


POVM Validatie uitgangspunten en lange termijnontwikkeling

Experimenteel spoor

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteurs: C. Zwanenburg, D.A. de Lange & M. Konstantinou

Datum: oktober 2018

Versie: 1

**Titel**

POVM Validatie uitgangspunten en lange termijnontwikkeling

Project

11200999-004

Kenmerk

11200999-004-GEO-0002-
jppjm

Pagina's

72

Samenvatting

Het POVM onderzoeksprogramma heeft tot doel nieuwe ontwikkelingen op het gebied van dijkversterkingen te faciliteren. De POVM richt zich hierbij op het faalmechanisme macrostabiliteit en het toepassen van stabiliteit-verhogende constructies. Recent is in het kader van het Wettelijk Beheer Instrumentarium, WBI de overstap gemaakt naar een nieuwe werkwijze van het bepalen van de stabiliteit van dijken waarbij wordt gekeken naar de ongedraineerde schuifsterkte van de slecht doorlatende grondlagen. In de POVM is deze werkwijze toepasbaar gemaakt voor het ontwerpen van stabiliteitsverhogende constructies. Een van de stappen hierin is het ontwikkelen van de constitutieve modellen SHANSEP MC en SHANSEP NGI-ADP. Deze constitutieve modellen maken het mogelijk om in het eindige elementen pakket PLAXIS ontwerpberoeeningen van dergelijke stabiliteitsverhogende constructies uit te voeren. In de SHANSEP modellen is de ongedraineerde schuifsterkte een invoerparameter. Vanwege het complexe gedrag van met name organische lagen in de ondergrond en de complexe spanningscondities onder een met constructie versterkt dijktafud is de bepaling van dergelijke input parameters niet evident. Dit bleek ook uit de vragen die vanuit de verschillende referentieprojecten omtrent parameterbepaling werden gesteld. Vanuit het POVM programma is daarom een meer fundamentele studie, aangeduid met fundamenteel spoor, uitgevoerd naar het sterktegedrag van met name humeuze grond.

Het fundamenteel spoor valt uiteen in twee delen. Het eerste deel betreft een numerieke ontwikkeling waarin voor onderzoeksdoeleinden een nieuwe implementatie van het constitutieve model Creep-SCLAY1 is gebouwd. In dit model is de ongedraineerde schuifsterkte geen invoerparameter, maar volgt uit de opgelegde spanningscondities, stijfheid en gedraineerde sterkte-eigenschappen. Het tweede deel betreft experimenteel onderzoek. Dit rapport heeft betrekking op het experimenteel onderzoek.

Het experimenteel onderzoek dient enerzijds om een database te creëren waarmee constitutieve modellen, zoals het Creep-SCLAY1 model kunnen worden gevalideerd, waarbij de uitvoering van de validatie geen onderdeel van het onderzoek uitmaakt. Anderzijds geeft het onderzoek onderbouwing van enkele keuzes die in het WBI methodiek voor het bepalen van de stabiliteit van dijken zijn gedaan. Het betreft hier specifiek het verschil tussen de sterkte die in conventionele, axiaal symmetrische, laboratoriumproeven wordt bepaald en de plane strain sterkte die nodig is als invoer voor ontwerpberoeeningen.

Omdat laboratoriumopstellingen waarin plane strain condities kunnen worden beproefd niet voor handen zijn, is voor dit onderzoek een aanpassing aan het Large Direct Simple Shear apparaat aangebracht waarmee de horizontale spanning, loodrecht op de schuifrichting, dus in de plane strain, richting kan worden gemeten. Het onderzoek is uitgevoerd op verkneede Oostvaardersplassenklei, OVP klei. Dit is een typische organische klei met een organisch

Titel

POVM Validatie uitgangspunten en lange termijnontwikkeling

Project

11200999-004

Kenmerk

11200999-004-GEO-0002-
jppjm






Pagina's

72

stofgehalte in de orde van 9 à 10%. De proefresultaten ondersteunen de keuzes die aan de WBI werkwijze ten grondslag liggen. De gevonden sterktes in ongedraineerde proeven waren zowel voor triaxiaal extensie als de schuifproeven circa 20% hoger dan op basis van de conventionele criteria verwacht mag worden. Dit geeft een goede basis voor vervolgonderzoek. In het vervolgonderzoek kan, met behulp van een speciale proefopstelling plane strain proeven, zoals biaxiaalproeven, het werkelijke 3 dimensionale gedrag verder worden onderzocht.

