukken verschillen onderling sterk in waarde afhankelijk van de locatie.
- Alleen nadat eerst is doorgedaan tot bezwijken kan een doorlatendheid worden bepaald. In de nagenoeg alle andere gevallen was het debiet te laag om een betrouwbare doorlatendheid te bepalen.

Ten aanzien van de dynamische proeven kan het volgende worden opgemerkt:

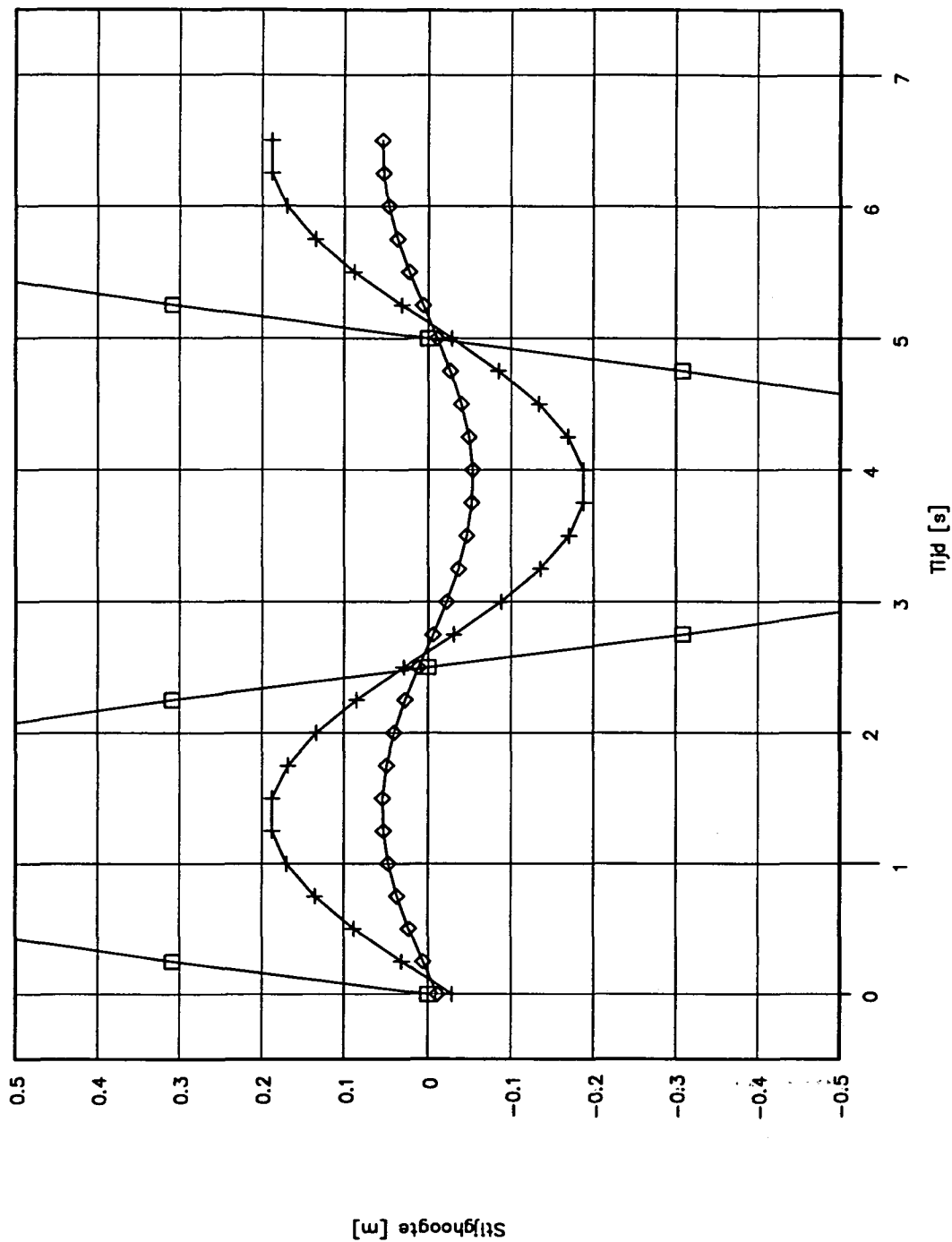
- De demping van het signaal op enige afstand van het inspuitpunt was aanmerkelijk veel groter dan verwacht werd op basis van een eenvoudig model; bepaling van parameters voor de klei aan de hand van gemeten demping is niet eenduidig.
- Binnen één en dezelfde serie van periodieke golfbelastingen is geen duidelijke verandering in de demping van omliggende meters waar te nemen.
- Na afloop van elke dynamische proef valt weinig verandering te bespeuren in de doorlatendheid. Alleen na de laatste dynamische proef blijken er veranderingen in de doorlatendheid op te treden. In dat geval zijn er tijdens de voorafgaande dynamische proef drukstoten toegepast met amplitudes in de orde van de bezwijkdrukken, die zijn gemeten bij de quasi-statistische proeven (30-40 kPa).


Samenvattend moet worden opgemerkt dat met de hydraulische fracture proef in de huidige versie geen degradatie van klei-eigenschappen onder invloed van voortdurende periodieke golfbelasting kon worden aangetoond. Ook was de dynamische proef in de huidige versie niet geschikt om op basis van demping en fase draaiing, bulkparameters te bepalen, die in programma's zoals PLUTO worden gebruikt. Wellicht kan door het nemen van de voorgestelde maatregelen betere resultaten met de proef worden geboekt. Gelet op de moeilijkheden bij de praktische uitvoering in de huidige versie zal het echter niet triviaal zijn om een uitgebreide hydraulische fracture proef (d.w.z. centraal inspuitpunt met meerdere omliggende meetpunten) te ontwikkelen tot een standaard in-situ proef bij de bepaling van reststerkte van een klei-laag.

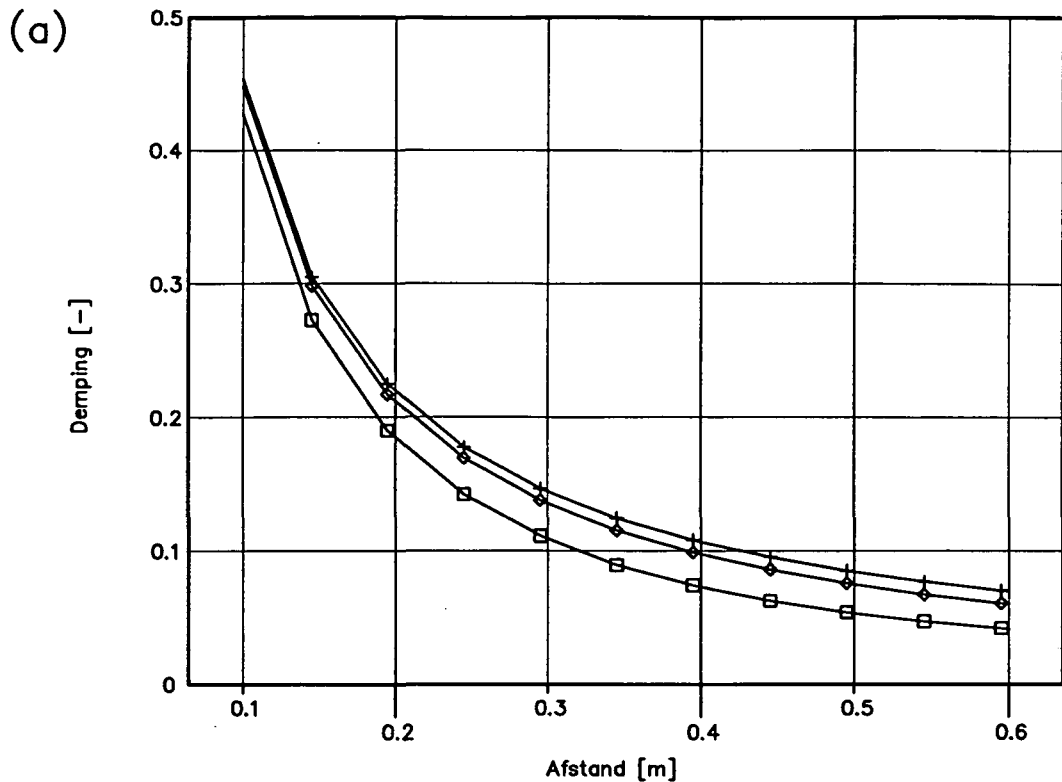
Het is echter goed voorstelbaar dat een hydraulische fracture proef in een uitgekledede vorm (d.w.z. slechts één inspuitpunt) wordt gebruikt als standaard in-situ proef. De bezwijkdruk is een maat voor de sterkte van de klei; deze grootte moet dan worden vertaald in een parameter zoals de cohesie, die wordt gebruikt in een programma als PLUTO. Door gebruiken te maken van een dergelijke relatie (zie bijvoorbeeld [Vesic, 1972]) is de hydraulische fracture bezwijktest geschikt als een eenvoudig en snel uit te voeren in-situ proef. Verder moet er onderzocht worden in hoeverre de grootte van de bezwijkdruk gevoelig is voor de mate van structuring en in hoe groot lokale variaties in deze bezwijkdruk kunnen bedragen.

6 Literatuur

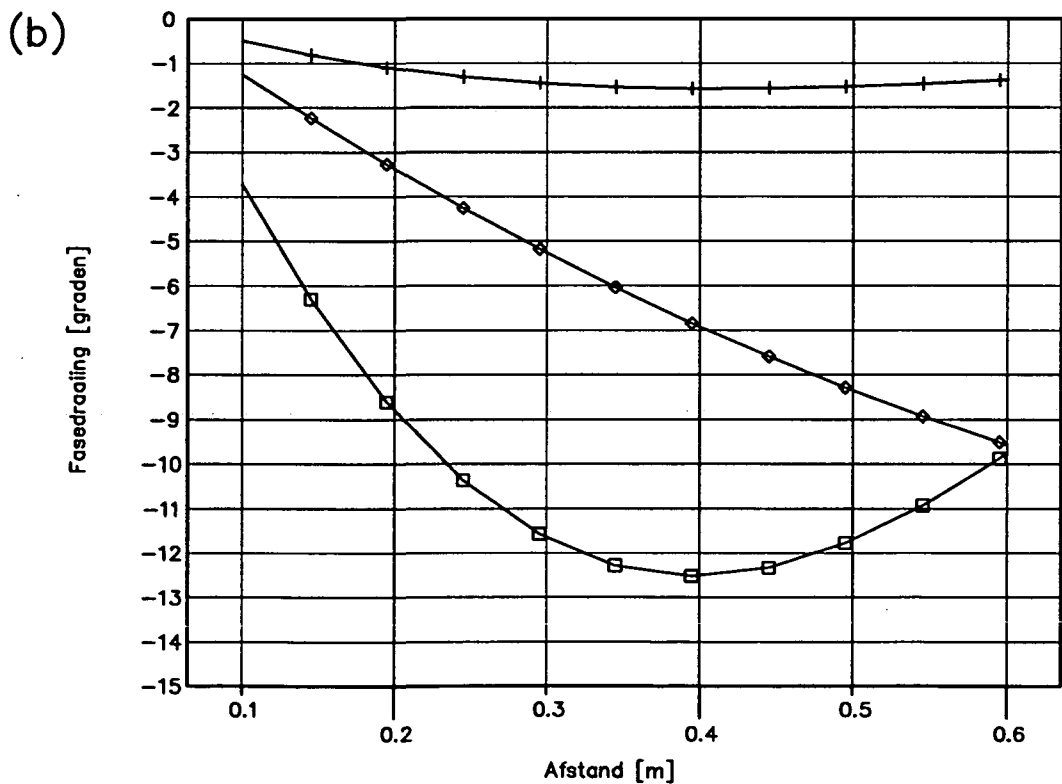
- [Peters, 1994] A.J.M. Peters, november 1994, factual report hydraulic fracture testen, GD-rapport CO-346060/29.
- [Vesic, 1972] A.S. Vesic en F. Asce, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. of the Am. Soc. of Civ. Eng., SM3 (1972) 8790.



 GRONDMECHANICA DELFT Postbus 69, 2600 AB Delft		Filenaam: BIJL-G1 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd:	
		datum 1995-01-03	get. Koo
MODELLEREN RESTSTERKTE WATERSpanNING T.G.V. HARMONISCHE BELASTING		CO- 346060	gez.
		BIJL. 1	form. A4
Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21			



□ s=10%, k=5e-5 m/s + s=1%, k=5e-5 m/s ◇ s=10%, k=5e-4 m/s



□ s=10%, k=5e-5 m/s + s=1%, k=5e-5 m/s ◇ s=10%, k=5e-4 m/s

Bestandnaam: BIJL-G2 .dwg
 Afdeling: 600
 Gewijzigd:



Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
 Telefax (015) 61 08 21

datum
1995-01-03

get.
Koo

MODELLEREN RESTSTERKTE

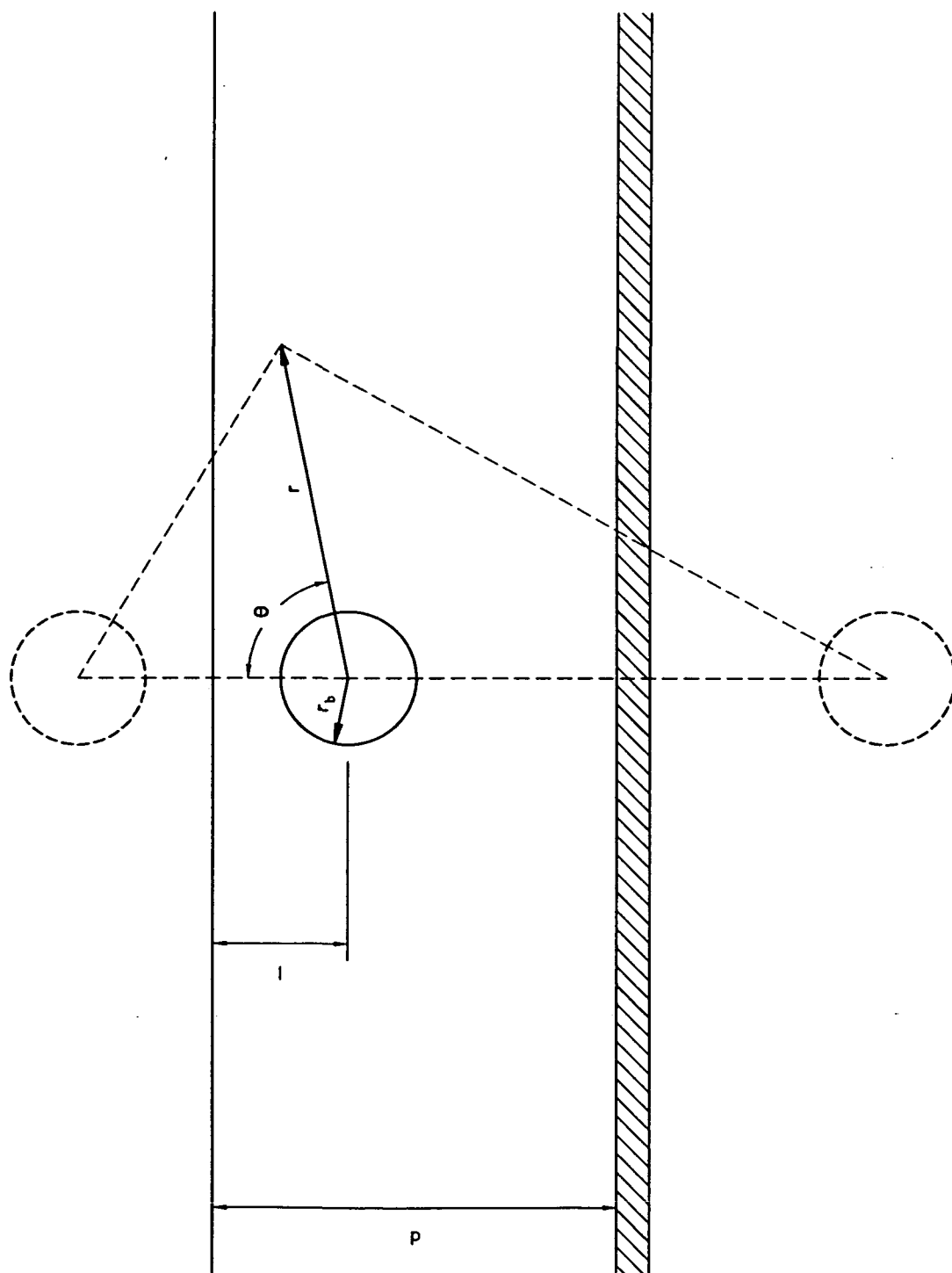
CO- 346060


gez.

DEMPING (a) EN FASE DRAAIING (b)

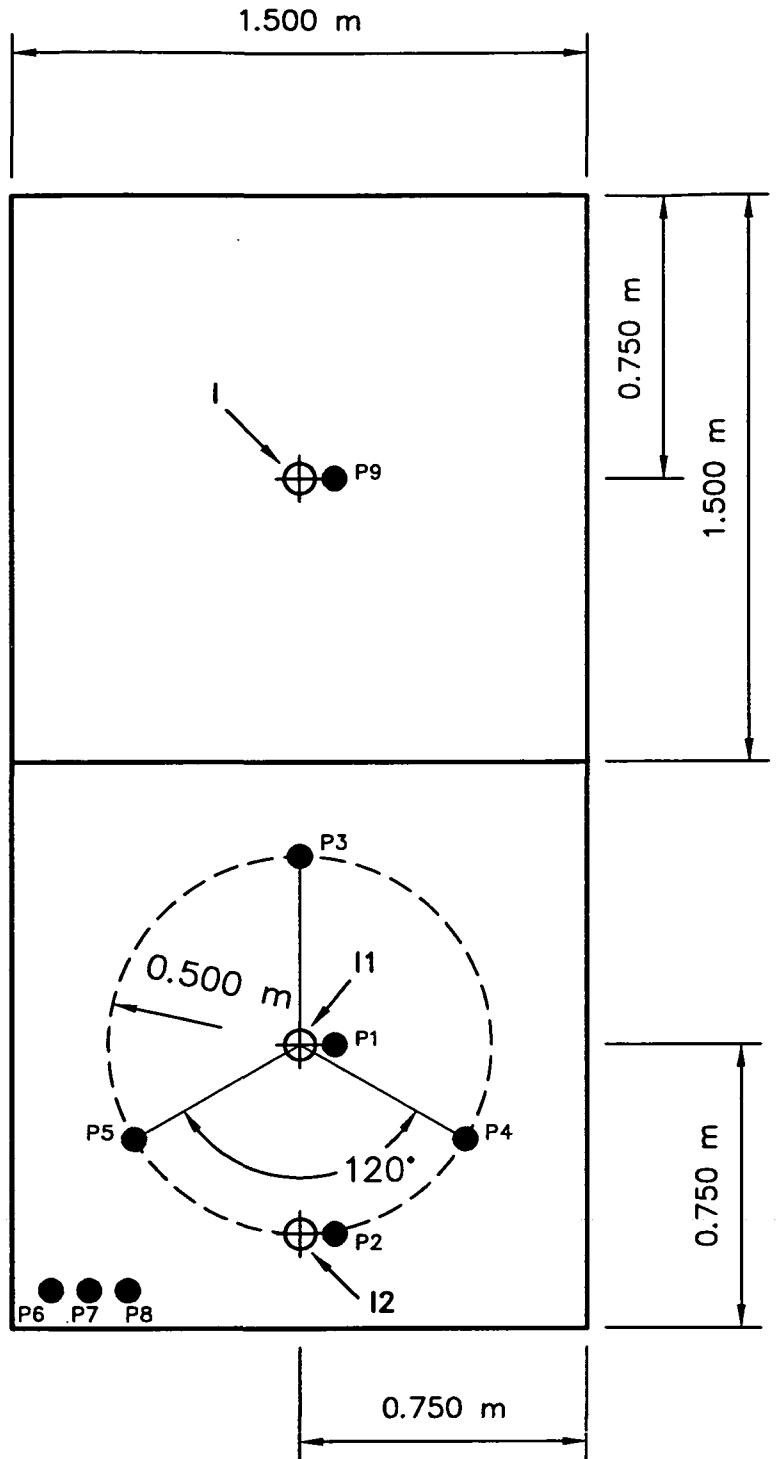
BIJL. 2

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT		Postbus 69, 2600 AB Delft		Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21		Filenaam: BIJL-G3 .dwg Afdeling: 600 Gewijzigd:	
		datum 1995-01-03		get. Koo			
MODELLEREN RESTSTERKTE SUB.TITEL: POTENTIAAL VERDELING T.G.V. BOLVORMIGE BRON				CO-346060		gez.	
				BIJL. 3		form. A4	

opnemer	diepte in m-mv.	bereik in kPa
P1	0.5	50
P2	0.5	50
P3	0.5	50
P4	0.5	50
P5	0.5	50
P6	0	10
P7	0.25	10
P8	0.5	10
P9	0.5	50



WATERZIJDE
↓



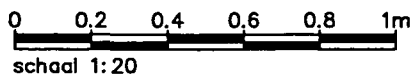
INSPUITPUNT



WATERSPANNINGSMETER



BODEMPROFIEL



Filenaam: BIJL-G4.dwg
Afdeling: 600
Gewijzigd: 1995-01-04



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1994-08-23
get.
ALBL

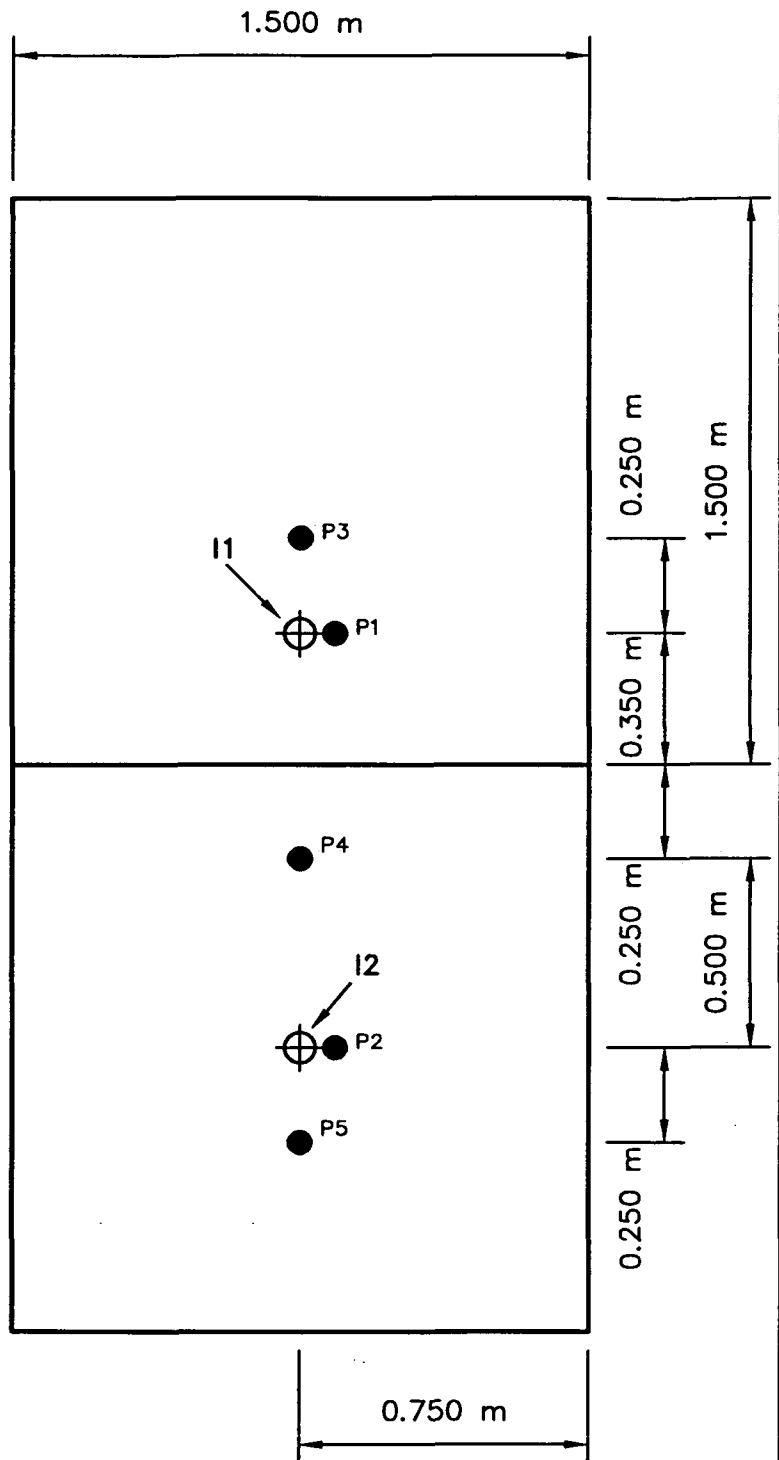
HYDRAULIC FRACTURE TESTEN
PROEVEN X,A EN B

CO-346060
gez.