Met betrekking tot het Creep SCLAY1 model volgt dat:

Op hoofdlijnen kan worden geconcludeerd dat het Creep SCLAY1 model goed functioneert en dat het de experimentele data goed kan reproduceren. Dit is echter een eerste indicatie. Voor het verder leren begrijpen van het model en het verder inpassen in de adviespraktijk is een vervolg nodig. In dit rapport zijn aanbevelingen voor dit vervolg opgenomen.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	oktober 2018	ir. D.A. de Lange		prof.dr.ir. A. Bezuijen		ir. L. Voogt	
		M. Konstantinou					
		dr.ir. C. Zwanenburg					

Status

definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Introductie uitgevoerd onderzoek	1
1.2	Theoretische achtergrond; vraagstelling	2
1.3	Uitwerking en afbakening van het onderzoek	4
1.4	Doel van het onderzoek	5
1.5	Leeswijzer	5
2	Voor-consolidatie verkneede OVP-klei	6
2.1	Keuze voor verkneede OVP-klei	6
2.2	Voor-consolidatie	6
2.3	Classificatieproeven	9
3	Proevenprogramma	11
3.1	Overzicht proeven	11
3.2	Keuze spanningsniveaus	11
3.3	Afschuifsnelheid	13
4	Conventionele proeven	14
4.1	Vorbereiding triaxiaalproeven	14
4.2	Consolidatiefase triaxiaalproeven	16
4.3	Overzicht resultaten afschuiffase triaxiaalproeven	20
4.4	Resultaten DSS proeven	24
4.5	Analyse ongedraineerde schuifsterkte	29
4.6	Vergelijk met archiefdata	31
5	Large Direct Simple Shear proeven	34
5.1	Large Direct Simple Shear, LDSS-proeven	34
5.1.1	Algemeen	34
5.1.2	Consolidatiefase	36
5.1.3	Conventionele uitwerking	36
5.1.4	Meting horizontale druk	40
5.2	Overzicht resultaten LDSS-proeven	49
5.3	Vergelijking DSS en LDSS	50
6	Analyse resultaten	53
6.1	Uitgangspunten ten behoeve van analyse	53
6.1.1	Inleiding	53
6.1.2	Weergave vloeicontour in deviatorisch vlak	53
6.1.3	Weergave proefresultaten	55
6.1.4	Analyse horizontale spanningsmetingen	58
6.2	Vergelijking proefresultaten met numerieke oplossingen	63
6.2.1	Sterkte in compressie en extensie	63
6.2.2	Resultaten in het deviatorvlak	64
7	Conclusies en vervolg	68

8 Referenties **70**

Bijlage(n)

A Literature review on the large strain plane shear strength of clays (undrained stability analysis)	A-1
A.1 Introduction	A-1
A.2 Design with peak shear strength	A-1
A.3 Design with critical state strength	A-4
A.4 Dependency of large strain plane shear strength on the mode of loading	A-5
B Archive on OVP-clay	B-1
C Uitwerking triaxiaalproeven	C-1
D Uitwerking DSS-proeven	D-1
E Uitwerking K_0-CRS-proeven	E-1
F Overzicht watergehalte, gloeiverlies en dichtheid vaste stof	F-1
G Numerieke simulaties Direct Simple Shear proeven	G-1
G.1 Inleiding, uitgangspunten en randvoorwaarden	G-1
G.2 Simulaties Soft Soil model	G-2
G.3 Simulatie Soft Soil Creep model	G-6
G.4 Simulaties met het Creep-SCLAY1 model	G-8
G.5 Vergelijking meetdata met numerieke simulaties.	G-13
G.5.1 Inleiding	G-13
G.5.2 Proef 11	G-13
G.5.3 Proef 12	G-16
G.5.4 Proef 23	G-19
G.5.5 Proef 24	G-21

1 Inleiding

1.1 Introductie uitgevoerd onderzoek

Het onderzoeksprogramma Project Overstijgende Verkenningen – Macro stabiliteit, POVM, heeft tot doel nieuwe ontwikkelingen op het gebied van dijkversterkingen te faciliteren. De POVM richt zich specifiek op nieuwe dijkversterkingstechnieken in relatie tot het faalmechanisme macro stabiliteit. In het faciliteren van nieuwe dijkversterkingmethoden speelt de beschikbaarheid van rekenmethoden en reken tools een belangrijke rol. Het rekencluster, onderdeel van het onderzoeksprogramma POVM, heeft dan ook tot doel het beschikbaar maken van de benodigde rekenrecepten en rekenprogrammatuur om de betreffende dijkversterkingstechnieken te kunnen ontwerpen en te kunnen toetsen.

Verschillende nieuwe dijkversterkingstechnieken maken gebruik van constructieve elementen, zoals damwanden, deussels of nagels. Bij het ontwerpen van de constructieve elementen kan in het algemeen niet meer worden volstaan met analytische oplossingen. Om de interactie tussen grond en de constructie goed te modelleren is het gebruik van numerieke methoden, zoals eindige elementen methoden, onvermijdelijk.