INSTRUMENTATIE VAN LOCATIE 1

BIJL. 4
form.
A4

opnemer	diepte in m-mv.	bereik in kPa
P1	0.25	50
P2	0.25	50
P3	0.25	50
P4	0.25	50
P5	0.25	50



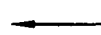
WATERZIJDE
↓



INSPUITPUNT



WATERSPANNINGSMETER



BODEMPROFIEL



schaal 1:20

Fiernaam: BIJL-G5.dwg

Afdeling: 600

Gewijzigd: 1995-01-04



GRONDMECHANICA
DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1994-11-01

get.

ALBL

HYDRAULIC FRACTURE TESTEN
PROEVEN C EN D

CO- 346060

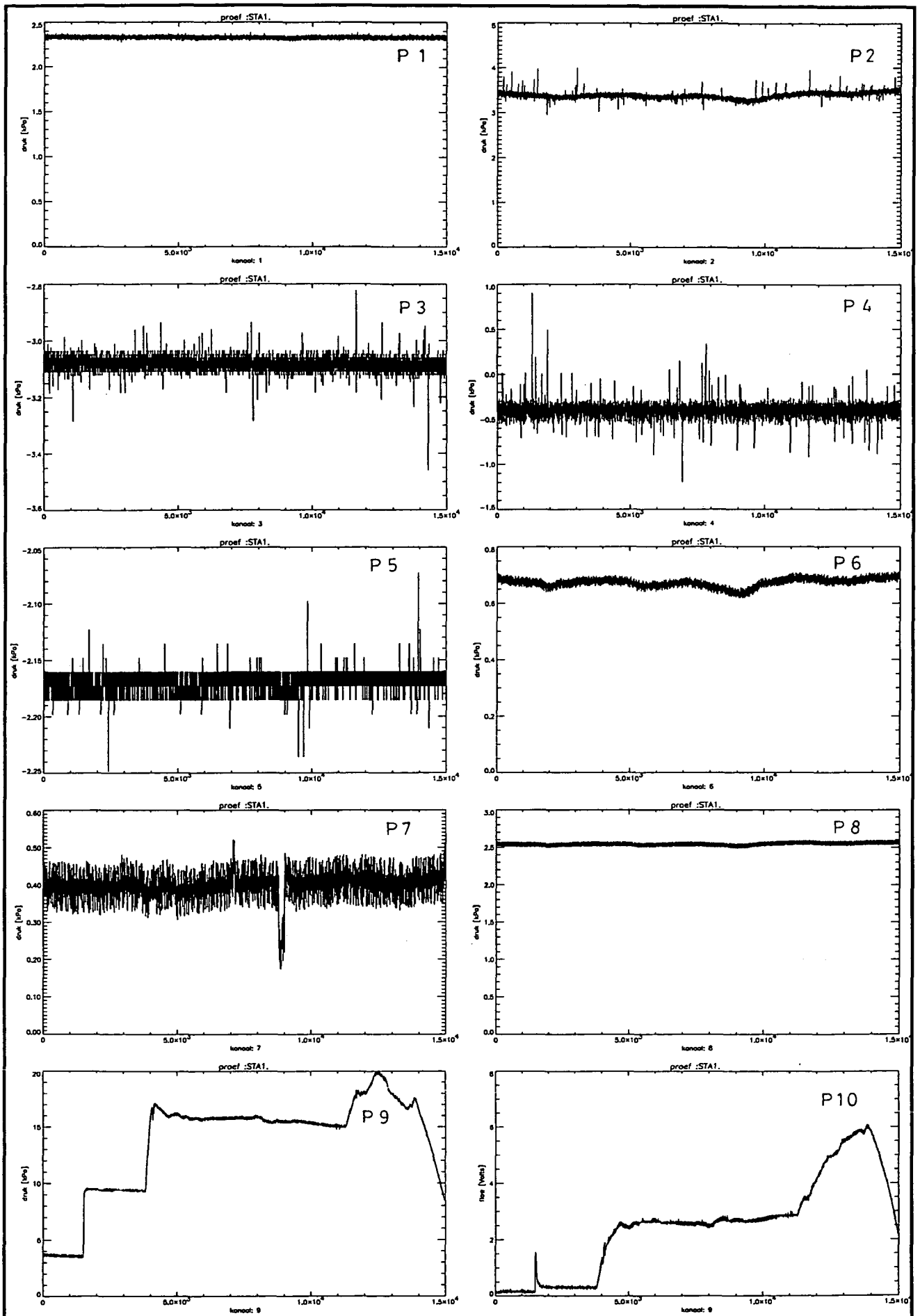
gez.


INSTRUMENTATIE VAN LOCATIE 2

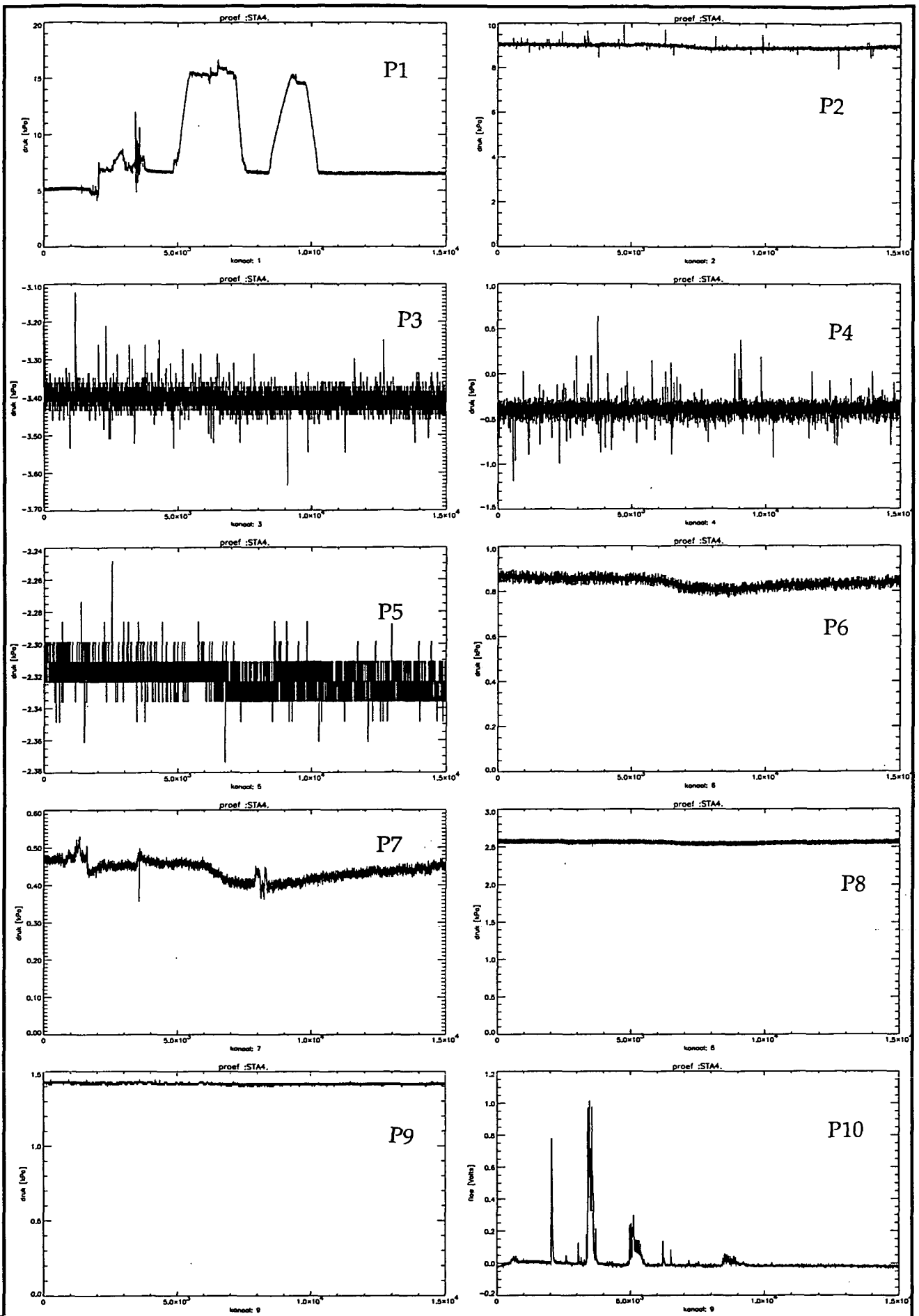
BIJL. 5


form.

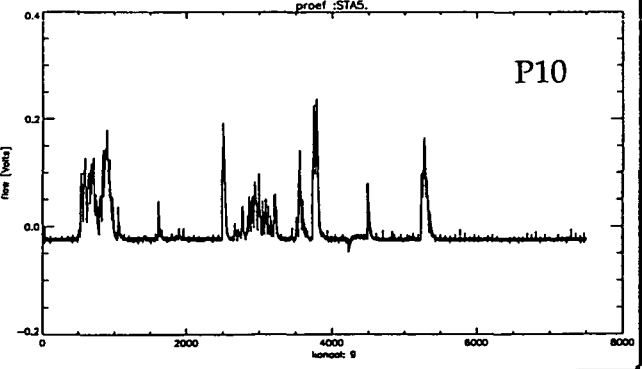
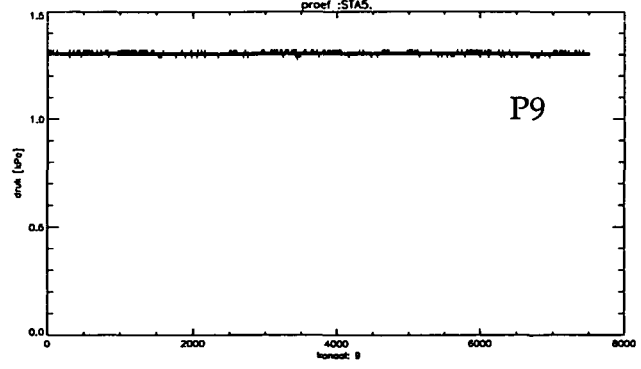
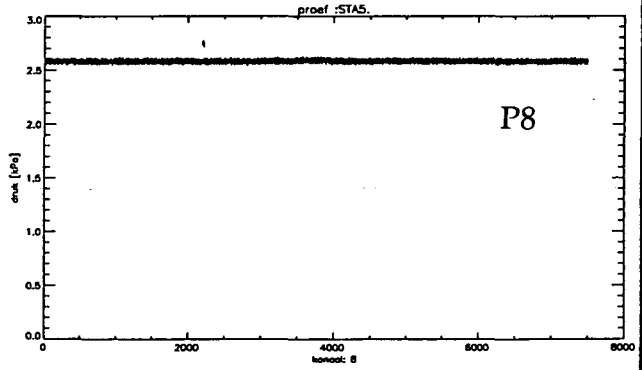
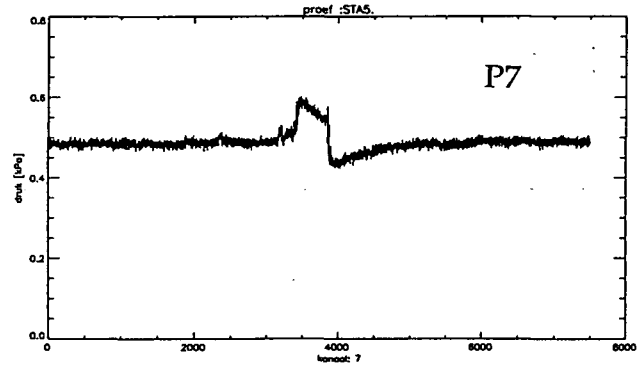
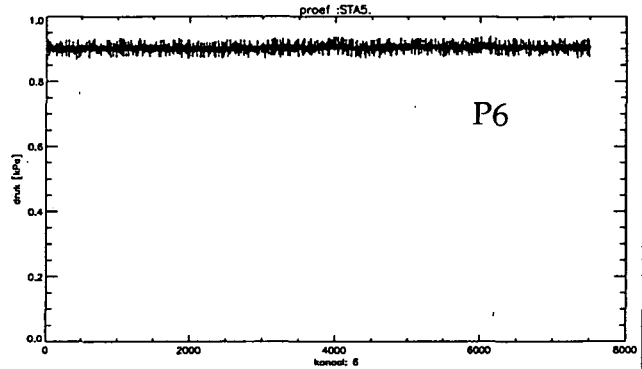
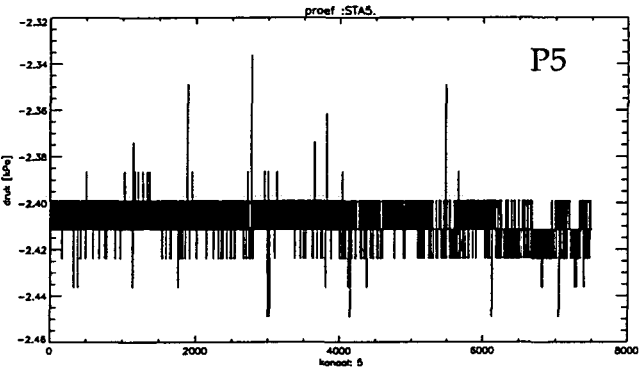
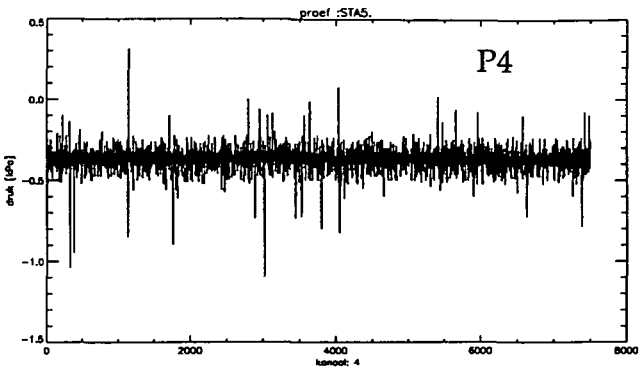
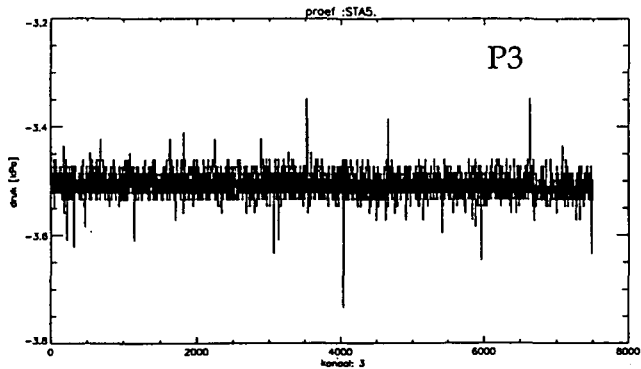
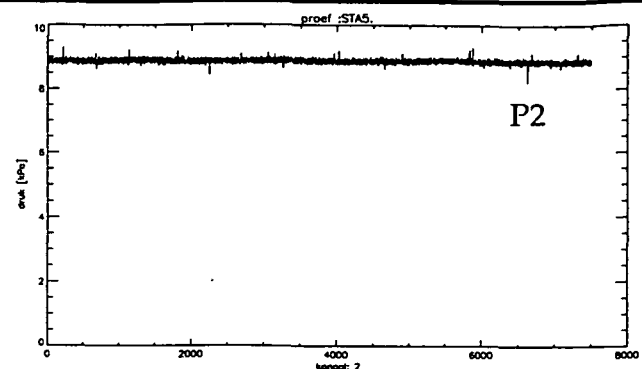
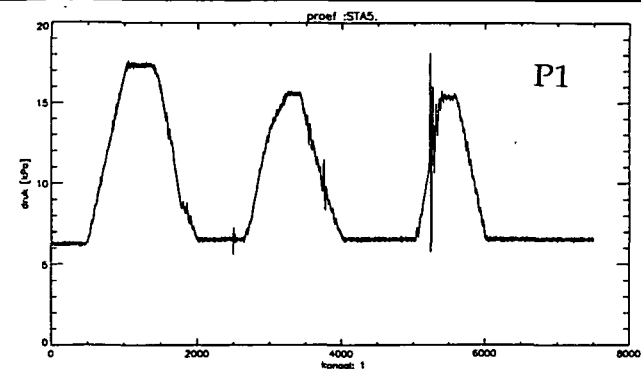
A4




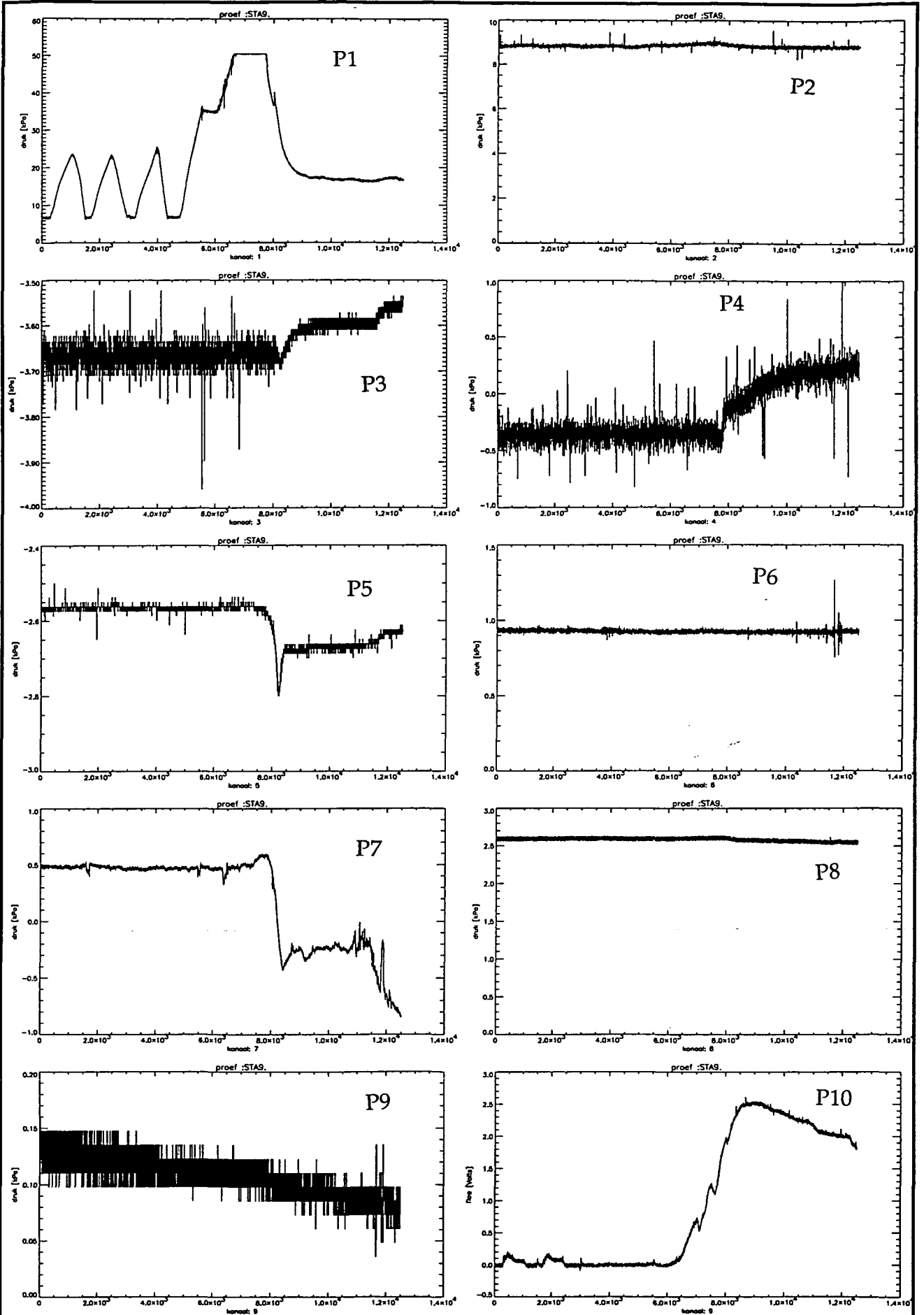
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP1 LOCATIE 1, INSPUITPUNT I			BIJL. 6	form.
			A4	
Analyse hydraulic fracture test				




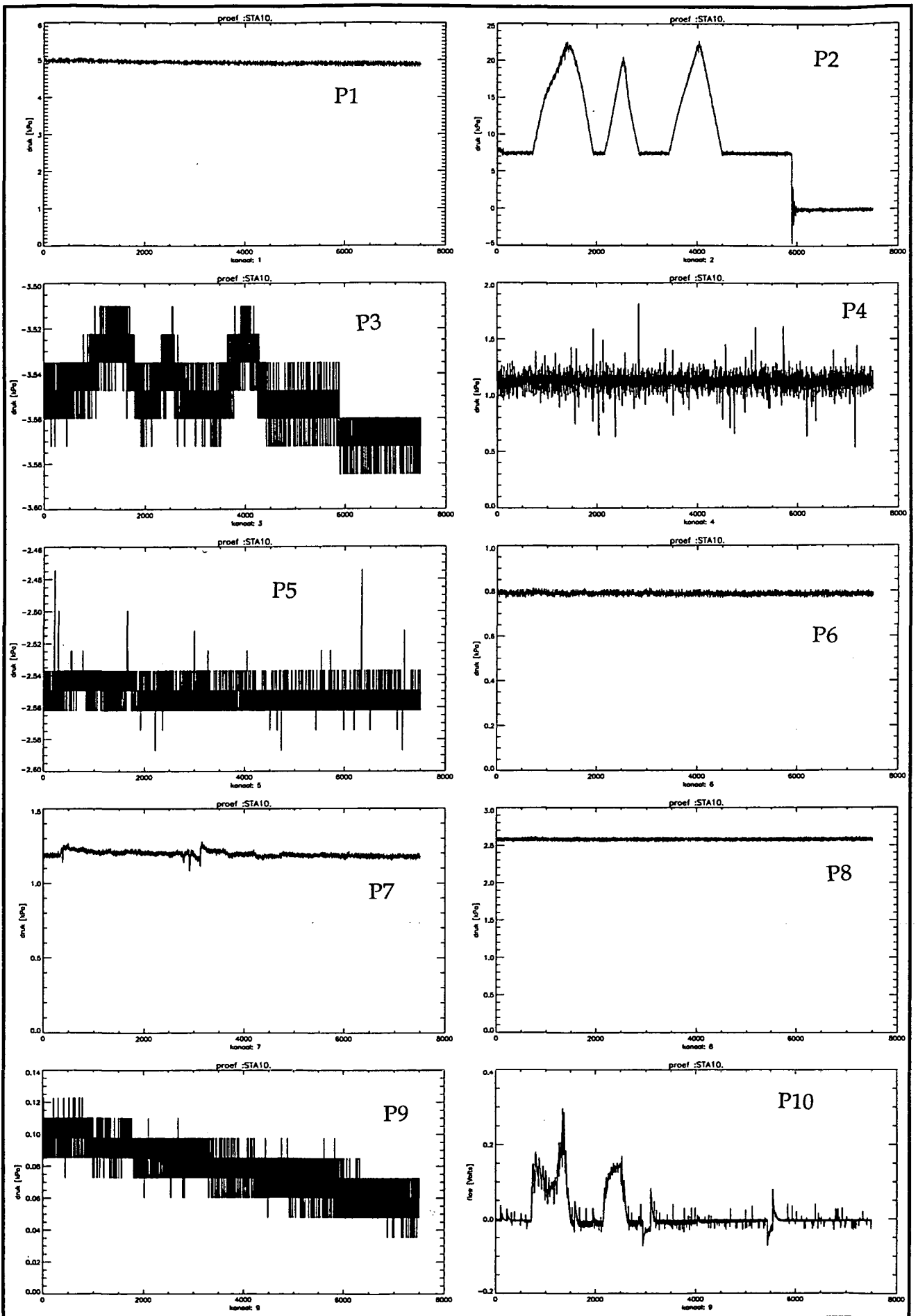
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
Uitlezingen gedurende proef: SSP2 LOCATIE 1, INSPUITPUNT I1			CO-346060	gez.
			BIJL. 7	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