Recent is ten behoeve van het Wettelijk BeoordelingsInstrumentarium, WBI, een werkwijze voor het beoordelen van de stabiliteit van waterkeringen op basis van de ongedraineerde schuifsterkte, s_u , ontwikkeld, zie schematiseringshandleiding macro stabiliteit, Min I&M (2016). In de POVM-rekencluster is gewerkt aan het toepasbaar maken van deze werkwijze voor het ontwerpen van dijkversterkingen waarbij stabiliteitsverhogende constructies zoals damwanden, worden toegepast. Als onderdeel van deze activiteiten is het SHANSEP MC en het SHANSEP NGI-ADP model ontwikkeld (PLAXIS, 2016b, Panagoulas & Brinkgreve, 2017). Beide SHANSEP modellen zijn constitutieve modellen waarmee eindige elementen berekeningen met het computerprogramma PLAXIS in aansluiting op de WBI werkwijze kan worden uitgevoerd. Een andere activiteit van het rekencluster was de helpdeskfunctie ten behoeve van lopende dijkversterkingsprojecten waarin vragen over het toepassen van de WBI werkwijze voor het bepalen van de stabiliteit van waterkeringen in het ontwerp dient te worden toegepast. Hier zijn meerdere vragen over parameterbepaling gesteld en beantwoord, POVM (2016).

Het gedrag van slappe, organische, grond, typisch voor de ondergrond voor grote delen van Nederland, is complex. Aspecten als kruip, anisotropie, waterspanningsontwikkeling bij ongedraineerd afschuiven en belastingsgeschiedenis hebben een grote invloed op de uiteindelijk te realiseren ongedraineerde schuifsterkte. Voor de situatie bij bestaande dijken maakt de belastingsgeschiedenis en bijbehorende spanningsrotatie de situatie nog complexer. Gezien de vragen die vanuit de helpdeskfunctie van het POVM rekencluster zijn ontvangen en het feit dat de vragen grotendeels ook van toepassing zijn op de genoemde SHANSEP modellen voelde het POVM-rekencluster de noodzaak om onderzoek naar het sterktegedrag van met name slappe organische grond uit te voeren. Dit onderzoek is aangeduid met fundamenteel spoor.

Het onderzoek in het fundamenteel spoor bestaat uit twee onderdelen, een experimenteel gedeelte en een numeriek gedeelte. Beide delen zijn parallel aan elkaar uitgevoerd. Vanwege de beschikbare tijd is, zoals ook vooraf gepland, nog geen koppeling gemaakt tussen het numerieke en experimentele deel. Bij de koppeling kan worden gedacht aan het numeriek

simuleren van de resultaten van het experimentele deel. Wel is er de verwachting dat dit in vervolgonderzoek zal plaats vinden. Het creëren van een dataset ten behoeve van het valideren van constitutieve modellen is een neven doel van het hier gepresenteerde experimenteel onderzoek. Dit rapport beschrijft de resultaten van het experimentele deel. Rapport POVM (2018) geeft een verslag van het numerieke deel.

1.2 Theoretische achtergrond; vraagstelling

De sterkte van grond is sterk spanningsafhankelijk. Bij een hoger effectief spanningsniveau wordt een hogere sterkte gevonden. De werkelijke spanningsruimte is 3 dimensionaal. Het werken met een 3D spanningsruimte is complex. In de dagelijkse ingenieurspraktijk is de 3D spanningsruimte teruggebracht tot een semi 2D ruimte bijvoorbeeld door gebruik te maken van de isotrope effectieve spanning, p' en deviator spanning, q . Ook het gebruik van relaties tussen de (verticale) effectieve spanning en de maximaal te mobiliseren schuifweerstand, $\sigma - \tau$ relaties zoals die vaak voor analytische glijvlak berekeningen worden gebruikt is een versimpeling van het werkelijke 3D spanningsgedrag.

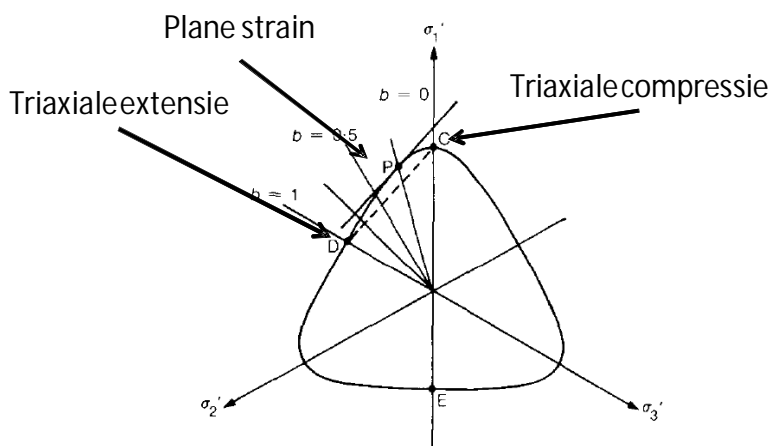


Fig. 2. Plane strain conditions derived from Matsuoka's criterion

Figuur 1.1 Criterium van Matsuoka weergegeven in 3D spanningsruimte, uit Wroth (1984)

Een van de criteria die beschikbaar zijn voor het beschrijven van het sterkte gedrag van grond in de 3D spanningsruimte is het criterium van Matsuoka, zie Figuur 1.1. Opvallend in de 3D weergave van het sterkte criterium is het verschil in spanningscondities waarbij laboratoriumproeven worden uitgevoerd en de spanningscondities waaronder berekeningen worden uitgevoerd.

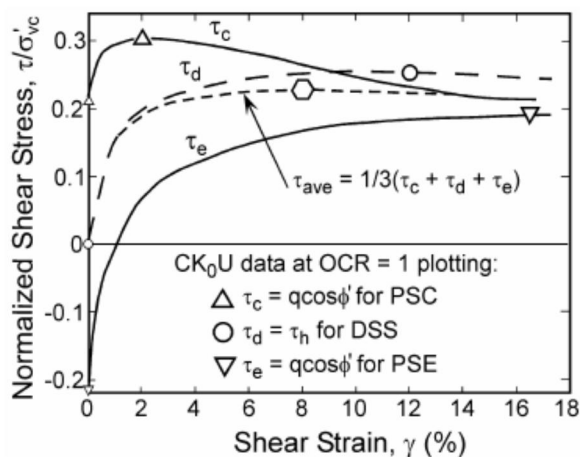
In de dagelijkse ingenieurspraktijk wordt de sterkte van grond bepaald met een triaxiale compressieproef. Zoals de meeste conventionele laboratoriumproeven gaat de triaxiaal proef uit van axiaal symmetrie. Deze proef levert punt C in Figuur 1.1 op. Een triaxiale extensie proef levert punt D in Figuur 1.1 op. Dit zijn de enige twee punten die met triaxiaal proeven van het 3D sterkte contour kunnen worden bepaald. Berekeningen gaan over het algemeen uit van plane strain condities, punt P in Figuur 1.1. Met andere woorden de condities waaronder de sterkte eigenschappen worden bepaald sluiten niet aan bij de spanningscondities waaronder de berekeningen worden uitgevoerd.

Dit verschil in sterkte is algemeen onderkend, maar het wordt veelal verwaarloosd. De verwaarlozing is conservatief en mede het gevolg van de experimentele problemen om onder

plane strain condities proeven uit te voeren. Met de nieuwe kijk op het bepalen van de stabiliteit van waterkeringen zoals die in de onderzoeksprogramma's Wettelijk BeoordelingsInstrumentarium, WBI en dijken po veen, DOV is ontwikkeld en tegelijkertijd de toenemende behoefte om met eindige elementen methoden toets- en ontwerpberoeeningen voor dijken uit te voeren komen vragen over het verschil tussen plane strain (reken) omstandigheden en de axiaal symmetrische (proef) omstandigheden naar voren. In de huidige ontwikkelingen in het berekenen van de stabiliteit van dijken ontstaan vragen over de vereenvoudiging van het 3D spanningsveld naar een 2D benadering.

Eén van de basisuitgangspunten in de WBI / DOV werkwijze is dat bij grote rek de sterkte in compressie, extensie en Direct Shear gelijk aan elkaar worden. Dit uitgangspunt heeft tot gevolg dat in de berekening geen onderscheid hoeft te worden gemaakt tussen het actieve deel van het glijvlak, waar de compressie sterkte wordt ontwikkeld, het passieve deel van het glijvlak, waar de extensie sterkte wordt ontwikkeld en het deel daar tussen in waar de Direct Shear sterkte zich ontwikkeld. Opgemerkt wordt dat voor een bestaande dijk de overgangen tussen deze gebieden niet evident zijn aan te geven.

Het uitgangspunt, dat bij grote rekken, de compressie, extensie en Direct Shear sterkte bij elkaar komt is overgenomen uit de literatuur (Ladd, 1991 en Ladd & Degroot, 2003) en geldt voor plane strain condities, zoals die zich in het rekenprofiel voordoen, maar niet voor axiaal symmetrische condities zoals opgelegd in conventionele laboratoriumproeven. Met andere woorden één van de basisuitgangspunten in de DOV / WBI werkwijze kan niet met conventionele laboratoriumproeven worden geverifieerd. Figuur 1.2 geeft het spannings – rek verloop voor plane strain condities uit Ladd (1991) en Ladd & deGroot (2003), waarop het hierboven genoemde uitgangspunt grotendeels is gebaseerd. Figuur 1.2 laat zien dat bij grote rekken de sterkte die in plane strain compressie wordt gemobiliseerd gelijk wordt aan de sterkte die in plane strain extensie wordt gemobiliseerd.