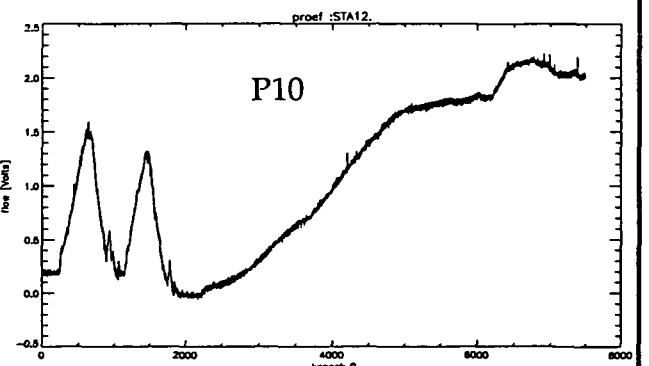
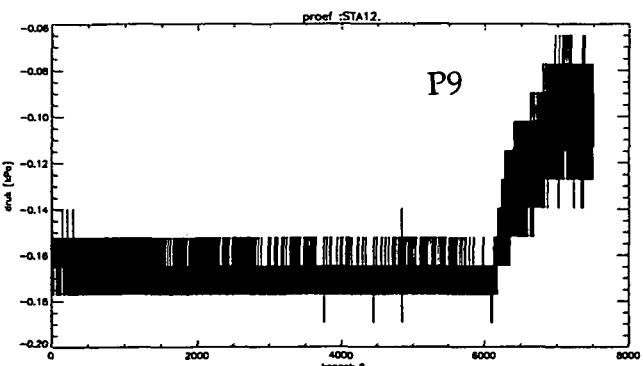
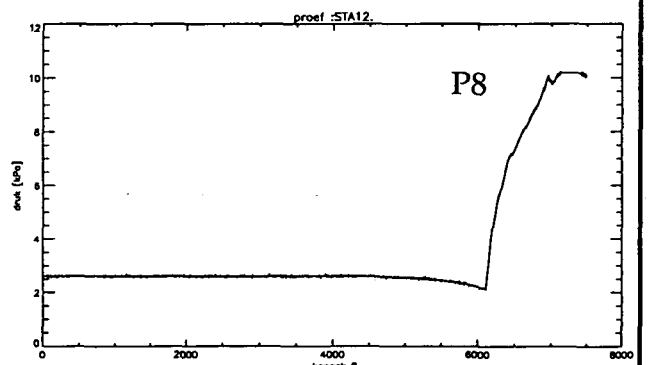
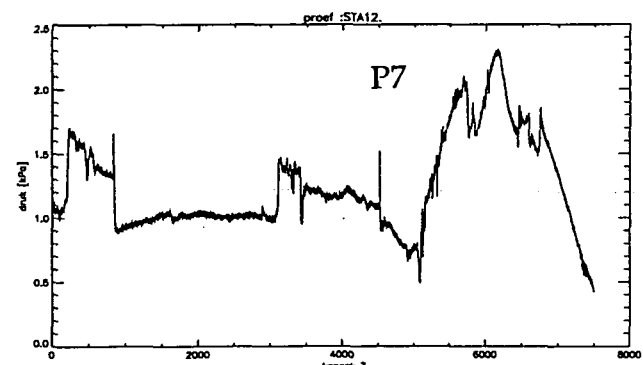
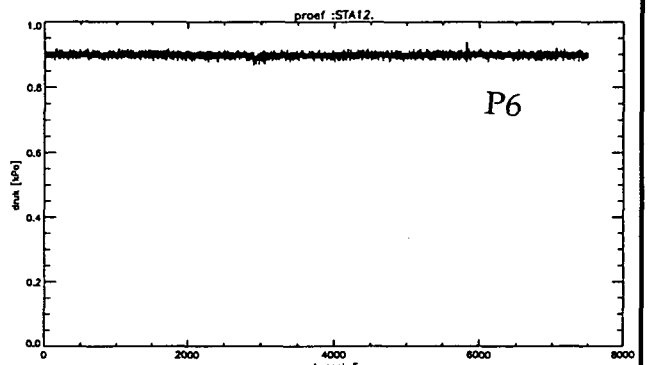
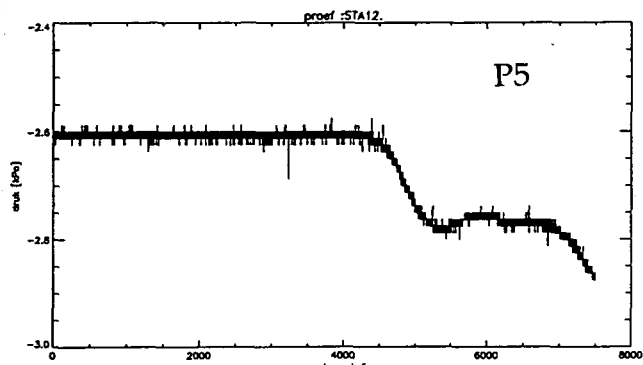
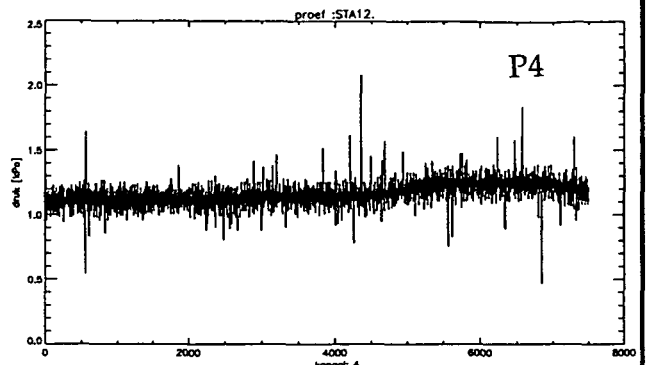
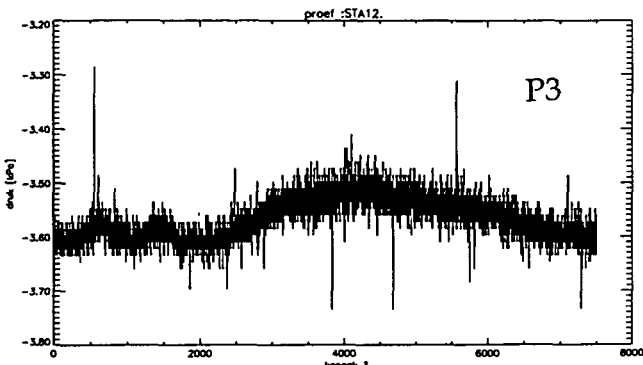
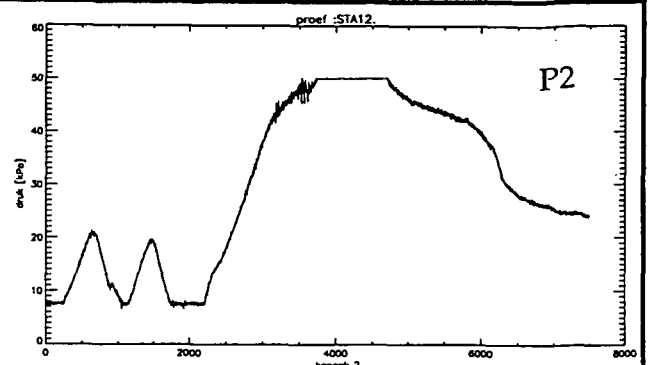
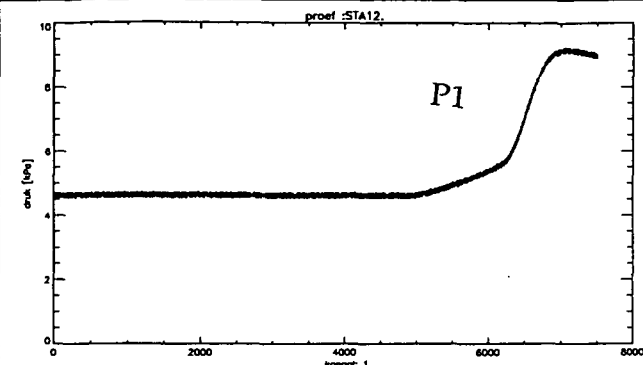
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	1995-01-31	get. hofm
			Uitlezingen gedurende proef: SSP3 LOCATIE 1, INSPUITPUNT I1	CO-346060	gez.
			Analyse hydraulic fracture test	BIJL. 8	form. A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP7a+b LOCATIE 1, INSPUITPUNT 11			BIJL. 9	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum 1995-01-31	get. hofm	
			Uitlezingen gedurende proef: SSP8 LOCATIE 1, INSPUITPUNT 12		gez. CO-346060
			Analyse hydraulic fracture test		form. BIJL. 10 A4



GRONDMECHANICA DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1995-01-31

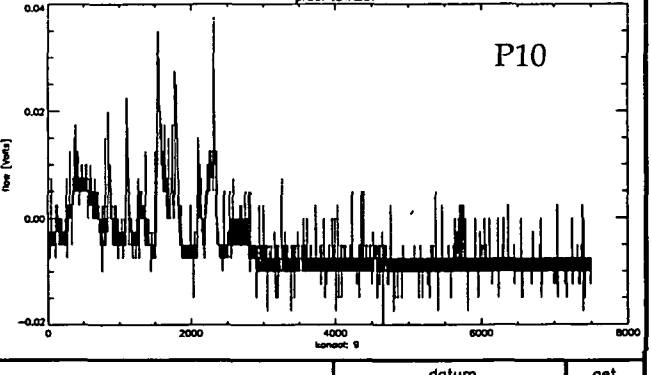
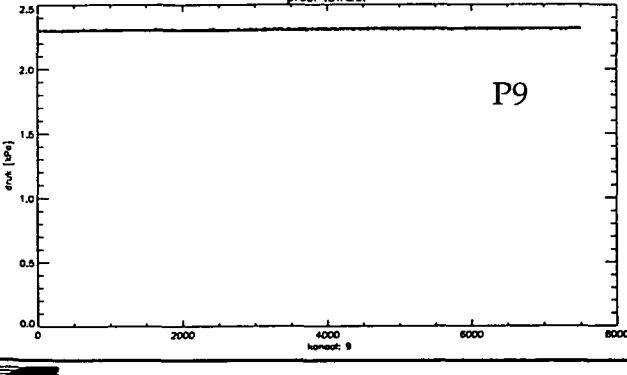
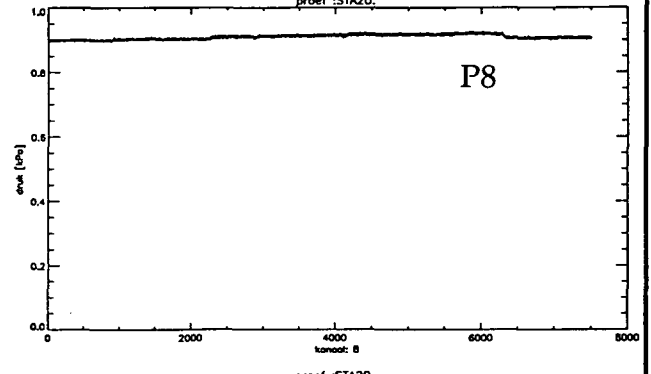
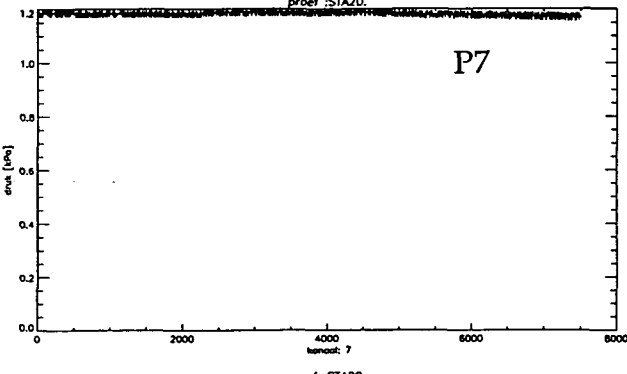
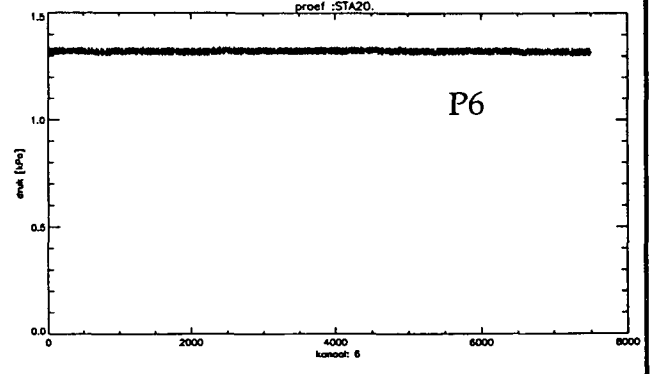
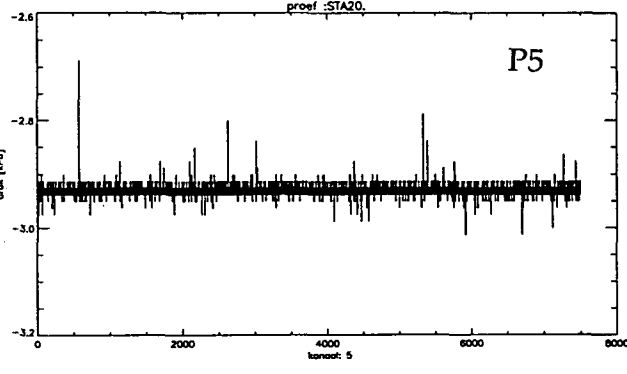
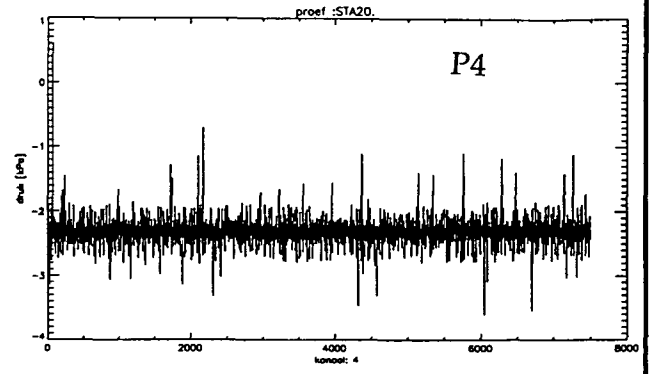
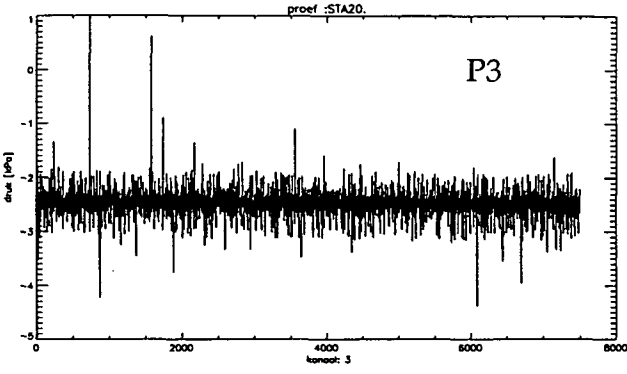
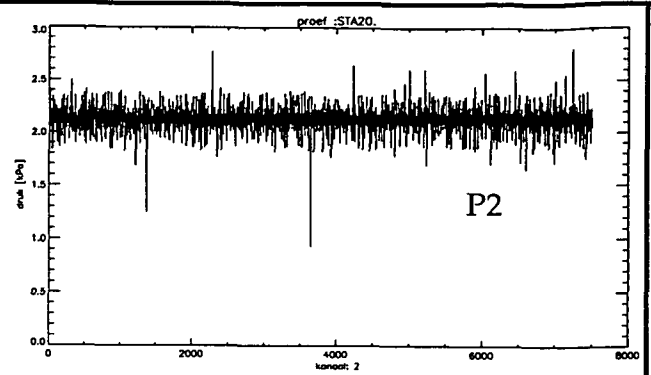
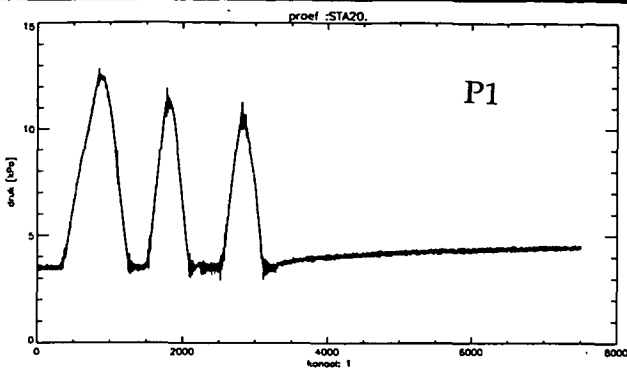
get.
hofm


Uitlezingen gedurende proef: SSP10a+b
LOCATIE 1, INSPUITPUNT 2

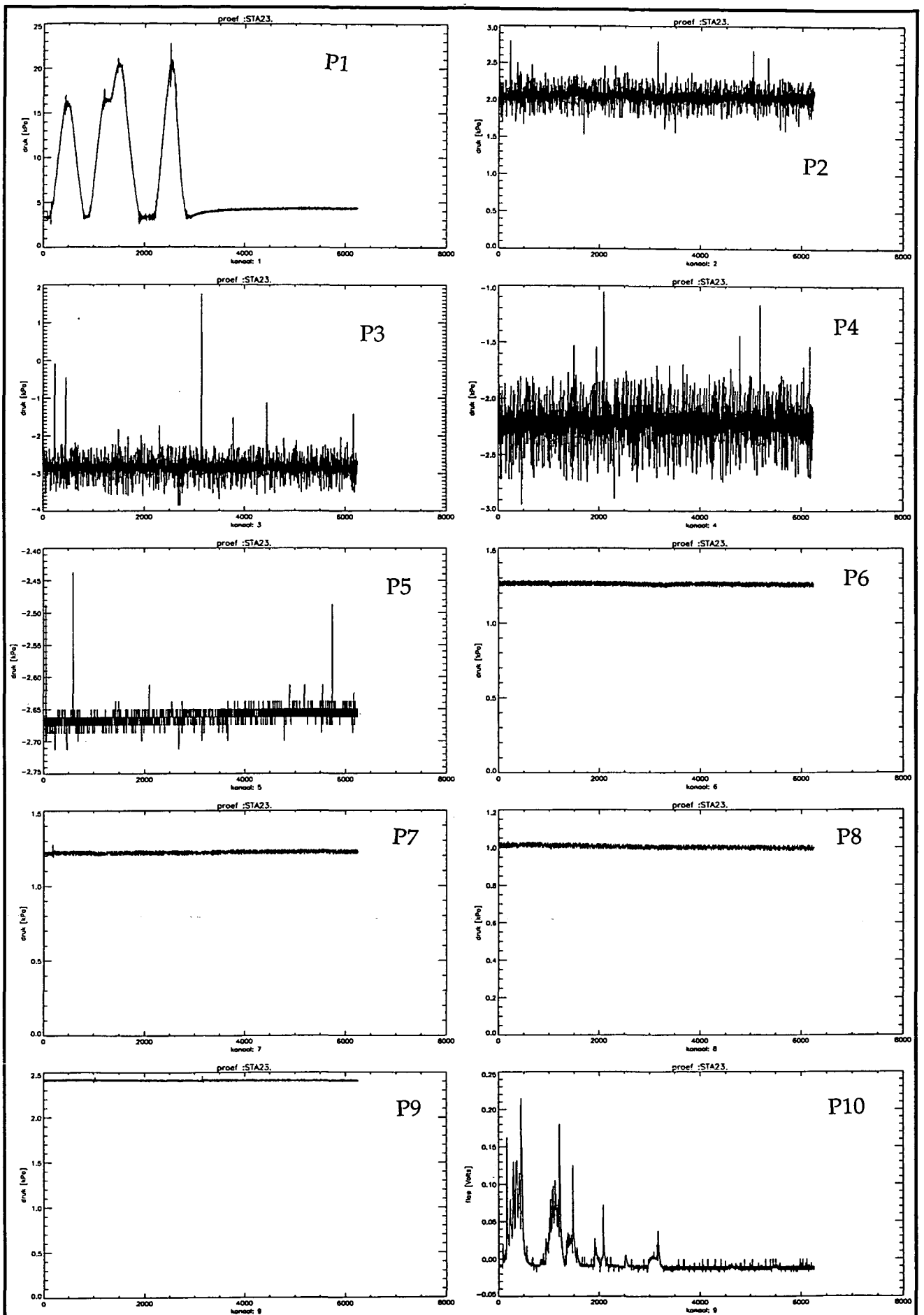
gez.
CO-346060


Analyse hydraulic fracture test

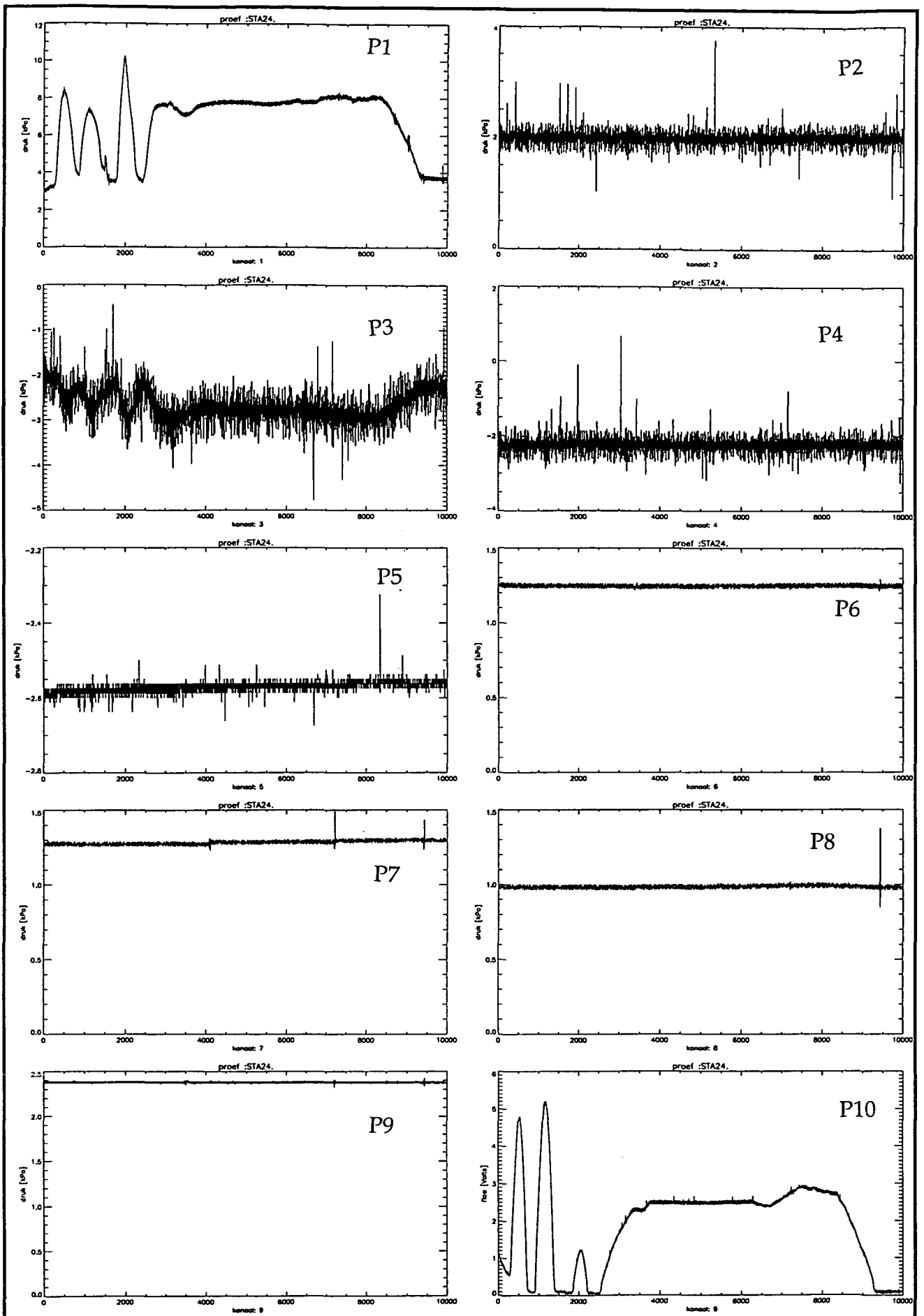
form.
BIJL. 11 A4




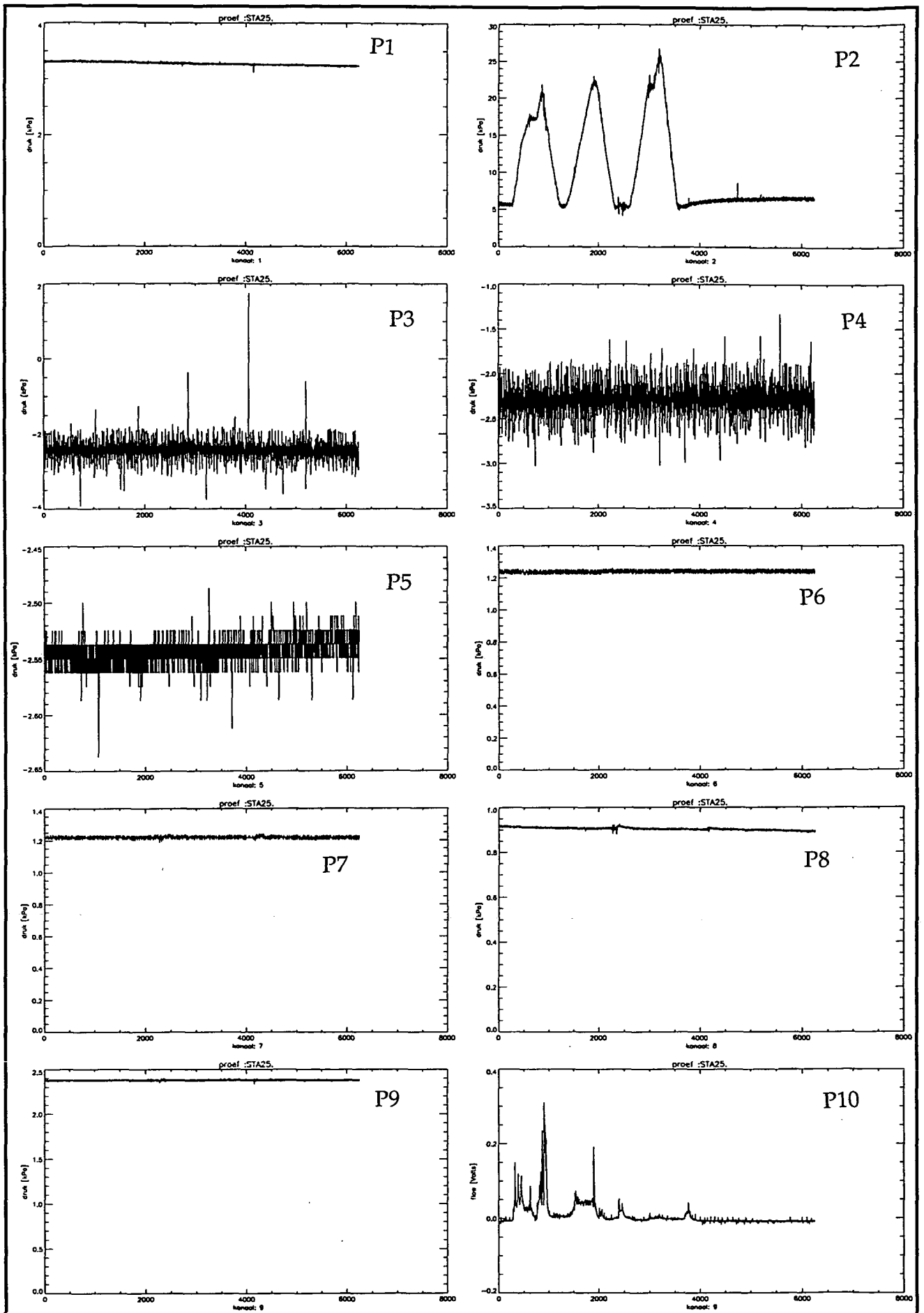
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			gez.	
Uitlezingen gedurende proef: SSP20 LOCATIE 2, INSPUITPUNT 11			CO-346060	form.
			BIJL. 12	A4
Analyse hydraulic fracture test				