Figuur 1.2 Spannings – rek relatie voor plane strain condities bij grote rek wordt de gemobiliseerde schuifweerstand in compressie en extensie aan elkaar gelijk, PSC = plane strain compression, PSE = plane strain extension, uit: [Ladd, 1991], [Ladd & deGroot, 2003]

In de internationale literatuur is aangegeven dat de plane strain sterkte circa 10% hoger ligt dan de axiaal symmetrische sterkte. Door gebruik te maken van de axiale compressiesterkte als schatting voor de plane strain sterkte, die zich naar verwachting in werkelijkheid zal ontwikkelen, wordt een veilige schatting van de sterkte gevonden. Echter, proeven waarbij de

plane strain sterkte wordt geactiveerd en bepaald, worden ook internationaal niet vaak uitgevoerd. Hiermee is een van de belangrijkste uitgangspunten in de WBI werkwijze slechts in beperkte mate experimenteel onderbouwd. Vanuit de ingenieurspraktijk is bij de introductie van de WBI werkwijze de vraag gesteld of het uitgangspunt dat in Figuur 1.2 wordt weergegeven terecht is. Met andere woorden, een van de basis uitgangspunten van de WBI werkwijze wordt ter discussie gesteld. Nu de WBI werkwijze toegepast gaat worden voor het toetsen van bestaande dijken en voor het ontwerpen van dijkversterkingen verdient het sterk de voorkeur om deze uitgangspunten nader met experimenteel onderzoek te onderbouwen.

Er staan voor de komende jaren verschillende grote dijkversterkingen gepland. In het ontwerp deze dijkversterkingen zal in toenemende mate zowel de WBI werkwijze worden toegepast als EEM analyses. Hierbij worden vragen gesteld over de uitgangspunten waarop de WBI methode is gebaseerd. Om aan de hierboven genoemde punten tegemoet te komen dienen een aantal zaken nader te worden uitgezocht. Hierbij dient experimenteel onderzoek samen te gaan met numerieke ontwikkelingen.

1.3 Uitwerking en afbakening van het onderzoek

Een compleet onderzoek naar het gedrag van verschillende voor dijken bepalende grondsoorten is een uitgebreid en veel omvattend onderzoek. In dit onderzoek wordt een eerste stap gemaakt. De eerste stap bestaat uit het uitvoeren van proeven op Oostvaardersplassen klei, OVP klei. Dit is een licht humeuze klei, details worden beschreven in hoofdstuk 2. De OVP klei was reeds in voldoende mate beschikbaar bij aanvang van het onderzoek, waardoor monsternamen niet nodig waren en een snelle start gemaakt kon worden. Tevens is reeds veel bekend van het gedrag van deze klei waardoor het onderzoek efficiënt kan worden uitgevoerd.

De werkzaamheden starten met een literatuuronderzoek. Het literatuuronderzoek richt zich op de schematisatie van de sterkte van grond in de drie-dimensionale spanningsruimte. Dit onderzoek kan putten uit de reeds omvangrijke literatuurstudie die in het kader van WBI onderzoek is uitgevoerd en richt zich op (latere) aanvullingen.

Uiteindelijk is het gedrag van natuurlijke grondsoorten van belang bij het ontwerpen van dijkversterkingen. Echter, in dit onderzoek zal gewerkt worden met verknede (remoulded) OVP klei. Hiermee worden minder experimentele problemen voorzien en zal naar verwachting de reproduceerbaarheid van de resultaten groter zijn. De resultaten van de proeven op de verknede grond worden gebruikt als vergelijking met de literatuur, dat veelal ook op gebaseerd is op verknede materiaal.

De keuze van het onderzoeksapparaat is essentieel in dit onderzoek. Bij het uitvoeren van dit onderzoek was geen beschikking over een plane strain apparaat. Als alternatief is gebruik gemaakt van de Large Direct Simple Shear Apparaat, LDSSA van Deltares. De LDSSA beproeft blokvormige monsters met afmetingen van 26 cm (in schuifrichting) × 22 cm (in breedte) × 9 cm (hoogte). Vanwege consolidatie kan de starthoogte bij aanvang van de schuif fase variëren. Ten behoeve van dit onderzoek is het LDSSA uitgebreid met drukopnemers in de zijwand, loodrecht op de schuifrichting. Het op deze wijze meten van horizontale spanningen is een nieuwe experimentele ontwikkeling en impliceert risico's voor het succesvol verloop van het onderzoek. Echter, bij gebrek aan betrouwbare alternatieven is deze nieuwe experimentele ontwikkeling ingezet.