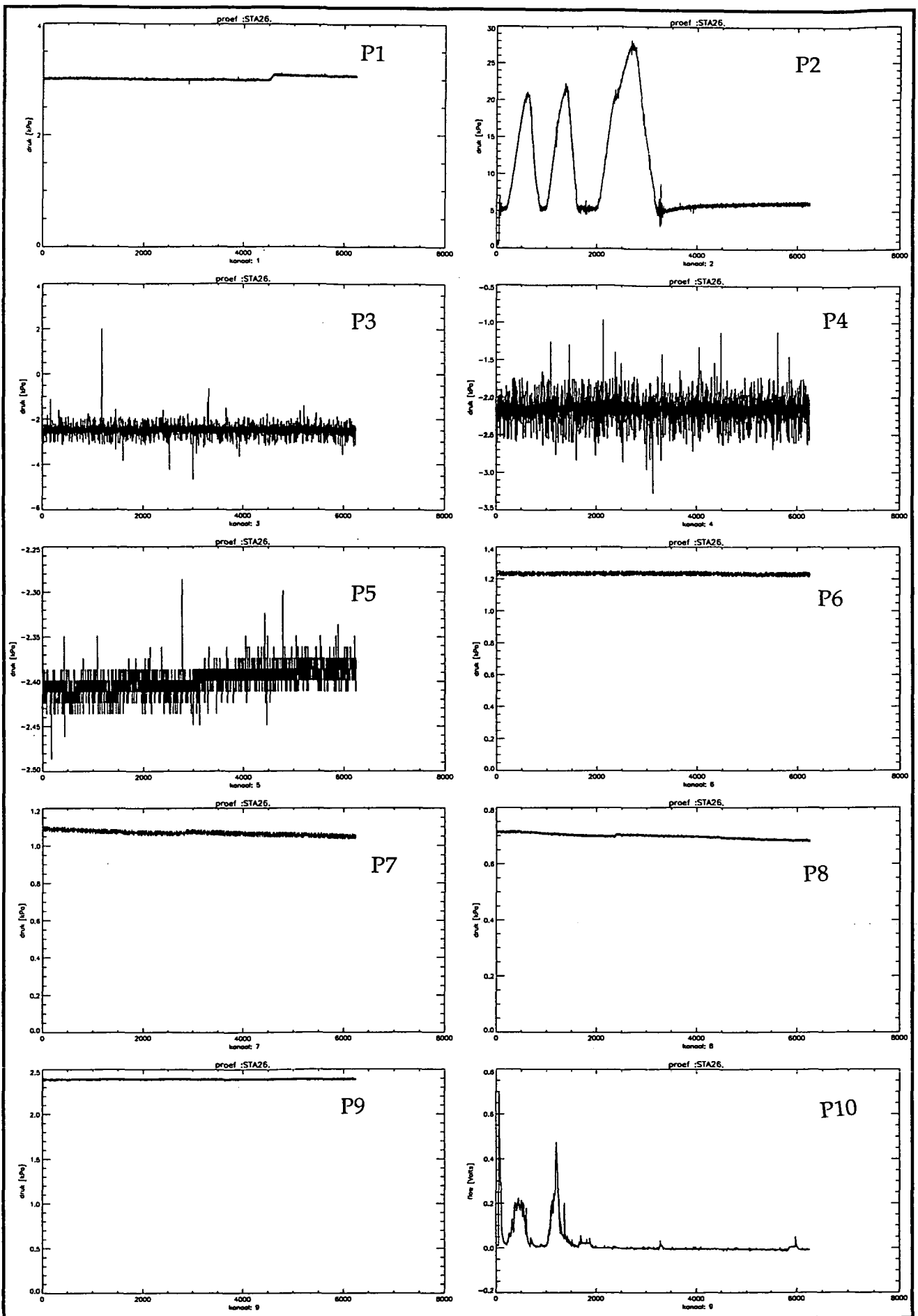
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP23 LOCATIE 2, INSPUITPUNT I1			BIJL. 13	form. A4
Analyse hydraulie fracture test				




 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum 1995-01-31	get. hofm	
	Uitlezingen gedurende proef: SSP24a+b LOCATIE 2, INSPUITPUNT I1			CO-346060	gez.
	Analyse hydraulic fracture test			BIJL. 14	form. A4

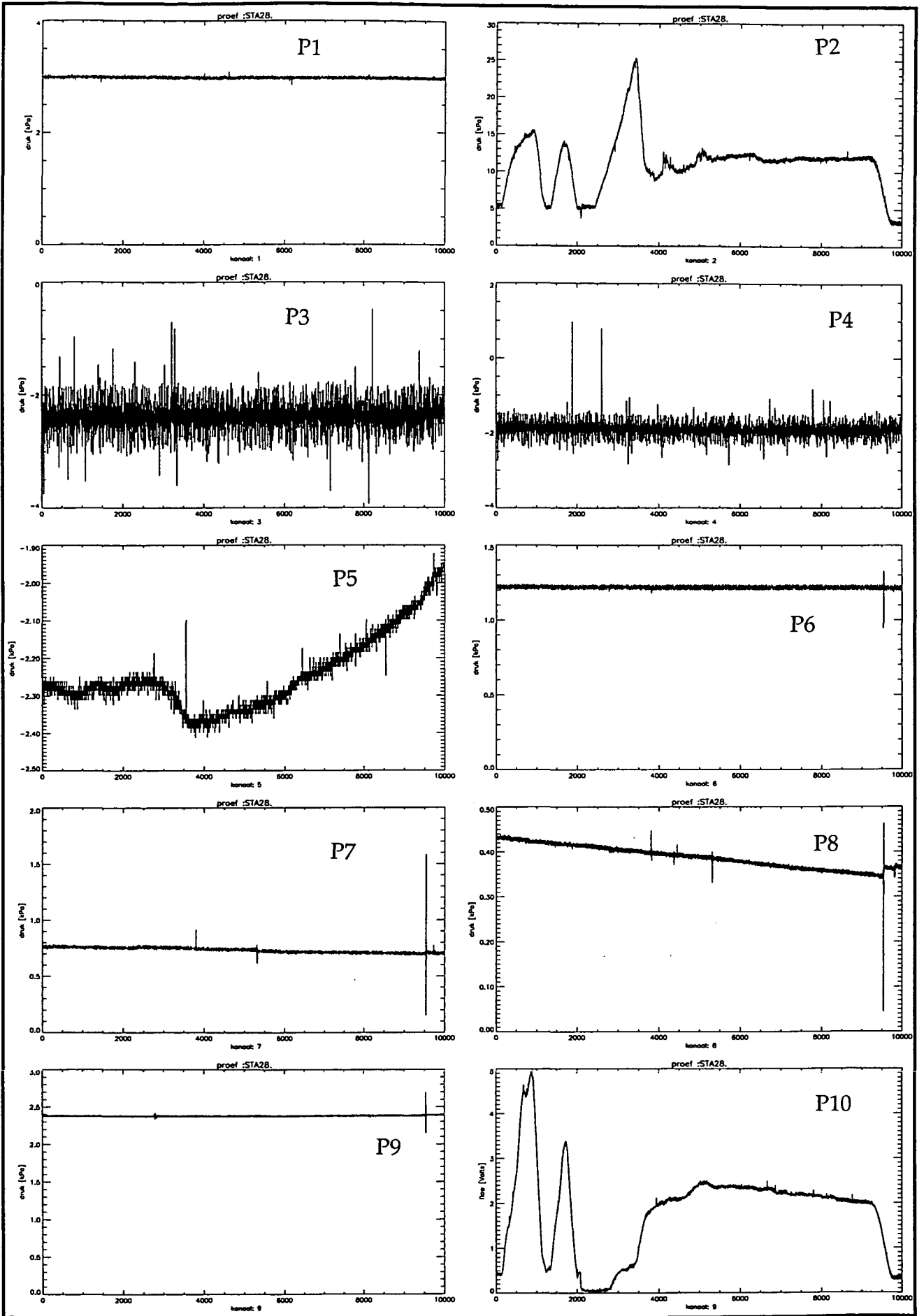



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP25 LOCATIE 2, INSPIJTPUNT 2			BIJL. 15	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				

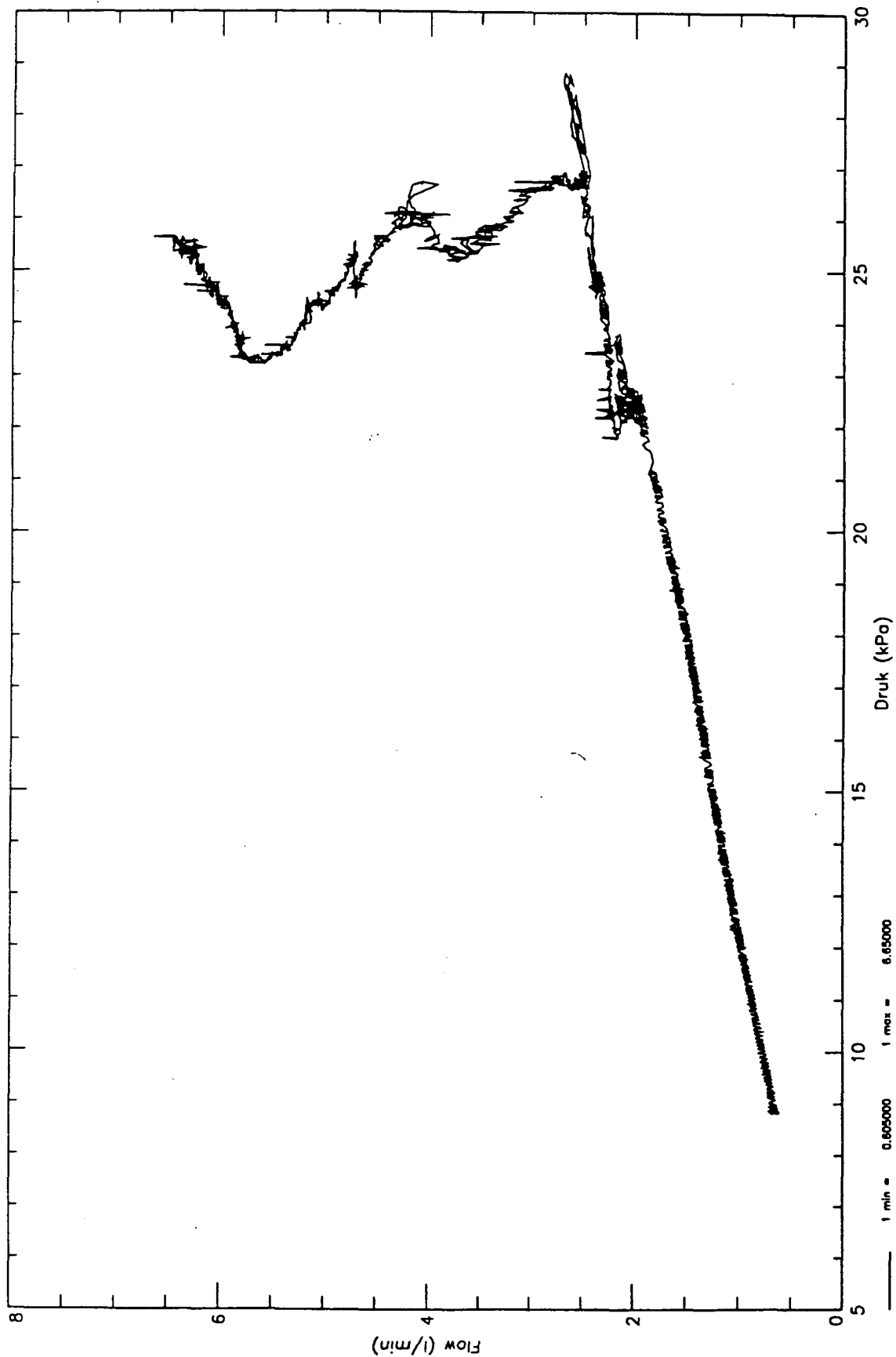


 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP26 LOCATIE 2, INSPUITPUNT 2			BIJL. 16	form. A4

Analyse hydraulic fracture test



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: SSP28a+b LOCATIE 2, INSPUITPUNT 2			BIJL. 17	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1995-01-31

get.

hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 1, INSPUITPUNT I

gez.

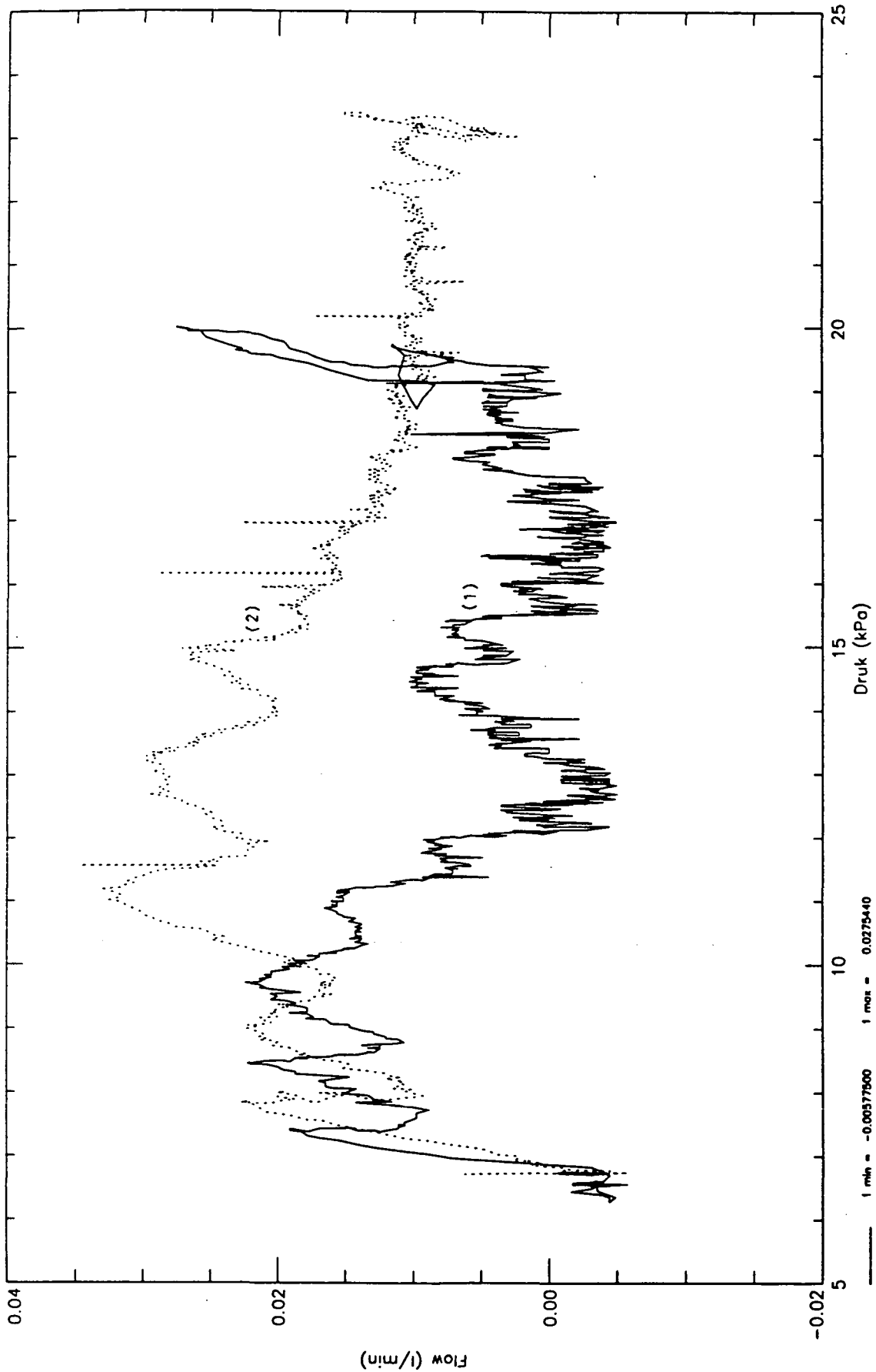
CO-346060


Bezwijktest SSP1

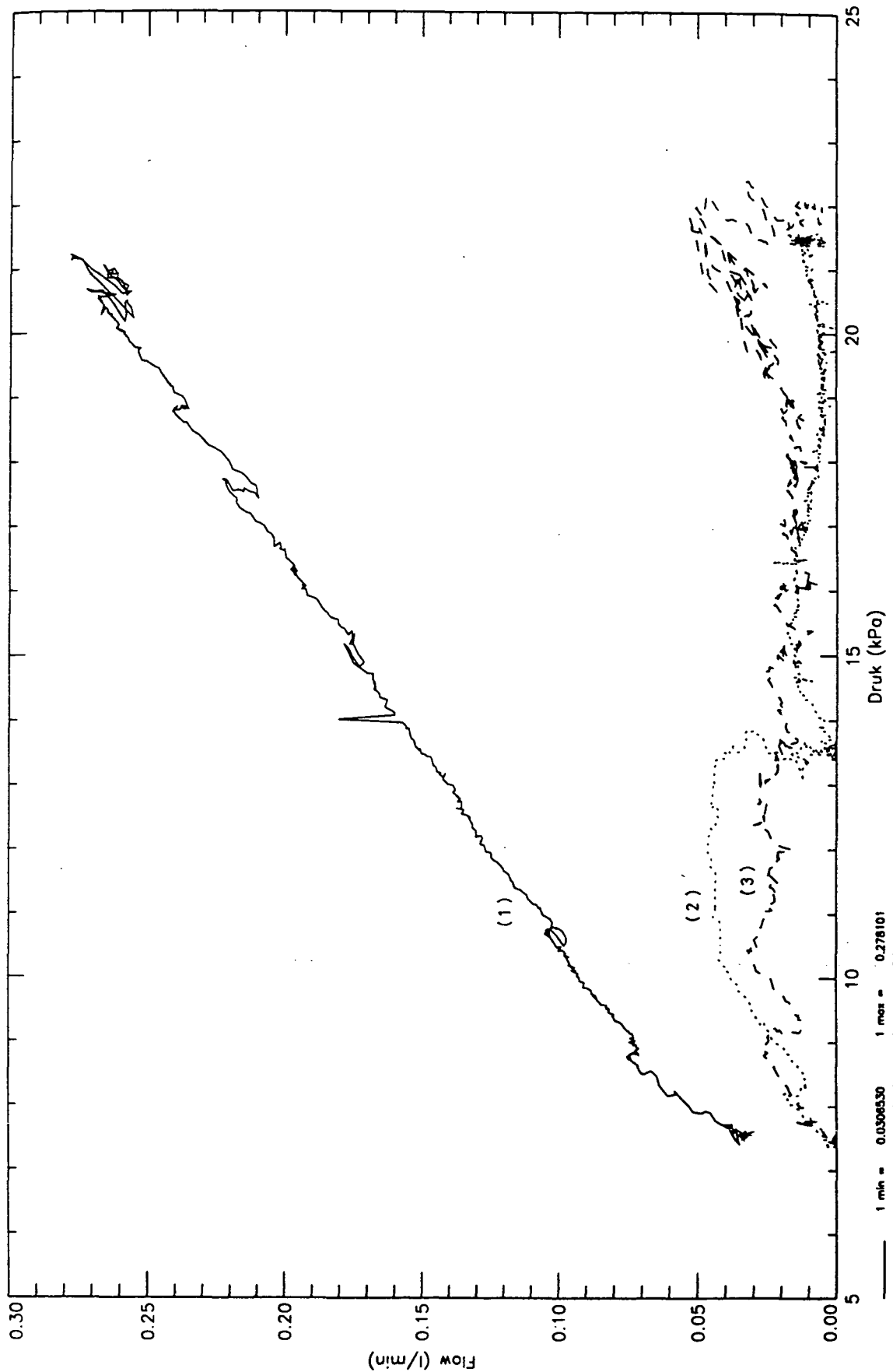
form.

BIJL. 18

A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Samenstelling SSP6(1), SSP7a(2)			BIJL. 19	form. A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1995-01-31

get.

hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 1, INSPUITPUNT I2

CO-346060

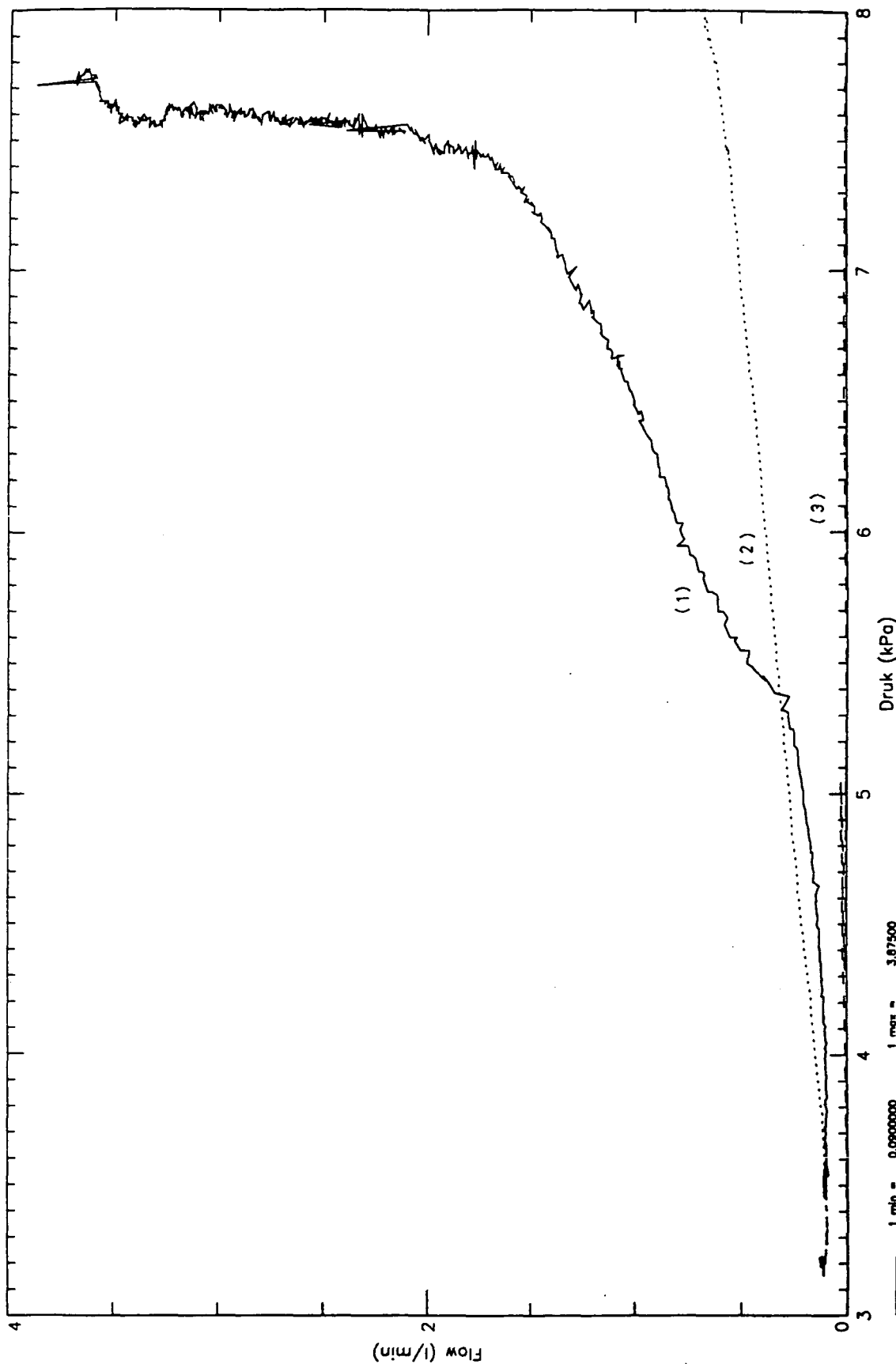
gez.

Samenstelling SSP8(3), SSP9(2), SSP10a(1)

BIJL. 20

form.

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum

1995-01-31

get.

hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 2, INSPUITPUNT I1

gez.

CO-346060

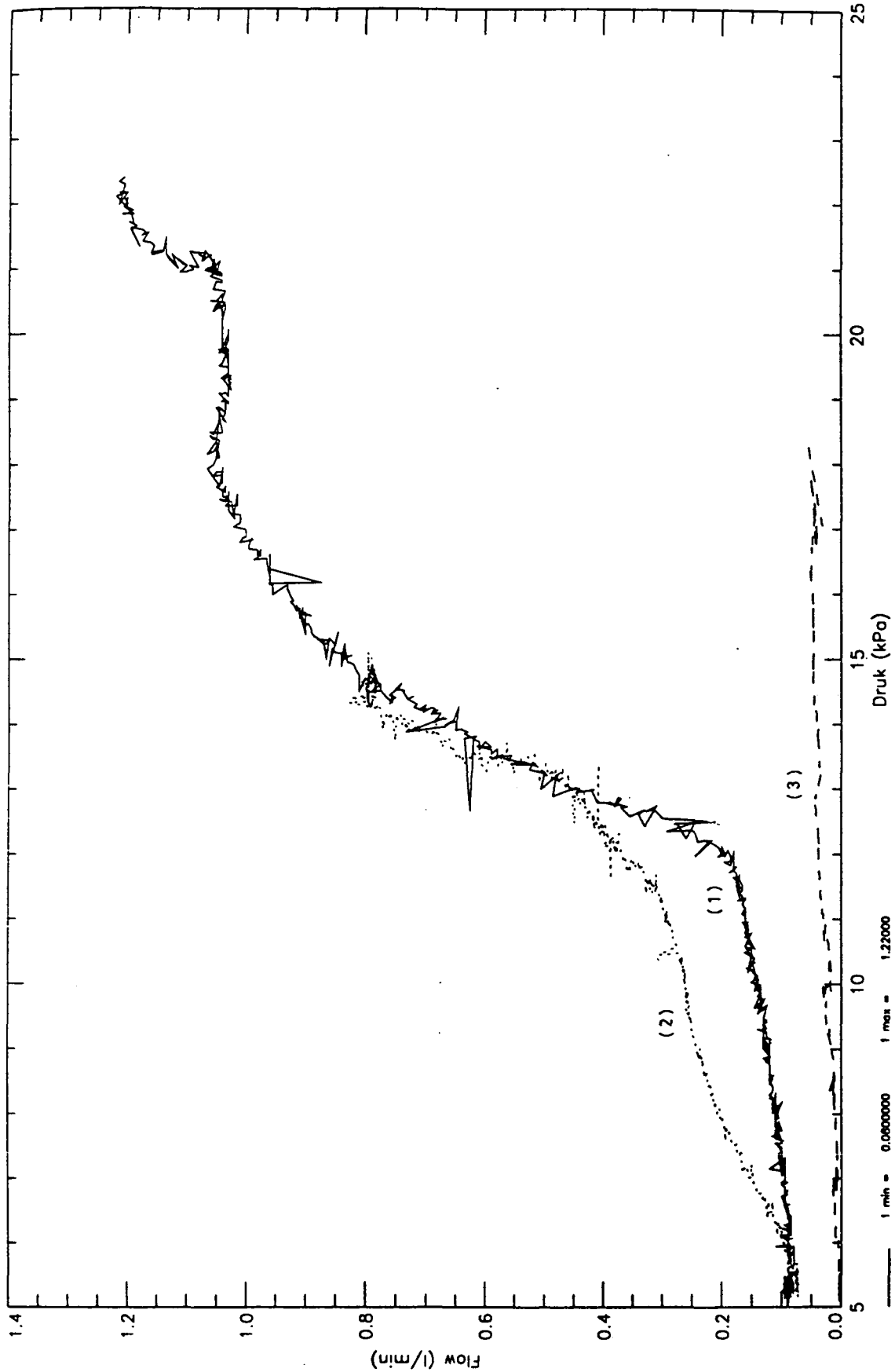
Samenstelling SSP23(3), SSP24a(2), SSP24b(1)

form.

BIJL.

21

A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1995-01-31

get.
hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 2, INSPIJTPUNT I2

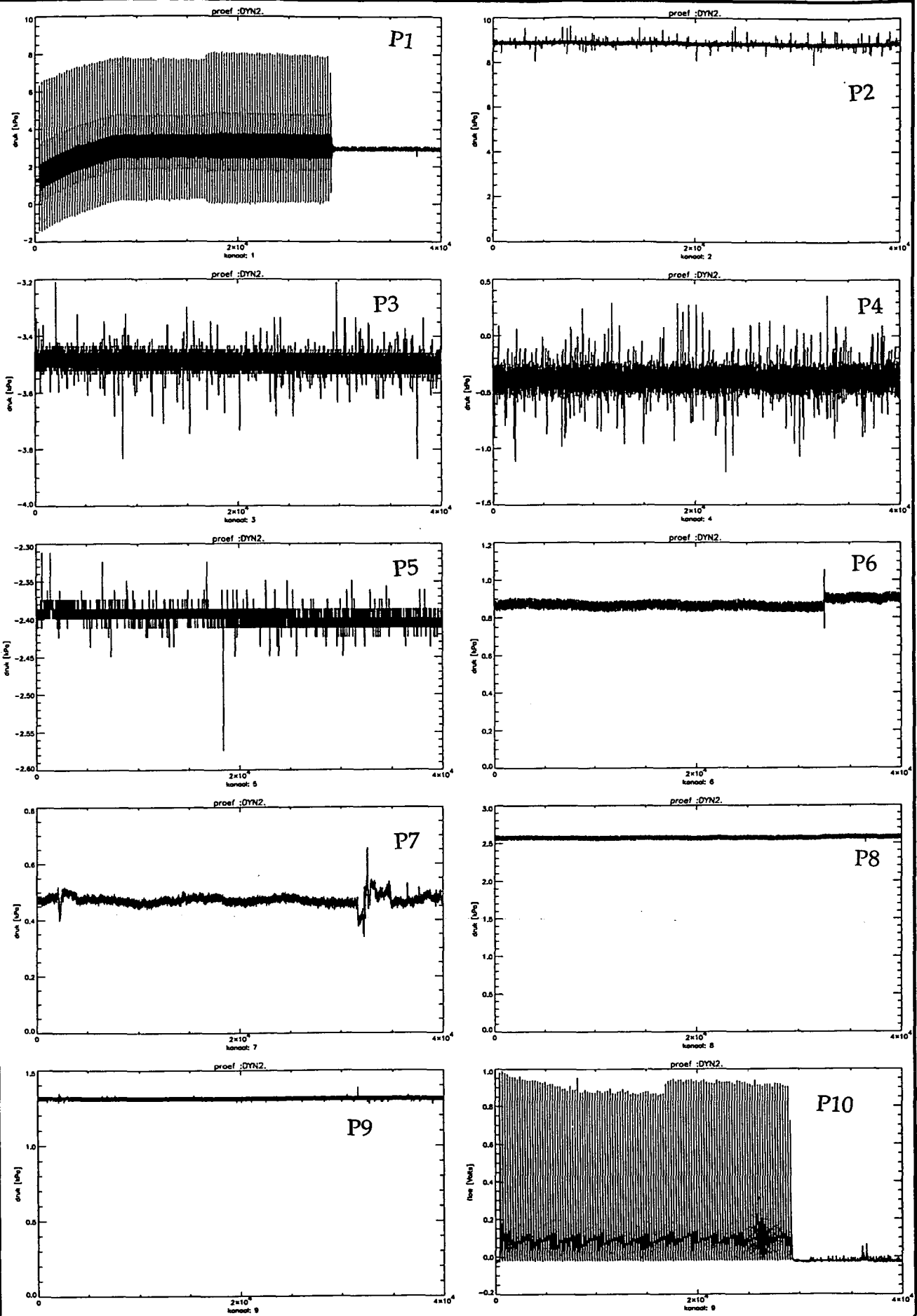
CO-346060


gez.

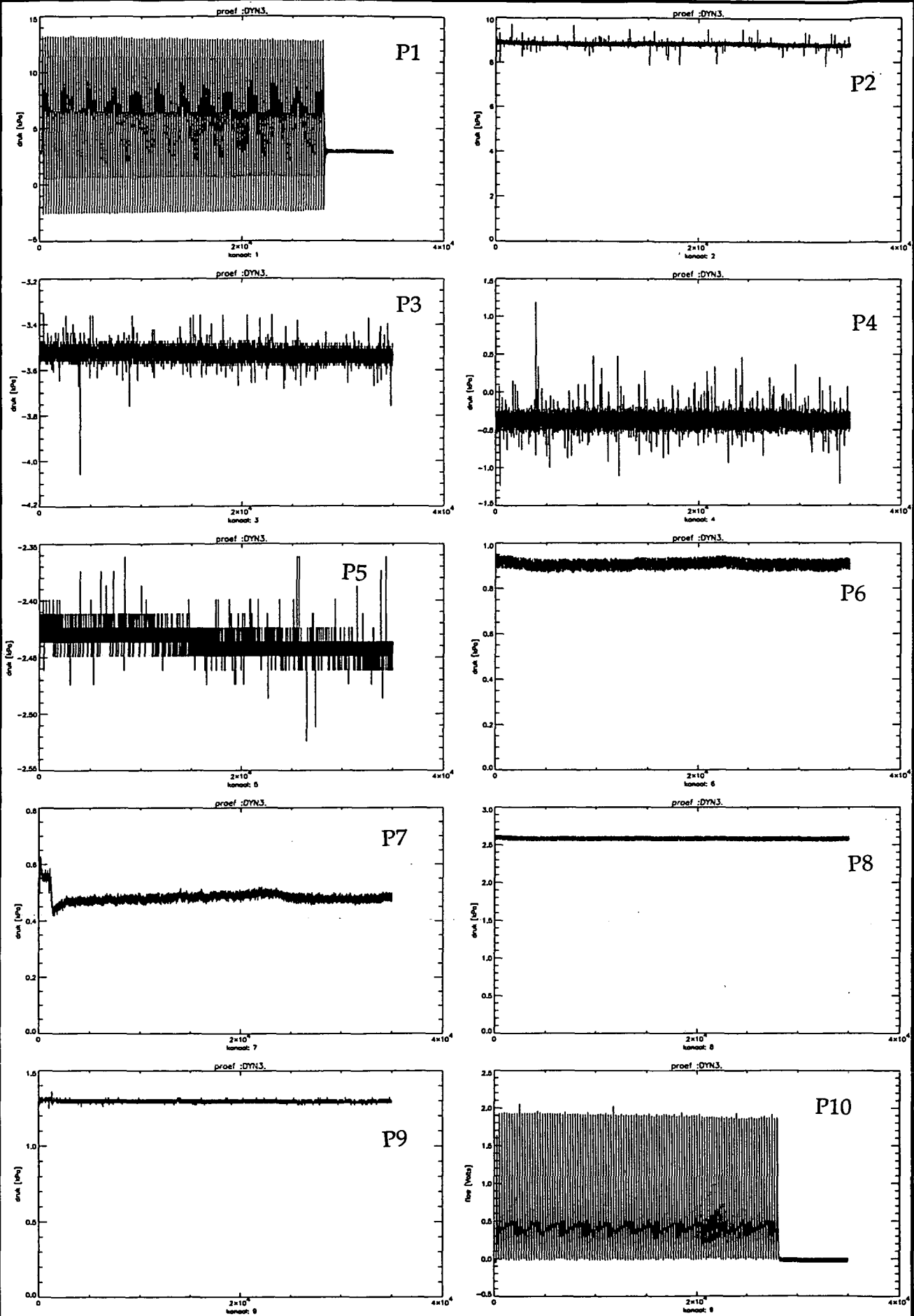
Samenstelling SSP27(3), SSP28a(2), SSP28b(1)

BIJL. 22

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO- 346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp2 LOCATIE 1, INSPUITPUNT I1			BIJL. 23	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				



**GRONDMECHANICA
DELFT**

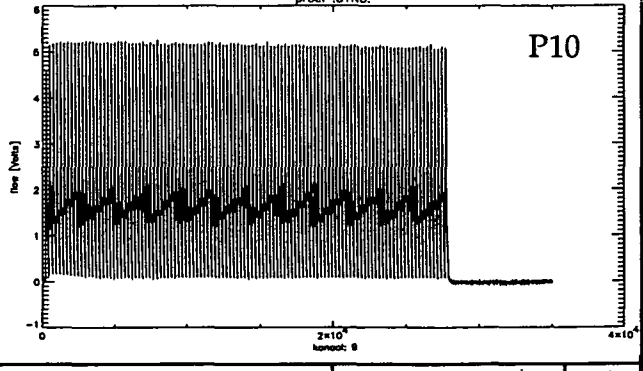
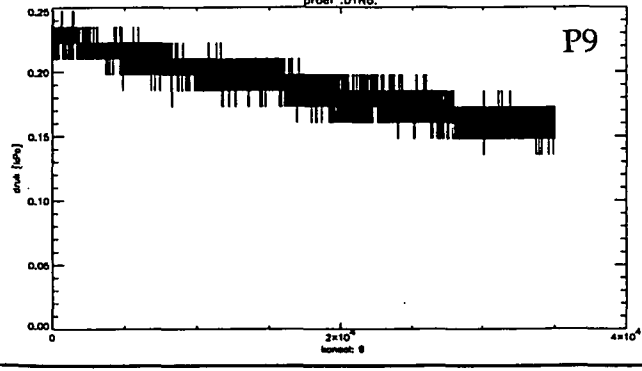
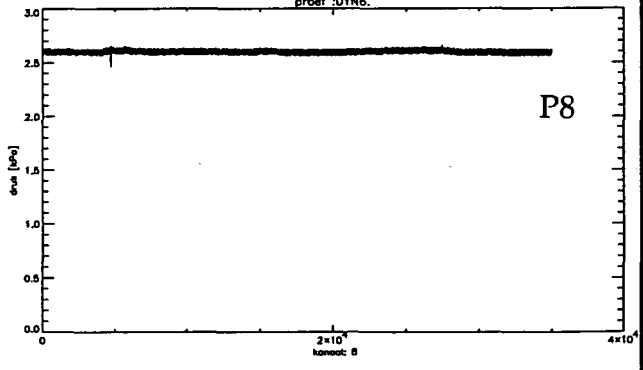
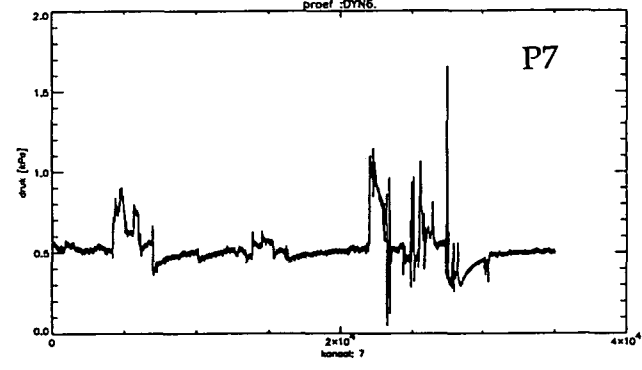
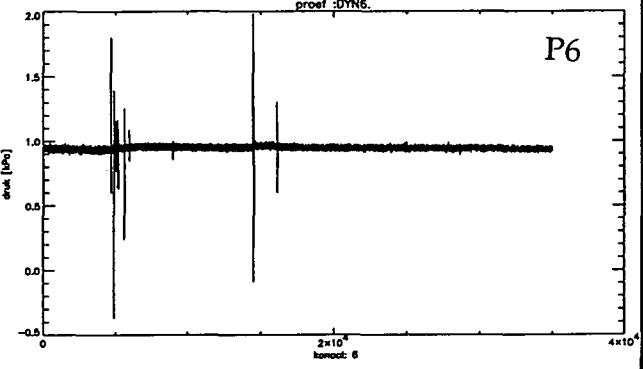
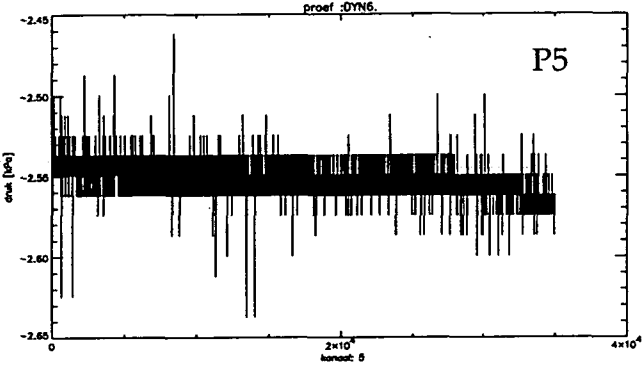
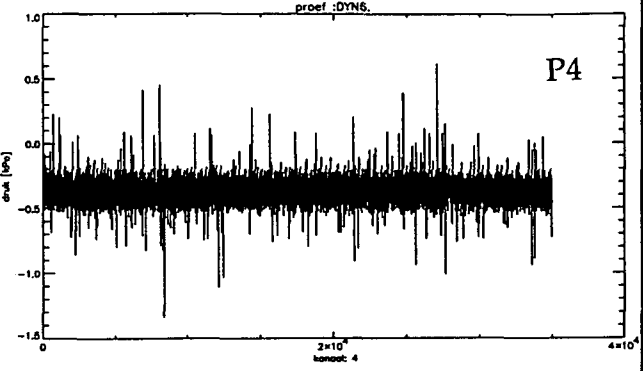
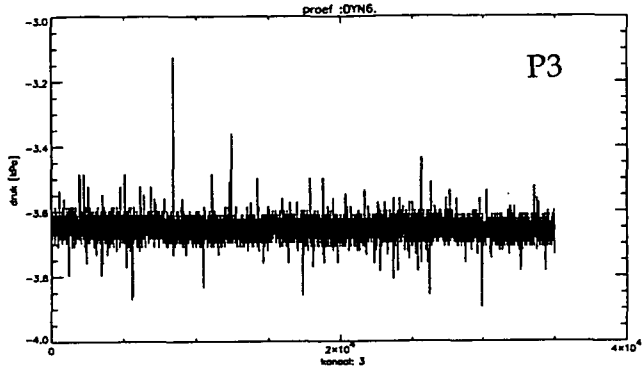
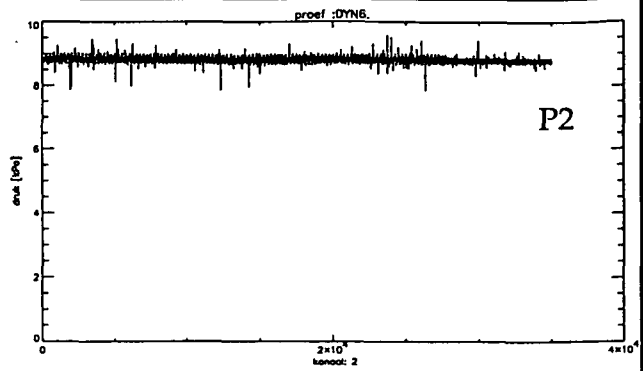
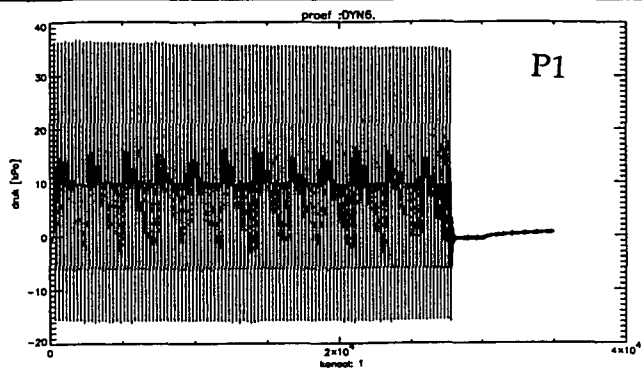
Postbus 69,
2600 AB Delft


Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

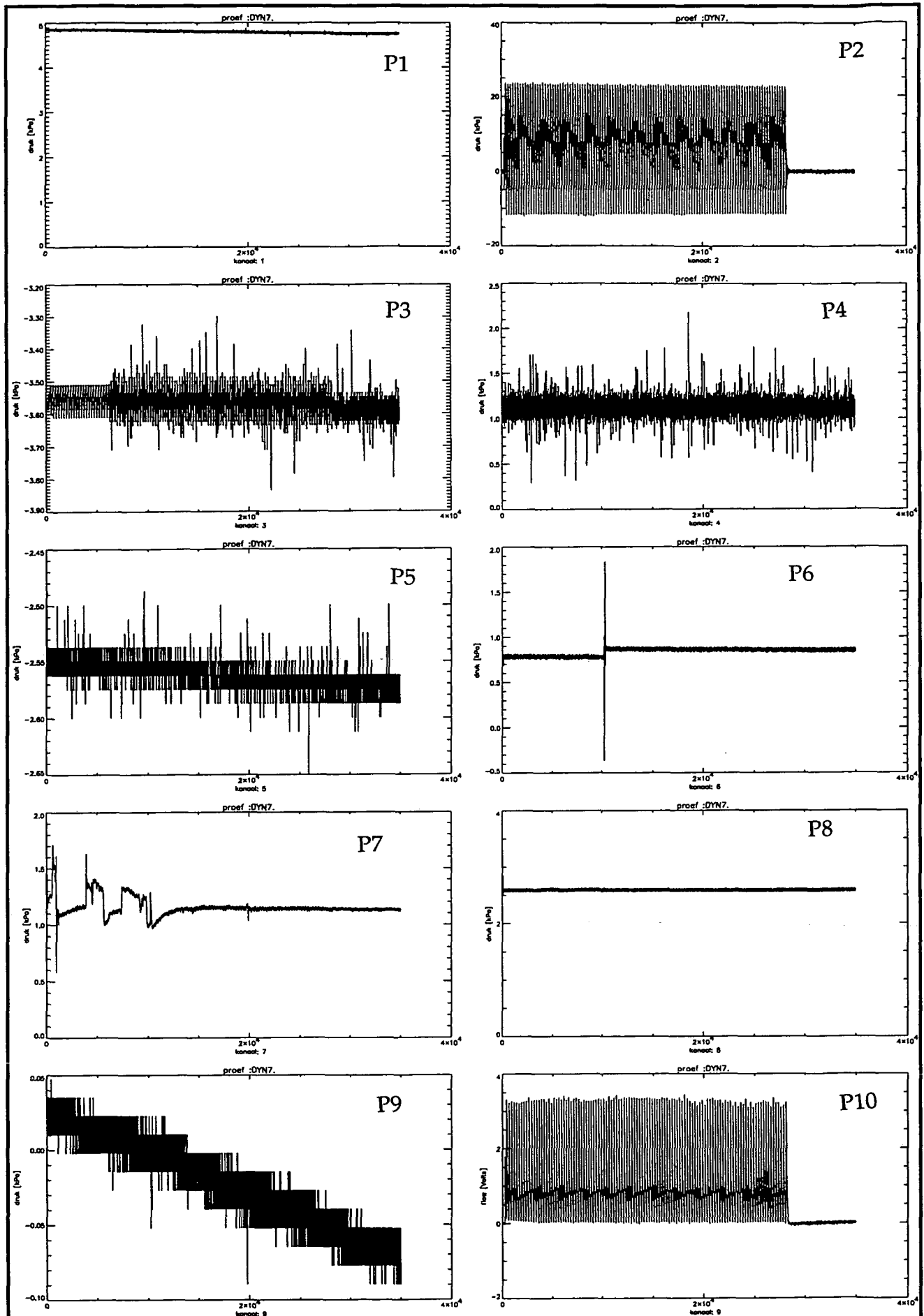
datum	1995-01-31	get.	hofm
	CO-346060	gez.	
	BIJL. 24	form.	A4