Opgemerkt wordt dat de Direct Simple Shear, DSS, proef eveneens plane strain condities weergeeft. Echter, in een conventionele DSS proef is de spanningsconditie niet eenduidig

gedefinieerd. De toevoeging van de drukopnemers in de zijwanden van de LDSSA geeft extra informatie over de spanningsontwikkeling. Ter vergelijking worden ook conventionele DSS proeven uitgevoerd.

Ter vergelijking van de resultaten zijn hetzelfde materiaal ook enkele conventionele triaxiale compressie en extensie proeven en enkele constant rate of strain, K_0 -CRS, proeven uitgevoerd.

Na afronding van het experimentele onderzoek wordt, in hoofdstuk 6, Figuur 1.1 geconstrueerd op basis van de meetdata. Voor het construeren van Figuur 1.2 zijn andere proeven nodig, bijvoorbeeld biaxiaalproeven. Bij aanvang van het onderzoek is er voor gekozen om eerst, aan de hand van de LDSS proeven Figuur 1.1 te reconstrueren en op basis van het resultaat de noodzaak van verder onderzoek vast te stellen. Opgemerkt wordt dat voor volledige onderbouwing van de WBI uitgangspunten ook de reconstructie van Figuur 1.2 noodzakelijk is.

1.4 Doel van het onderzoek

Het ontwerpen van stabiliteitsverhogende constructies in dijken vraagt om EEM toepassingen. Het is daarom belangrijk vast te stellen wat de WBI uitgangspunten betekenen voor EEM analyses voor het ontwerpen van stabiliteitsverhogende constructies. Het voorgestelde onderzoek kent zowel experimentele als numerieke componenten. Beiden dienen ontwikkeld te worden en kunnen niet zonder elkaar. Benadrukt wordt dat dit onderzoek te beschouwen is als een eerste stap.

hoofddoel

Het hoofddoel van het onderzoek is het onderbouwen van de WBI werkwijze met betrekking van tot het sterktecriterium in het deviatorisch vlak, zoals weergegeven in Figuur 1.1. Door het reproduceren van Figuur 1.1 worden de verschillen tussen axiaal symmetrische condities en plane strain condities gekwantificeerd. Hiermee wordt vastgesteld in hoeverre het gebruik van de sterkte parameters uit axiaal symmetrische triaxiaal compressieproeven een conservatieve schatting voor de plane strain sterkte is.

nevendoeel 1

Het creëren van data ten behoeve van de validatie van constitutieve modellen met name de ontwikkeling in het aangrenzende numerieke deel van dit onderzoek. Opgemerkt wordt dat het uitvoeren van de validatie geen onderdeel van dit onderzoek uitmaakt.

nevendoeel 2

Het testen en ervaring opdoen van het gebruik van horizontale drukopnemers in de zijwand van de LDSSA.

1.5 Leeswijzer

Hoofdstuk 2 beschrijft de algemene karakteristieken van het gebruikte Oostvaardersplassen klei en wijze waarop het materiaal verkneed is. Hoofdstuk 3 geeft een toelichting op het proevenprogramma. Hoofdstuk 4 bespreekt de resultaten van de triaxiaalproeven en hoofdstuk 5 van de direct simple shear proeven. De resultaten worden geanalyseerd in hoofdstuk 6 met een samenvatting en conclusie in hoofdstuk 7.

Het uitgevoerde literatuuronderzoek is besproken in bijlage A. De resultaten van de laboratoriumproeven zijn gegeven in de bijlagen C en D.

2 Voor-consolidatie verknede OVP-klei

2.1 Keuze voor verknede OVP-klei

Gekozen is om een proevenserie uit te voeren op verknede Oostvaardersplassenklei, hierna afgekort als OVP-klei: voldoende materiaal was voorradig en veel van het materiaalgedrag is al bekend, zie ook Bijlage B. Het gaat om een licht organische, sterk siltige klei en wordt representatief geacht voor de Nederlandse organische kleisoorten. Het materiaal is begin jaren '90 gewonnen in de Oostvaardersplassen, zie Figuur 2.1, op een diepte van 1,5 tot 3,0 m onder maaiveld en werd o.a. ingezet voor centrifugeproeven. In de tussentijd is het materiaal steeds donker en luchtdicht in tonnen bewaard. Voor de proevenserie is het materiaal opnieuw geroerd om de structuurvorming te verbreken en een homogeen materiaal te verkrijgen. Daarna is het materiaal voor-geconsolideerd.