Uitlezingen gedurende proef: dp3
LOCATIE 1, INSPUITPUNT 11

Analyse hydraulic fracture test



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	
Uitlezingen gedurende proef: dp6 LOCATIE 1, INSPUITPUNT I1			BIJL.	form.
Analyse hydraulic fracture test			25	A4



GRONDMECHANICA DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1995-01-31

get.
hofm

Uitlezingen gedurende proef: dp7
LOCATIE 1, INSPUITPUNT I2

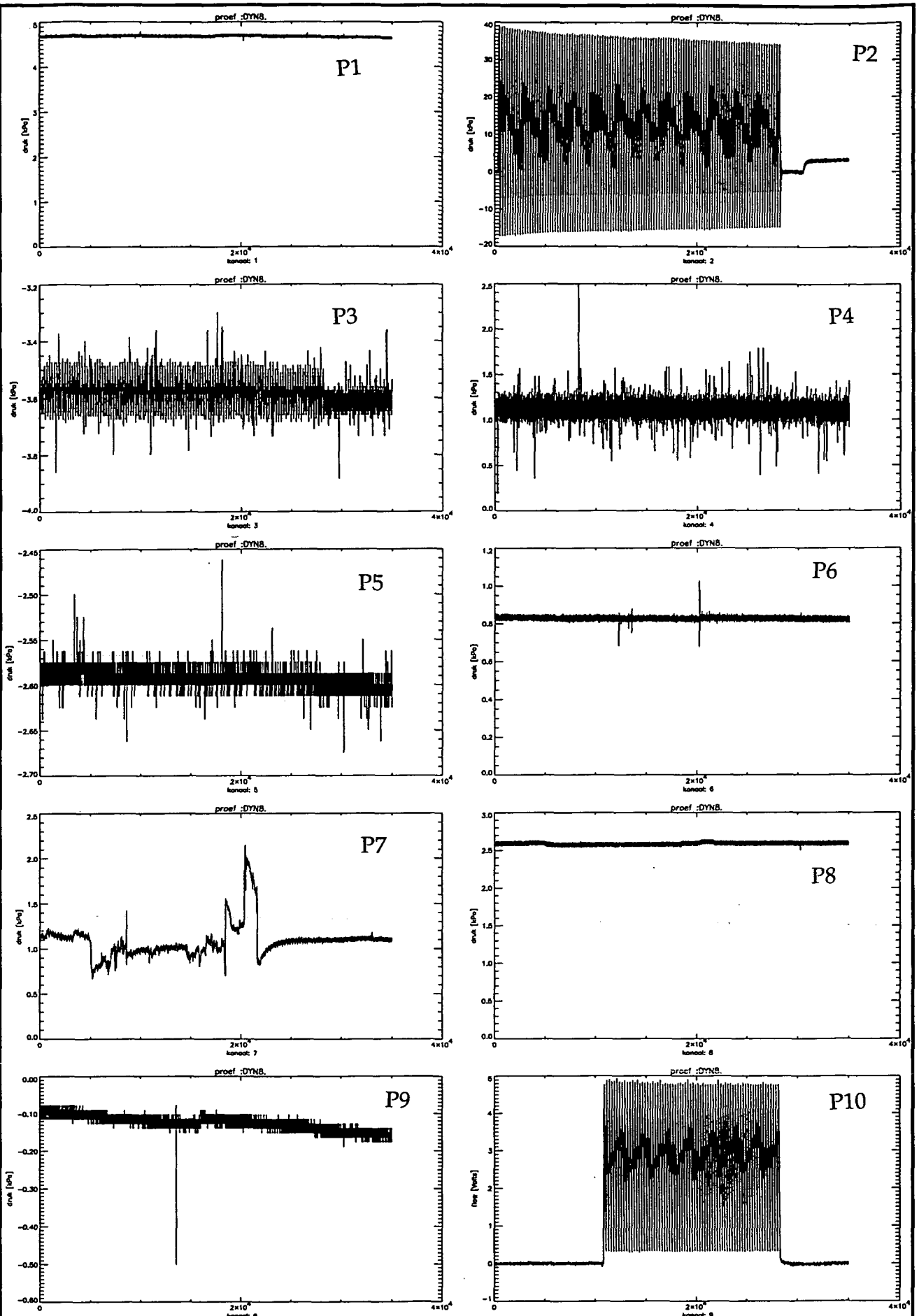
CO-346060


gez.

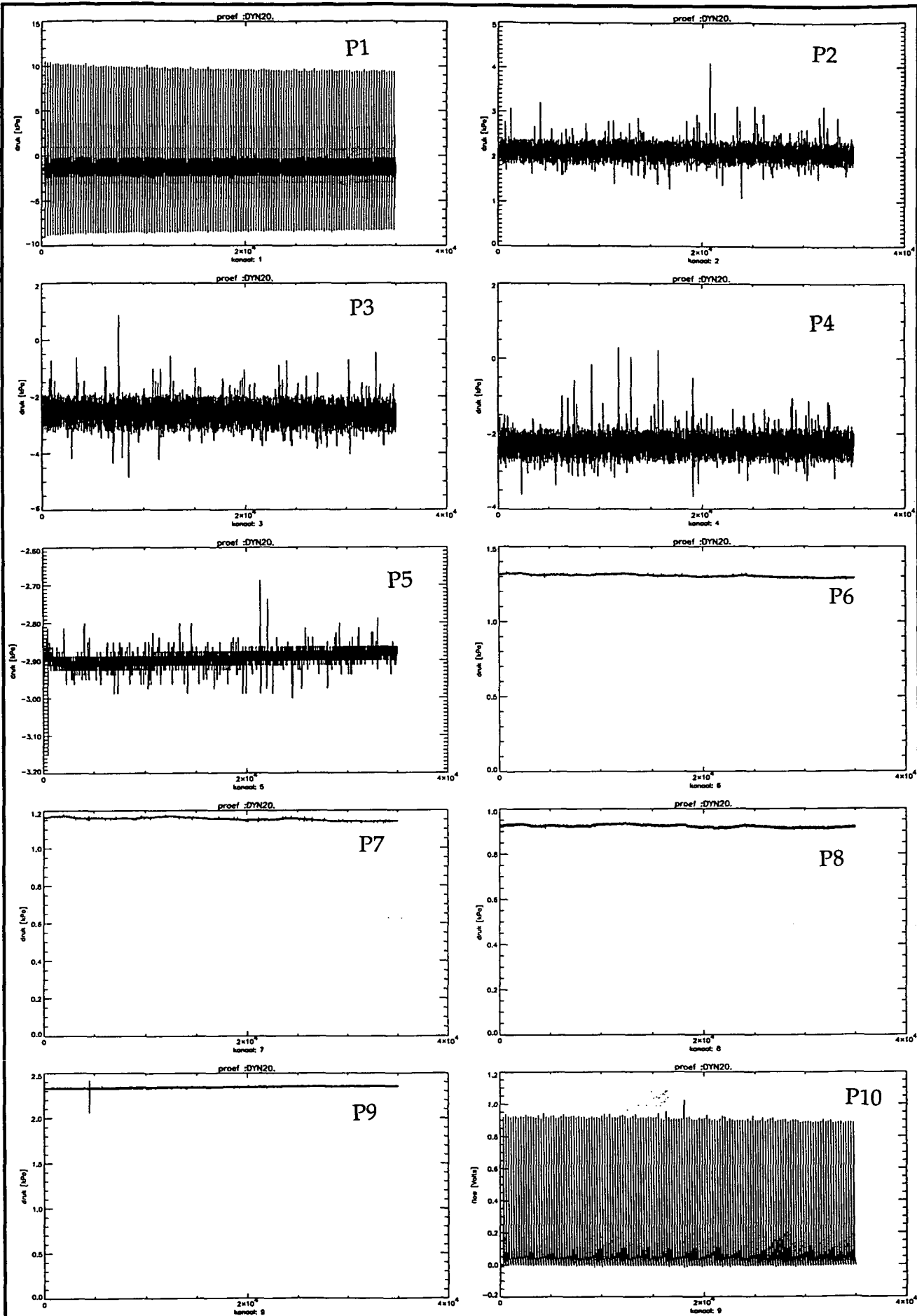
Analyse hydraulic fracture test


BIJL. 26

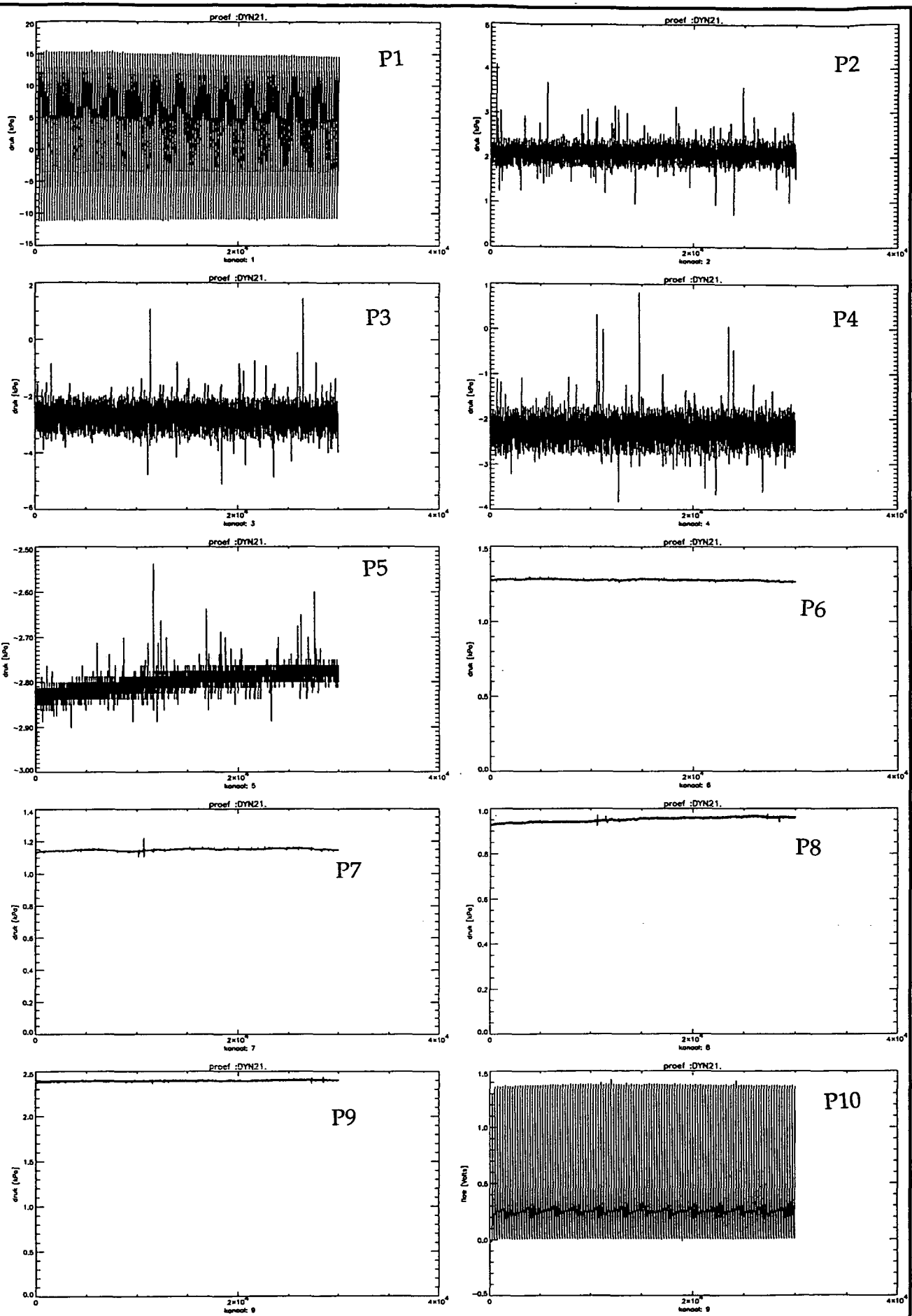
form.
A4




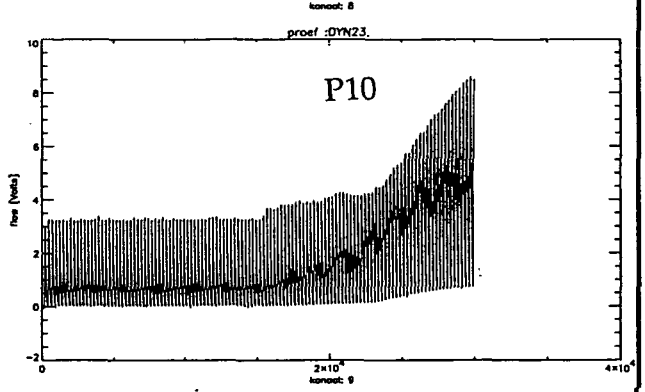
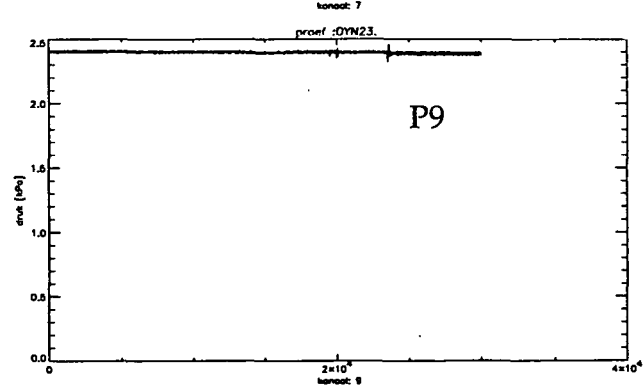
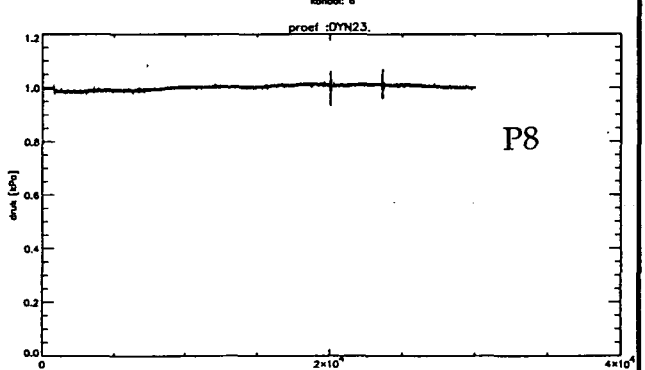
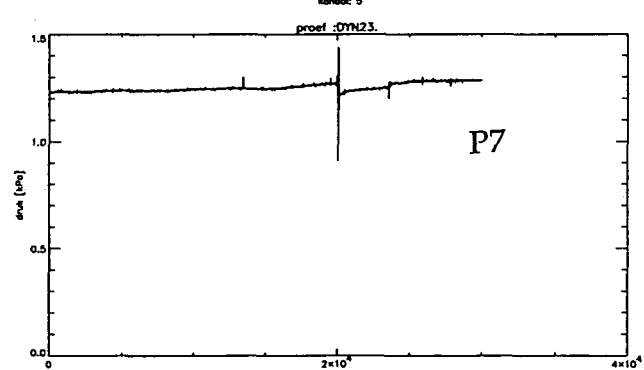
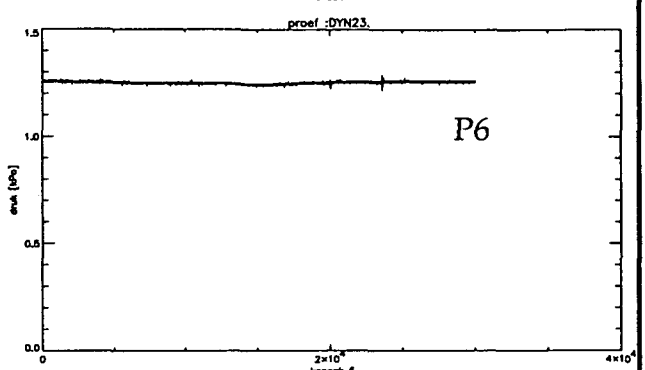
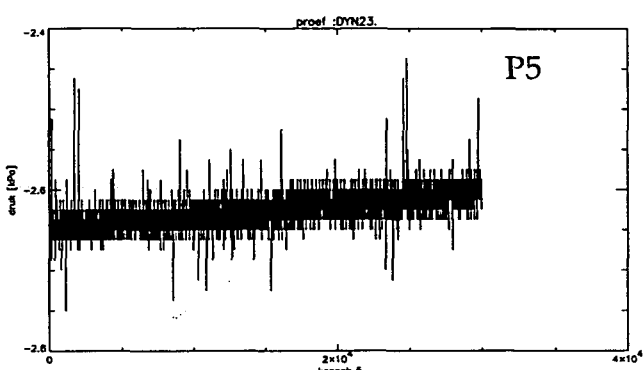
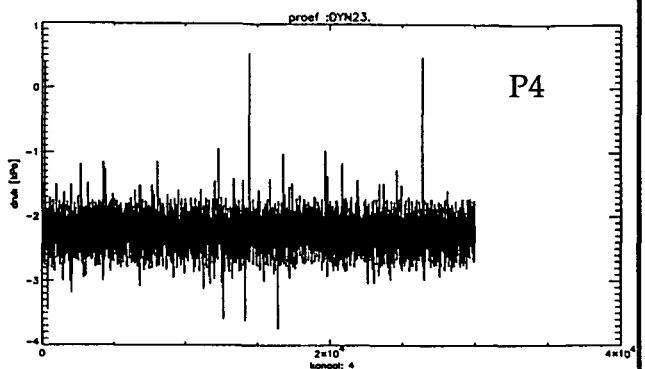
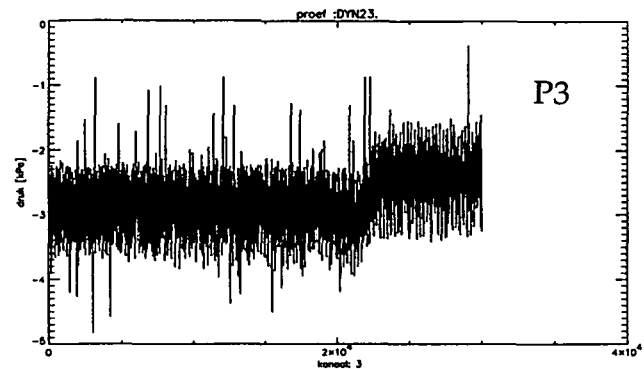
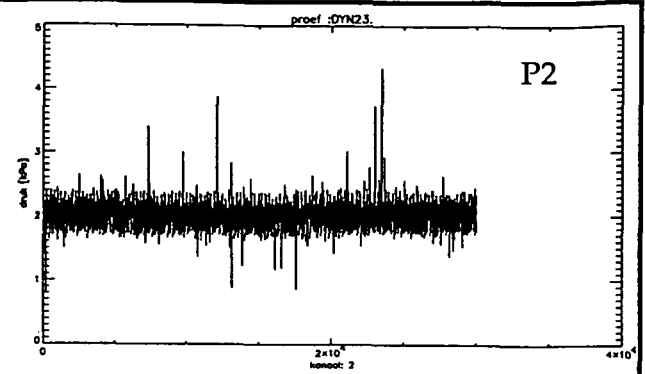
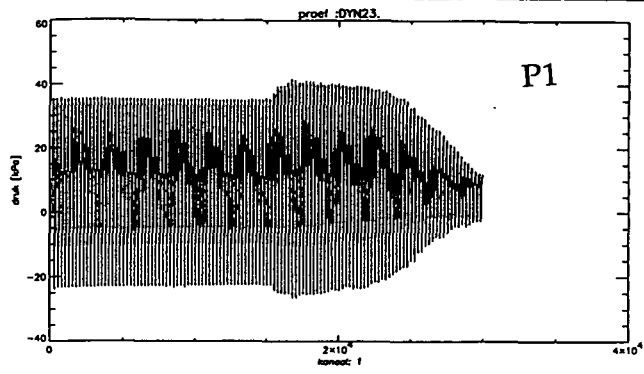
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp8 LOCATIE 1, INSPIJTPUNT I2			BIJL. 27	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




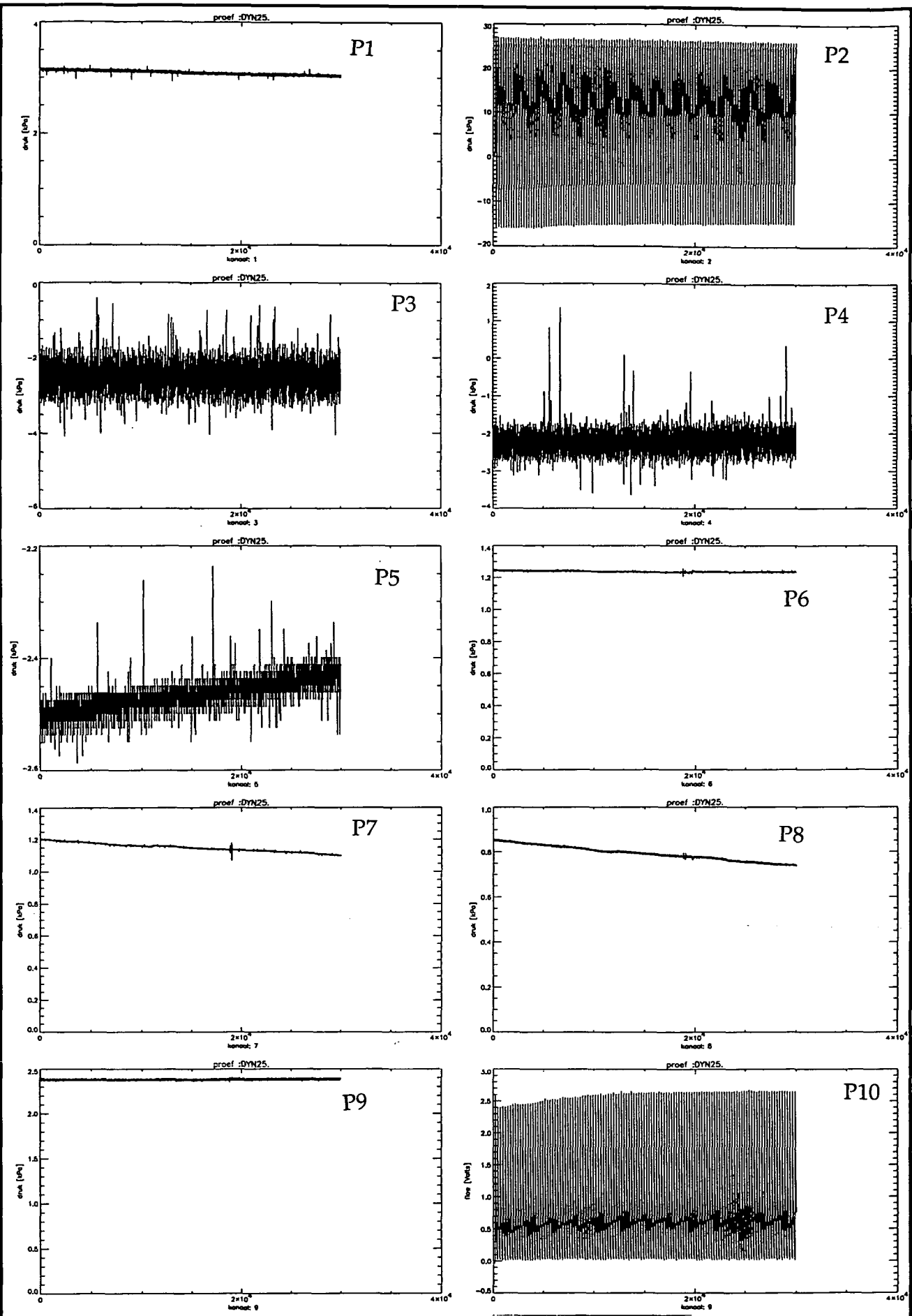
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp20 LOCATIE 2, INSPUITPUNT 11			BIJL. 28	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