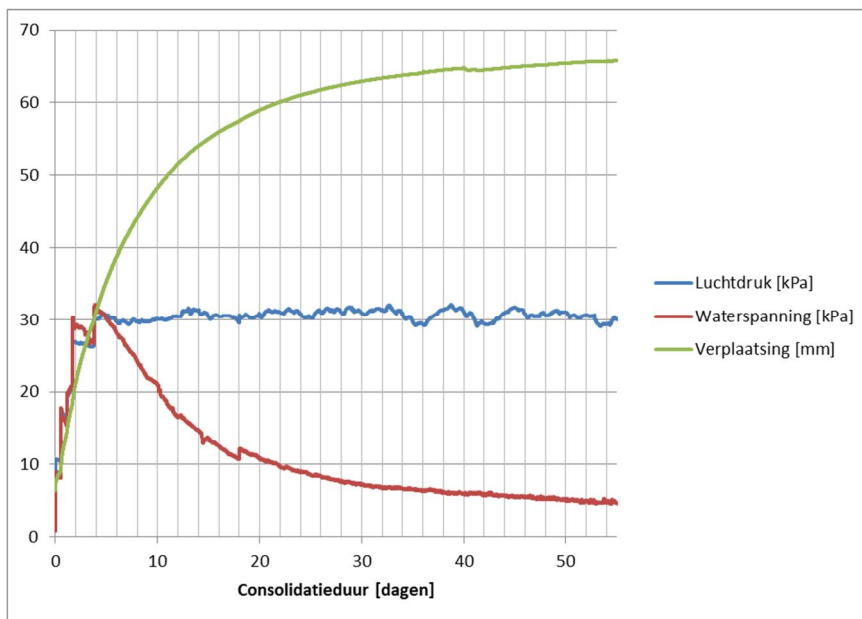
Figuur 2.1 Locati waar de klei is gewonnen

2.2 Voor-consolidatie

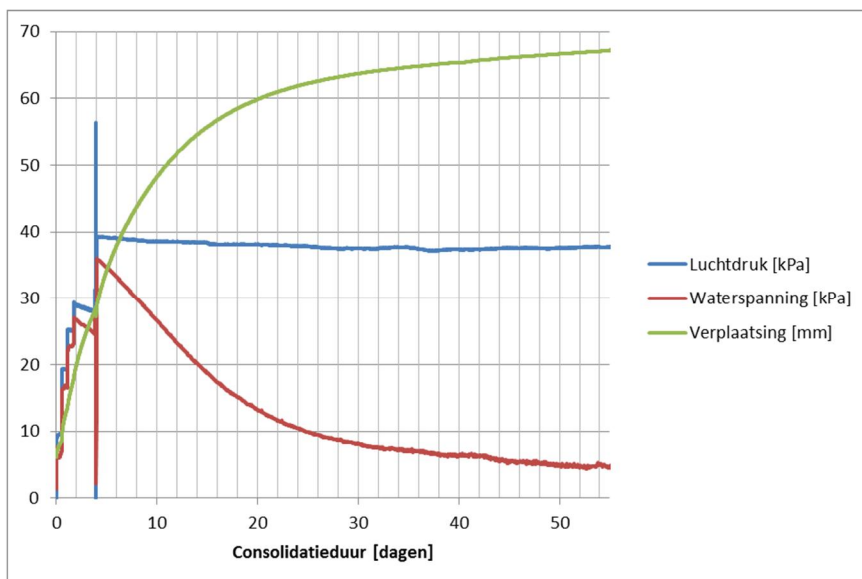
Begin april 2017 is het materiaal, ruim 100 kg, allereerst geroerd in een vacuümmixer, minimaal 4 uur, om van de ingesloten lucht af te komen. Daarna is het watergehalte bepaald op 143%. Vervolgens is ontluicht water toegevoegd zodat een slurry ontstond met een watergehalte van 181%. De definitie van een verknede ('remoulded') klei is volgens Burland (1990) een klei die grondig en volledig is geroerd bij een watergehalte gelijk aan of hoger dan de vloeigrens. De bepaalde vloeigrenzen zijn opgenomen in Tabel 2.1. Deze slurry is ca. tien uur geroerd in een vacuümmixer. Twee consolidatiecellen met een diameter van 60 cm zijn gevuld met de slurry tot een hoogte van ca. 29 cm.