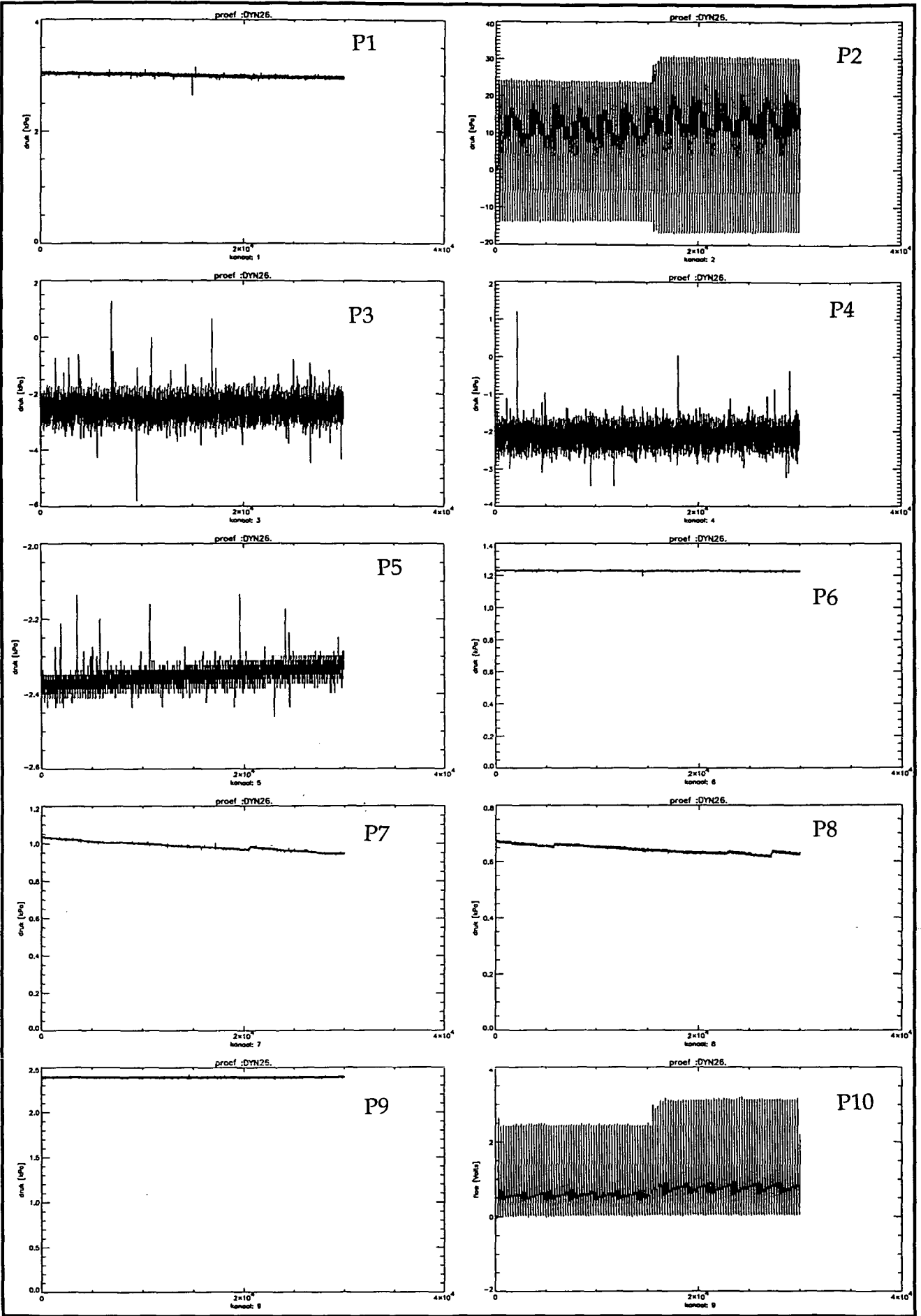
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp21 LOCATIE 2, INSPUITPUNT I1			BIJL. 29	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




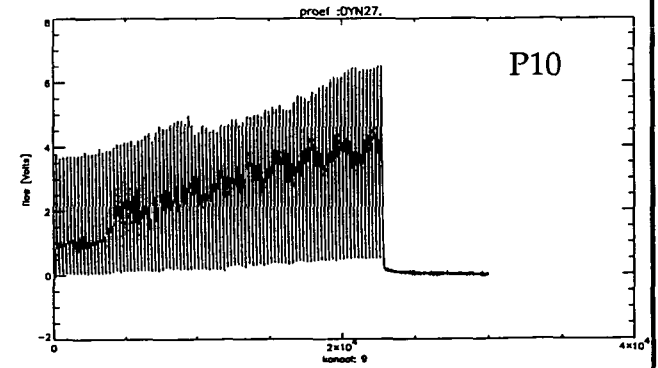
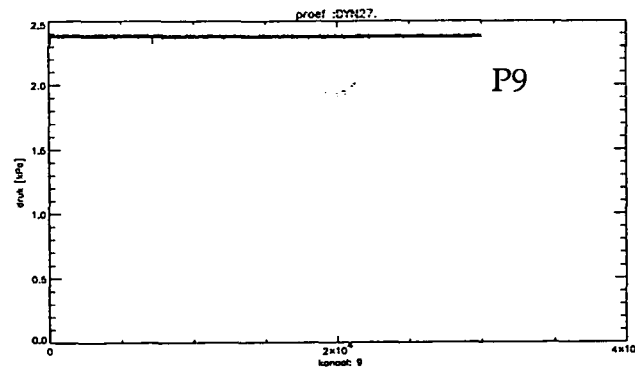
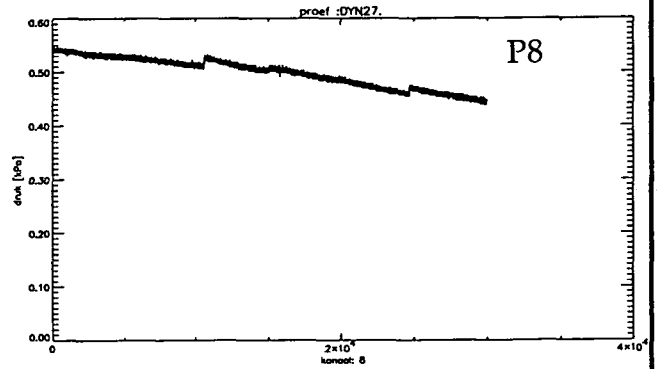
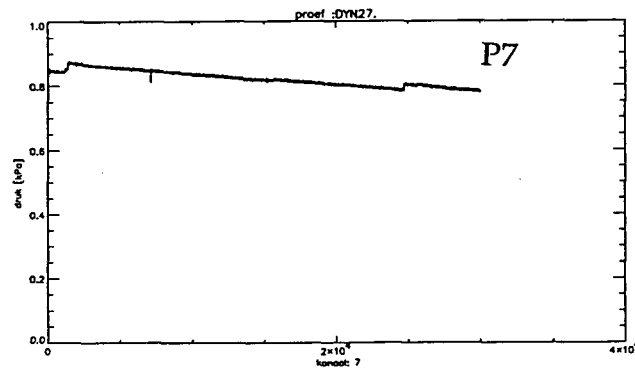
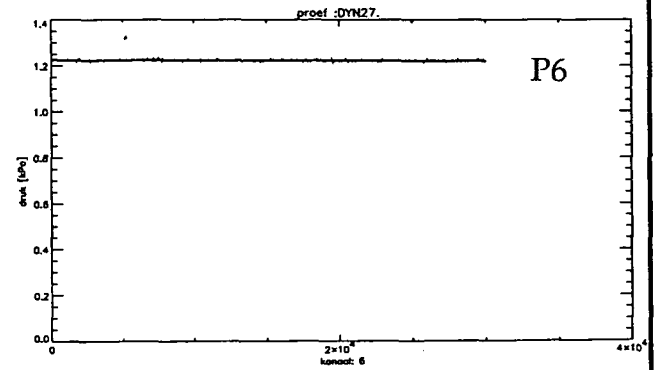
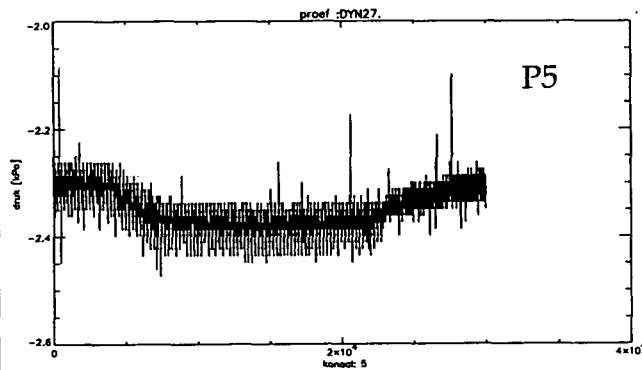
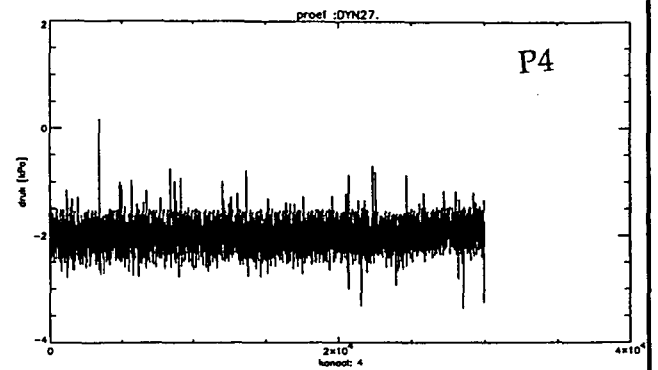
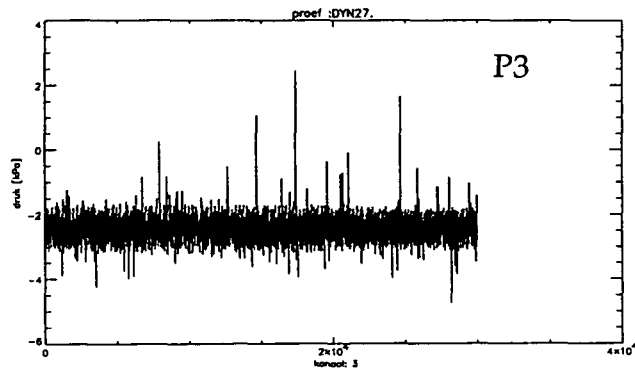
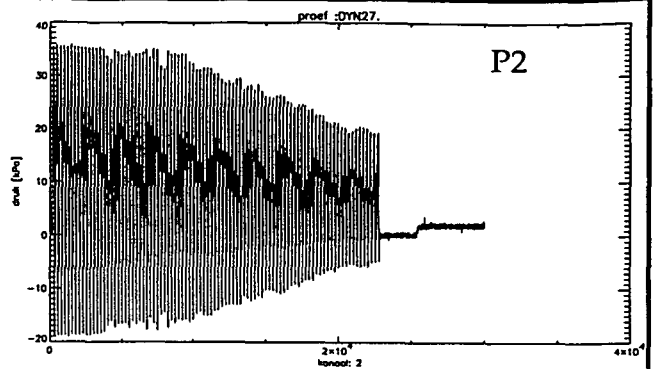
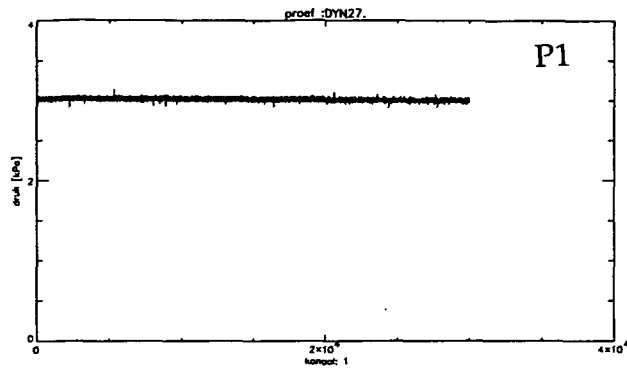
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp23 LOCATIE 2, INSPUITPUNT 11			BIJL. 30	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




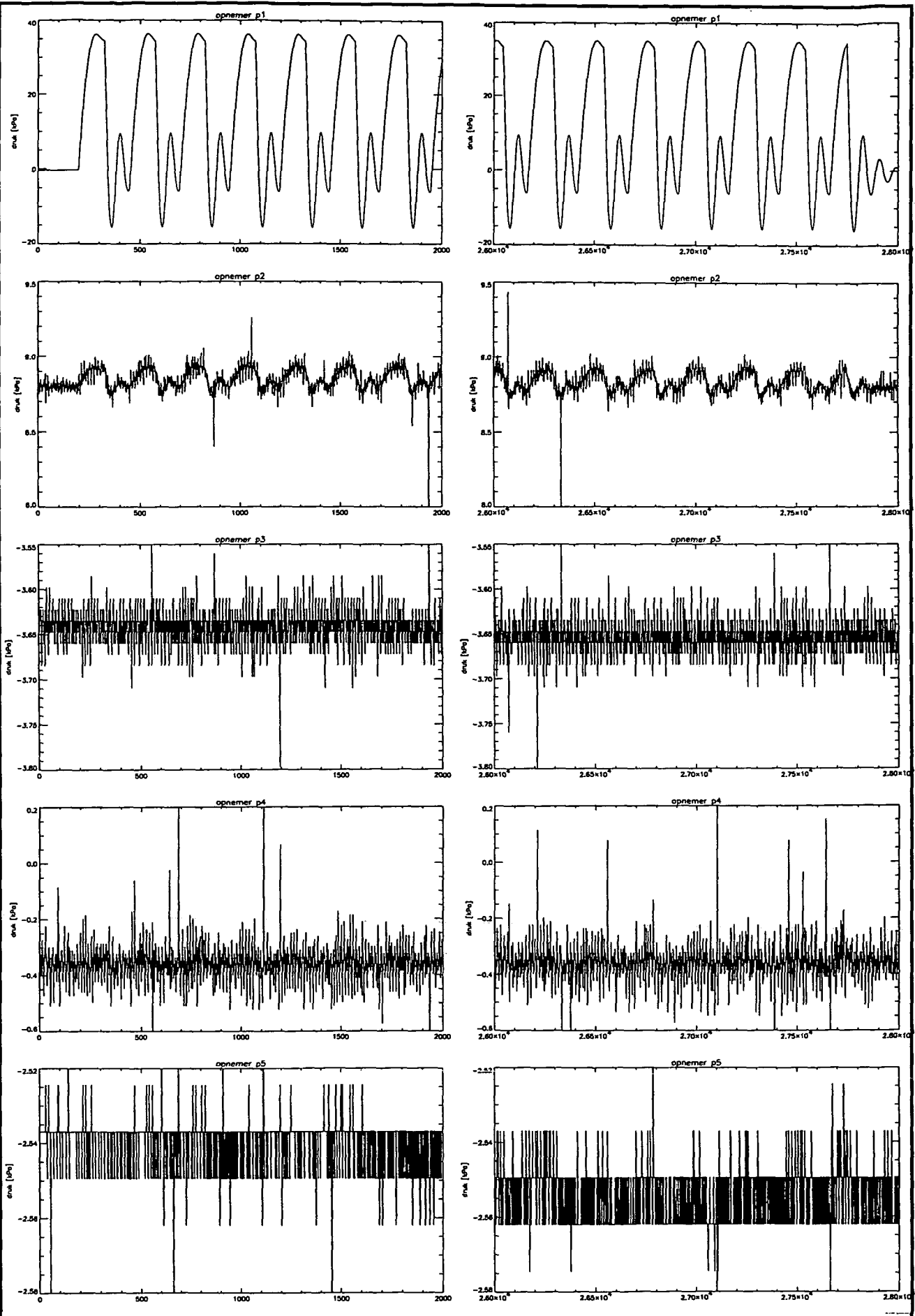
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp25 LOCATIE 2, INSPUITPUNT 2			BIJL. 31	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				




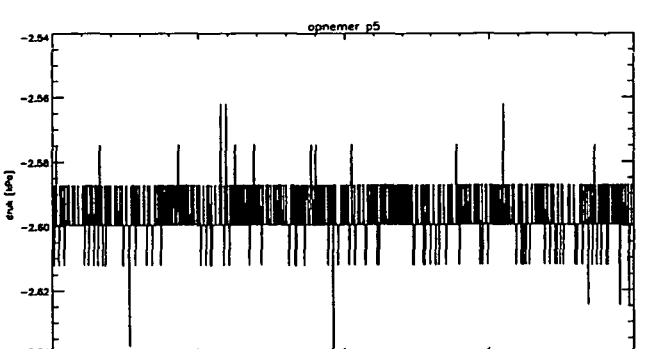
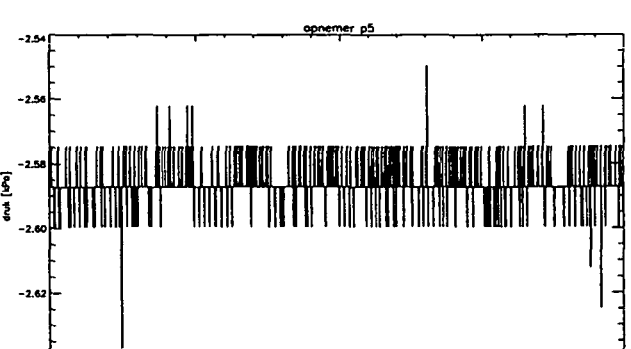
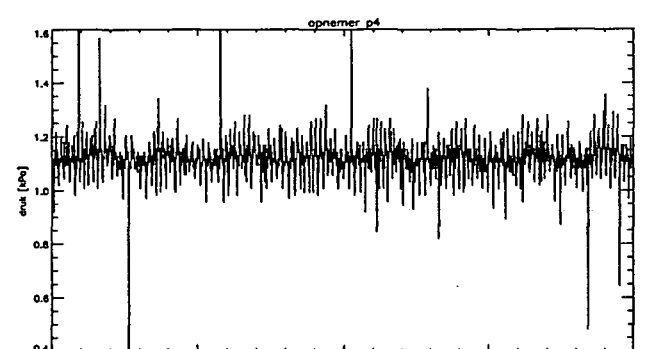
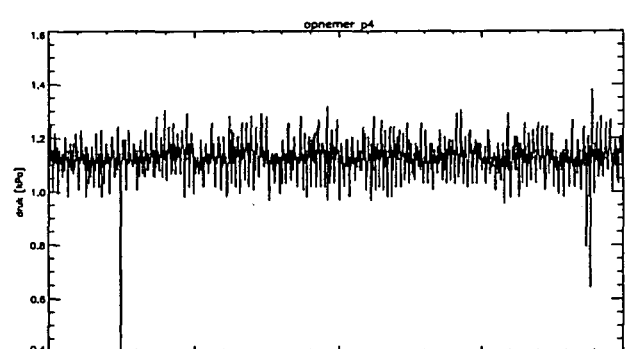
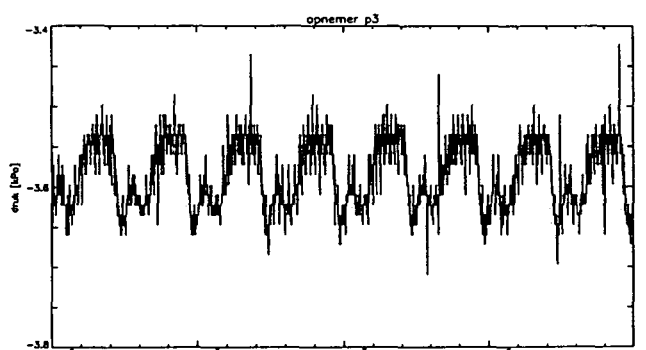
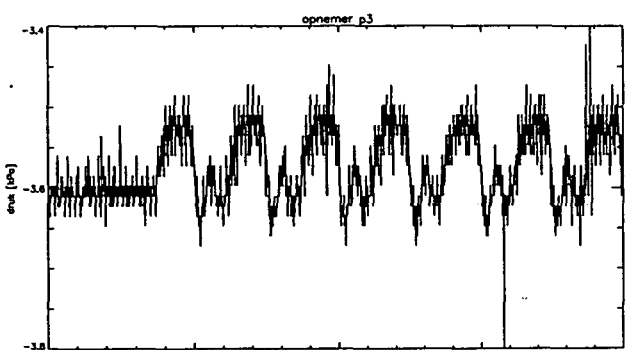
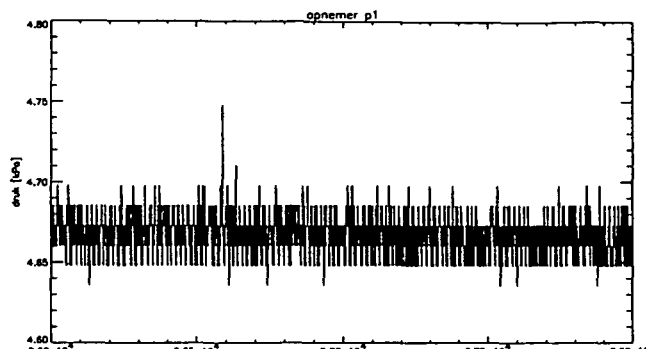
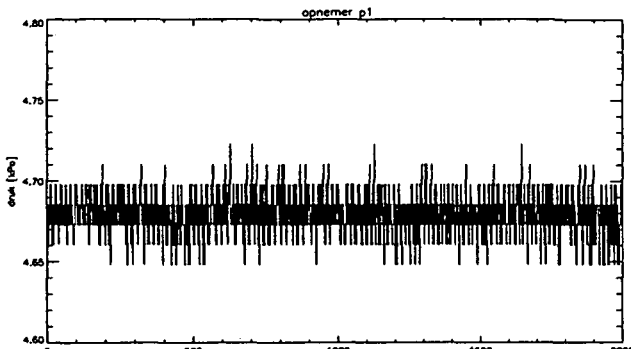
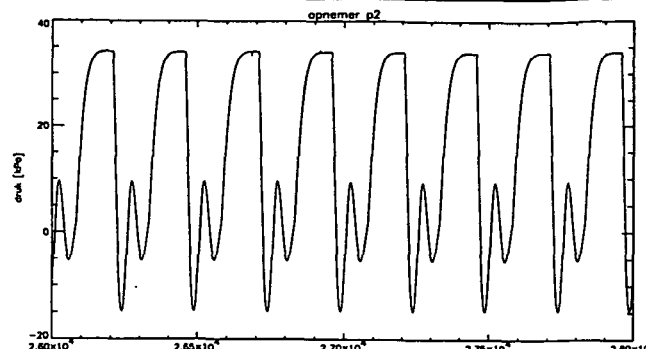
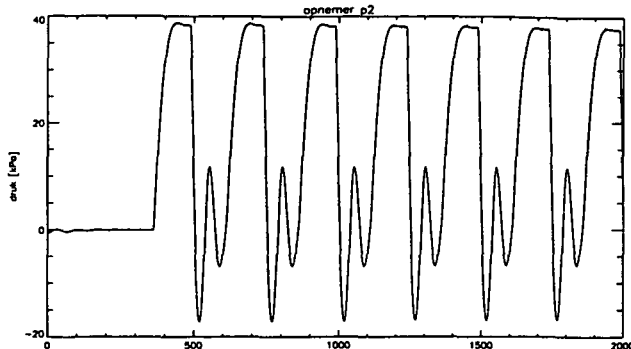
 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp26 LOCATIE 2, INSPUITPUNT I2			BIJL. 32	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Uitlezingen gedurende proef: dp27 LOCATIE 2, INSPUITPUNT I2			BIJL. 33	form. A4
Analyse hydraulic fracture test				



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
Hydraulische fractuur tests LOCATIE 1, INSPUITPUNT 11: proef dp6			CO-346060.	gez.
			BIJL. 34	form. A4
Respons begin (1e kolom), eind (2e kolom)				



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

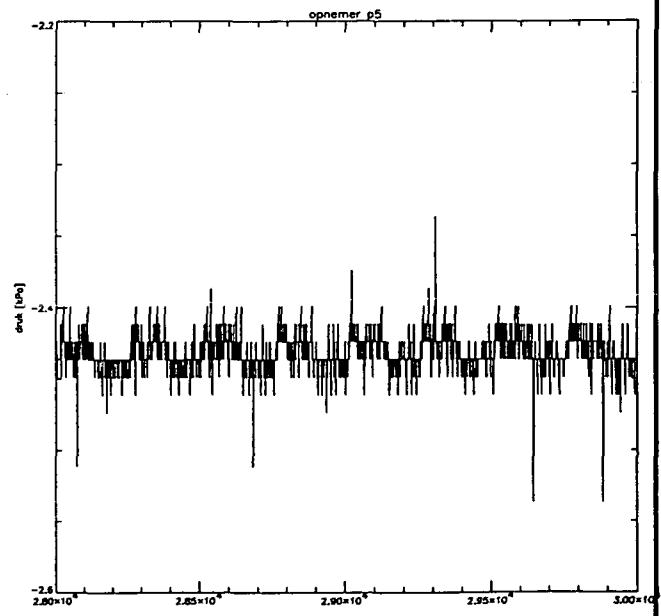
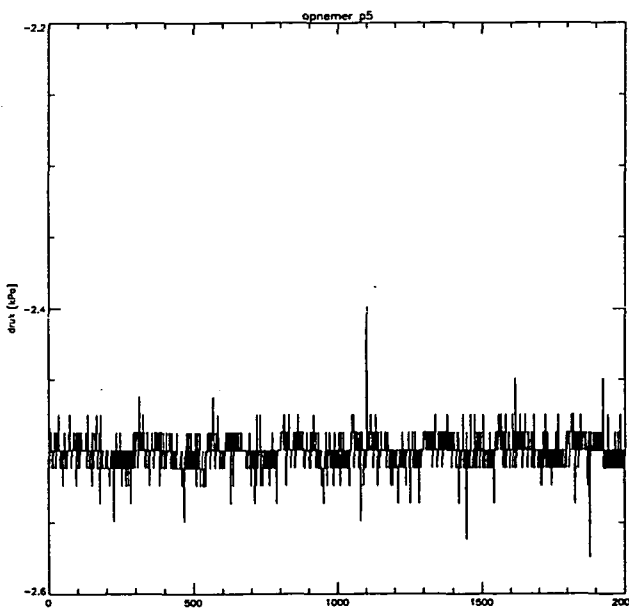
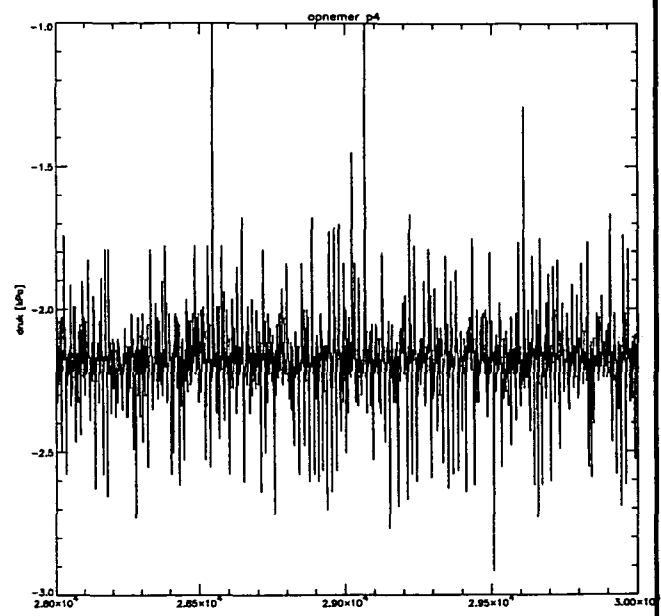
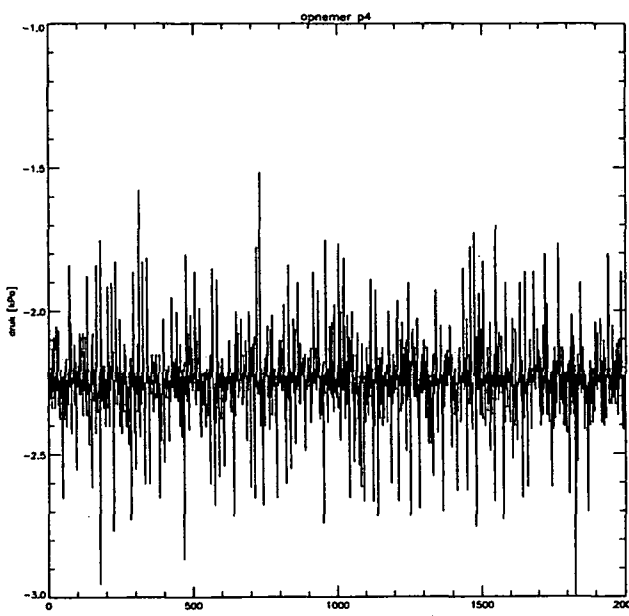
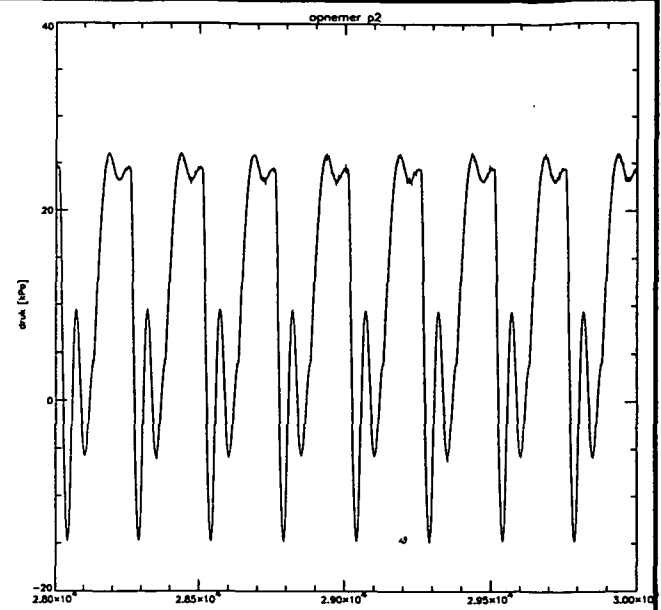
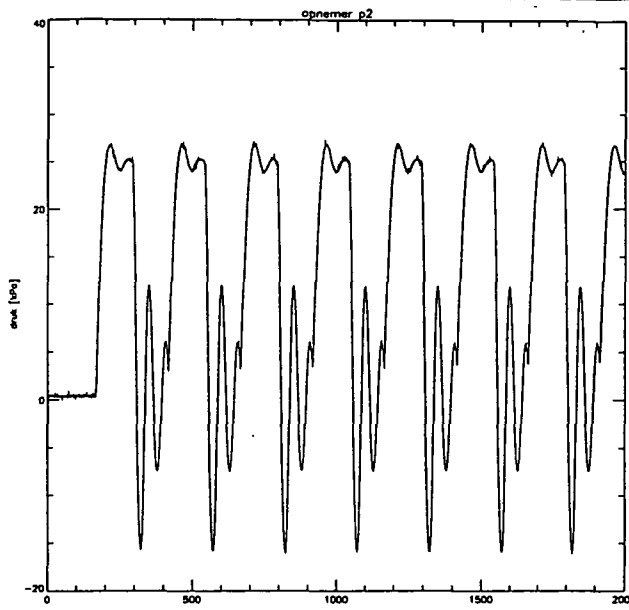
datum	1995-01-31	get.	hofm
-------	------------	------	------

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 1, INSPUITPUNT I2: proef dp8

CO-346060	gez.
-----------	------

Respons begin (1e kolom), eind (2e kolom)

BIJL.	35	form.	A4
-------	----	-------	----



GRONDMECHANICA DELFT

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum
1995-01-31

get.
hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 2, INSPUITPUNT I2: proef dp25

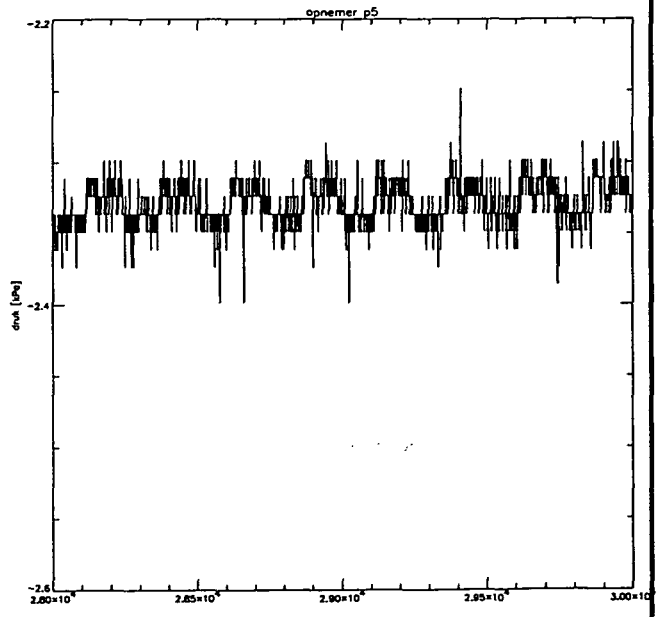
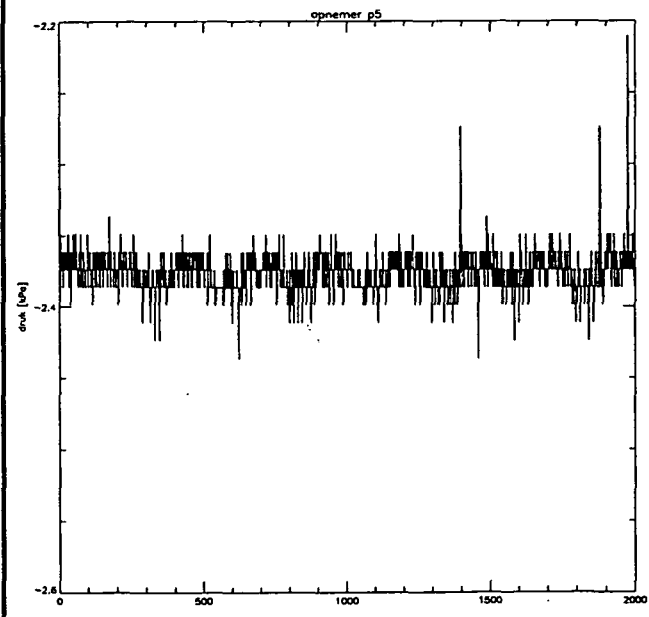
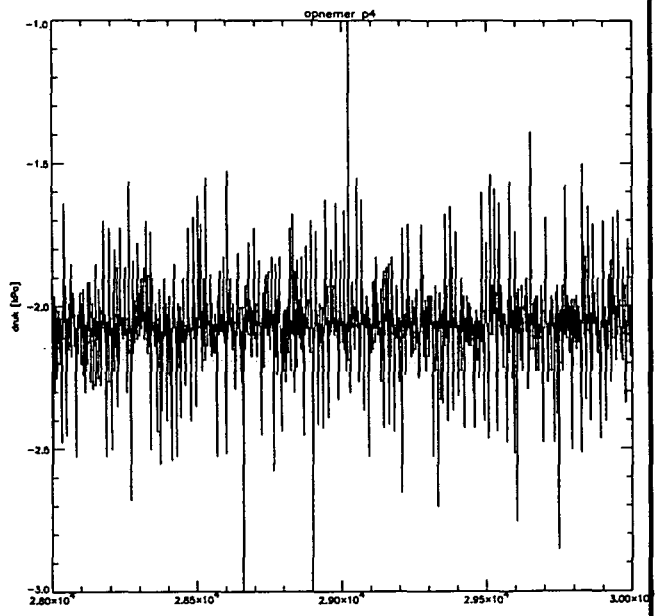
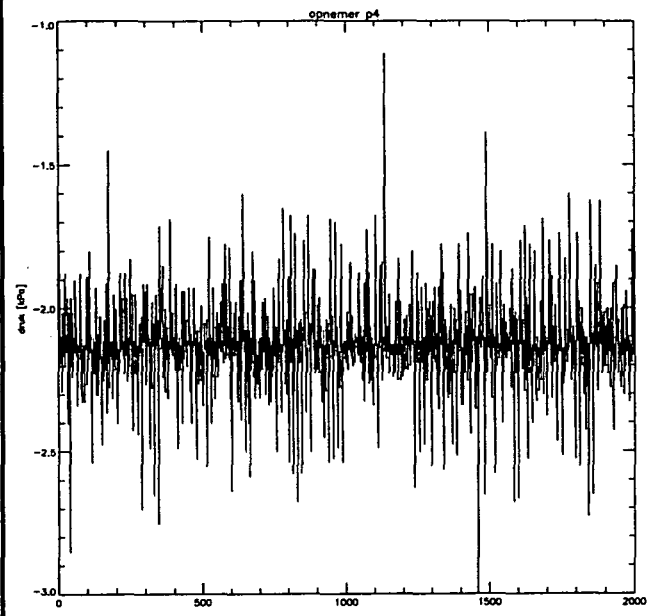
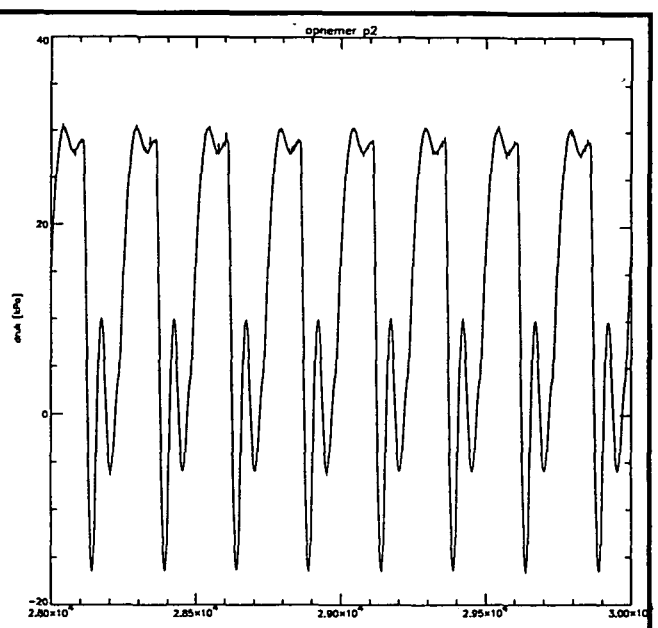
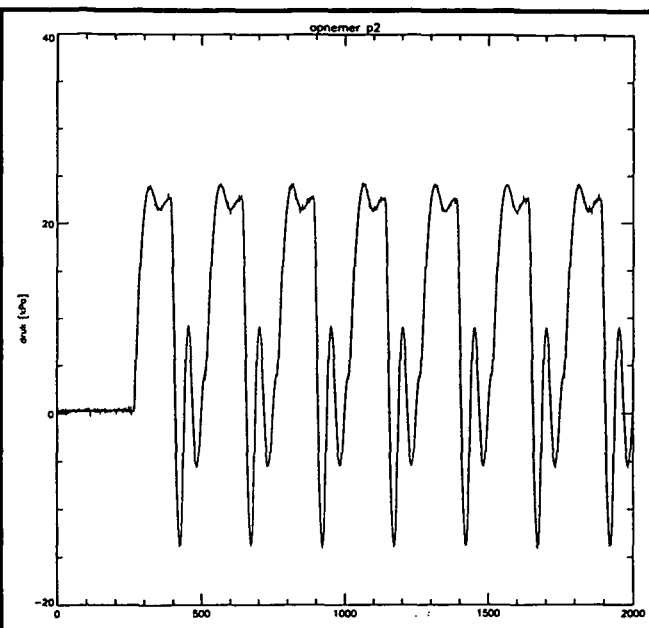
CO-346060


gez.

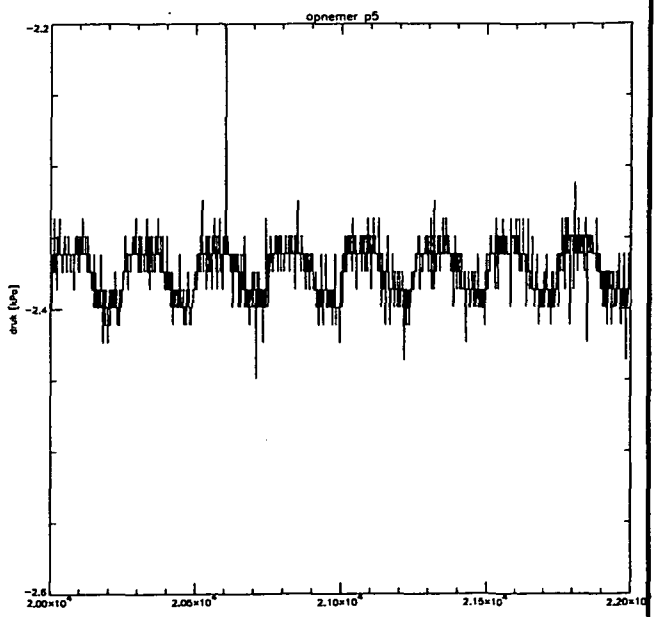
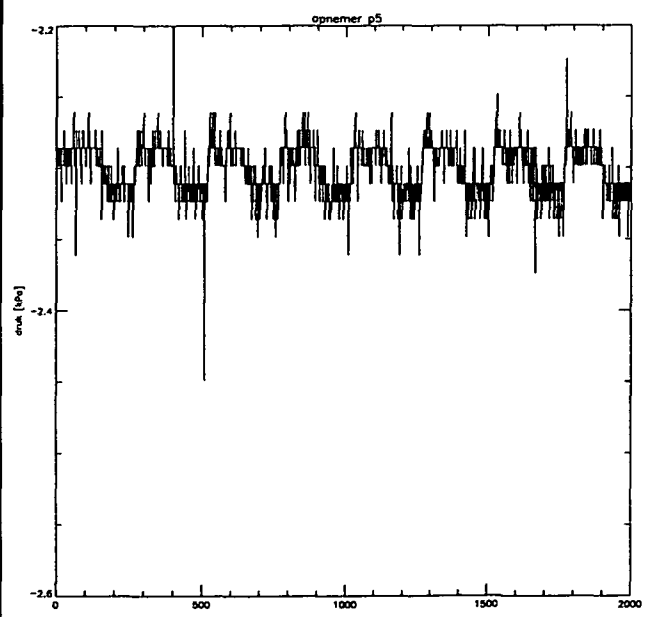
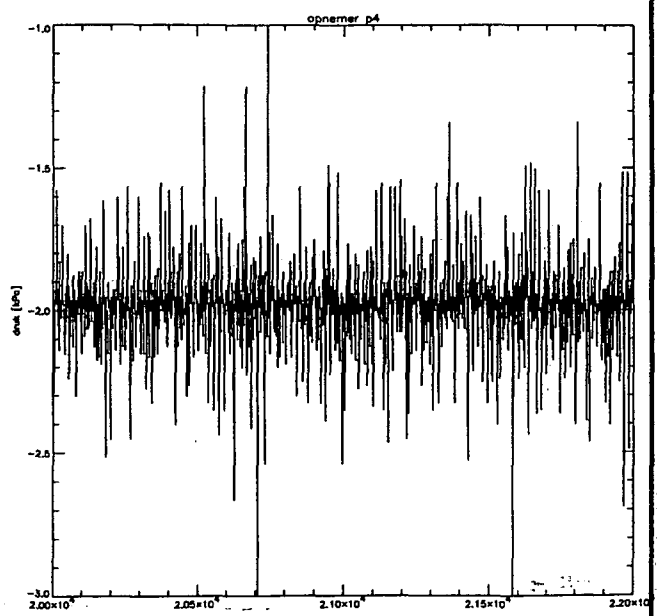
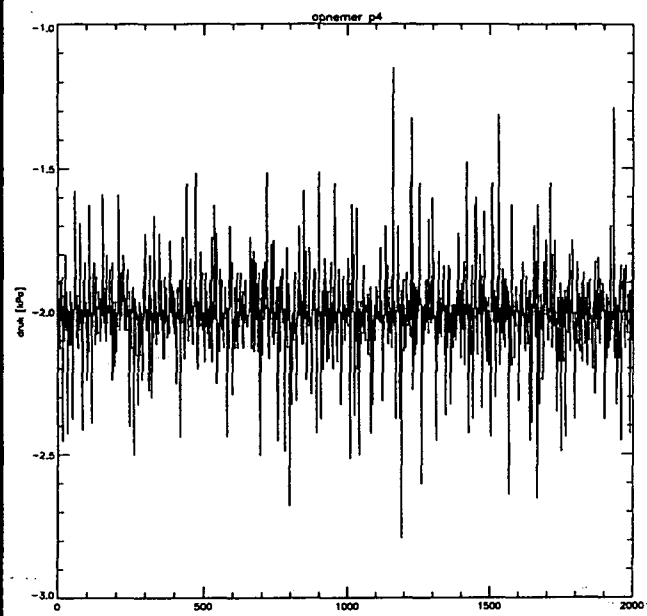
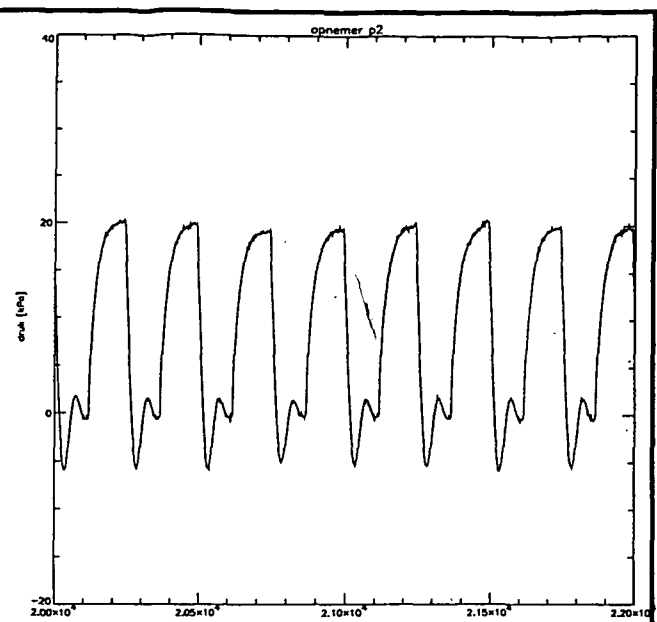
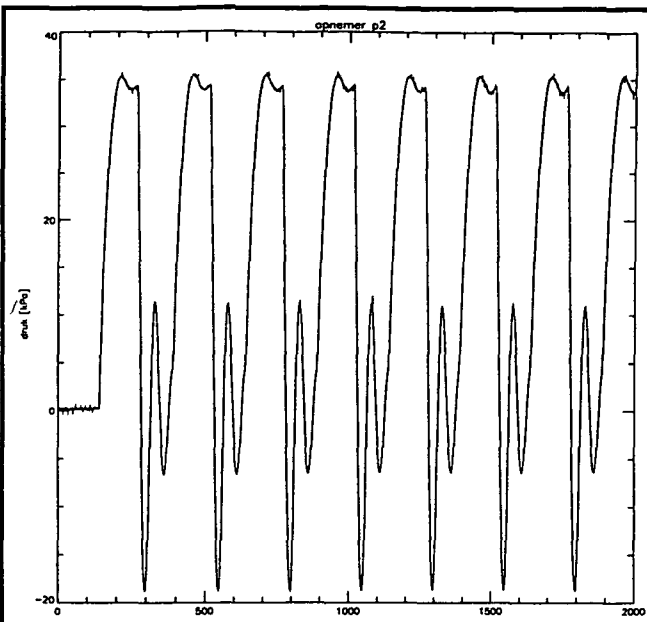
Respons begin (1e kolom), eind (2e kolom)

BIJL. 36

form.
A4



 GRONDMECHANICA DELFT	Postbus 69, 2600 AB Delft	Telefoon (015) 69 35 00 Telefax (015) 61 08 21	datum	get.
			1995-01-31	hofm
			CO-346060	gez.
Respons begin (1e kolom), eind (2e kolom)			BIJL. 37	form. A4



**GRONDMECHANICA
DELFT**

Postbus 69,
2600 AB Delft

Telefoon (015) 69 35 00
Telefax (015) 61 08 21

datum	get.
1995-01-31	hofm

Hydraulic fracture tests
LOCATIE 2, INSPUITPUNT I2: proef dp27

CO-346060	gez.
-----------	------

Respons begin (1e kolom), eind (2e kolom)

BIJL.	38	form.
		A4

• locatie 'De Voorst'

• hoofdkantoor

hoofdkantoor
Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon (015) 56 93 53
telefax (015) 61 96 74
telex 38176 hydel-nl

locatie ' De Voorst '
Voorsterweg 28, Marknesse
postbus 152
8300 AD Emmeloord
telefoon (05274) 29 22
telefax (05274) 35 73
telex 42290 hylvo-nl