De slurry is K_0 geconsolideerd, door gedurende een periode van 172 dagen een druk van 40 kPa aan te brengen, door middel van een zuiger met luchtdruk, terwijl drainage mogelijk was aan de boven- en onderzijde. Tijdens de consolidatie is de hoogte, de waterspanning, door middel van een opnemer in de celwand en de luchtdruk continue gelogd, zie Figuur 2.2 en Figuur 2.3. De druk is in stappen aangebracht. Helaas gaven de luchtdruk- en

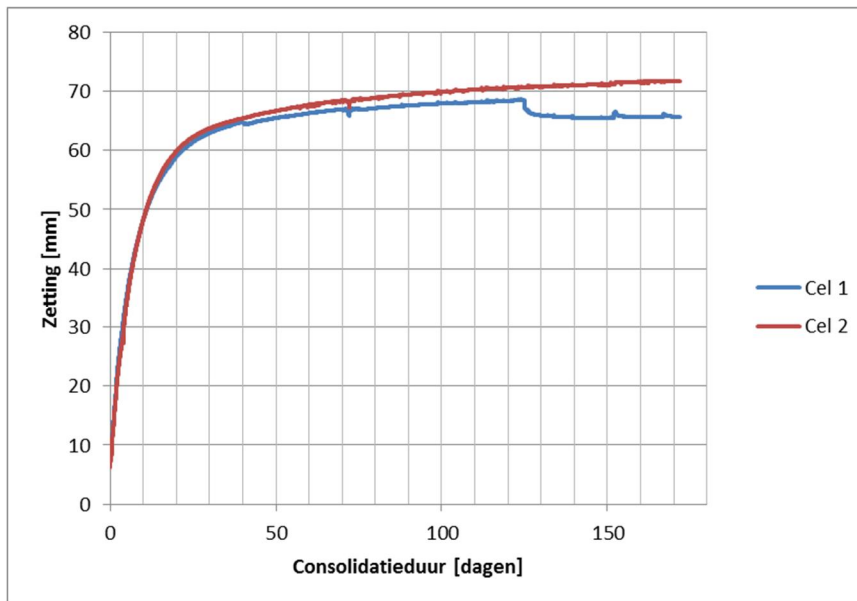
waterspanningsmeters na zo'n 56 dagen geen betrouwbaar resultaat meer. Tot dag 56 verliep alles naar verwachting. Het verloop van de zetting in beide cellen, tijdens gehele consolidatieduur, is weergegeven in Figuur 2.4. Uit het gemeten zettingsverloop is geconcludeerd dat ook na 56 dagen het spanningsniveau onveranderd is gebleven. Wel is een sprong te zien in de hoogtemeting bij cel 1 na 125 dagen. Het verloop doet vermoeden dat de druk na dag 125, dus de laatste 45 dagen, lager is geweest dan bedoeld. Het verschil in eindzetting tussen cel 1 en cel 2 is ca. 0,6 cm.



Figuur 2.2 Verloop waterspanning, zetting en drukk niveau in eerste fase van de consolidatie (cel 1)

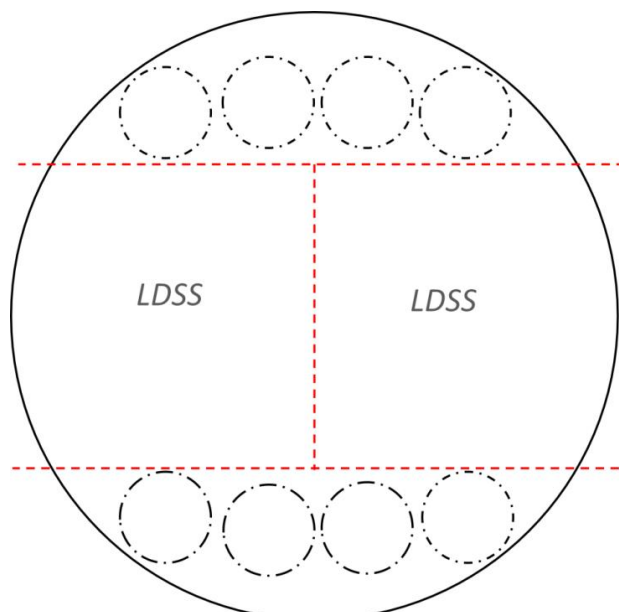


Figuur 2.3 Verloop waterspanning, zetting en drukk niveau in eerste fase van de consolidatie (cel 2)



Figuur 2.4 Gemeten verplaatsing tijdens consolidatie

Op 25 september 2017 is de consolidatie beëindigd. De actuele druk is gecontroleerd, vanwege het feit dat de continue meting geen betrouwbaar signaal gaf. Respectievelijk zijn drukniveaus gelijk aan 40.4 kPa en 39.9 kPa gemeten voor cel 1 en 2. De hoogte van de kleibroden uit cel 1 en 2 is bij de uitbouw vastgesteld op respectievelijk 21,3 en 20,8 cm. Hiermee ligt het opgetreden rekpercentage in de orde van 26 à 28%. De kleibroden zijn in vier moten verdeeld: twee voor de LDSS-proeven (26 x 30 cm) en twee voor de overige proeven, zie Figuur 2.5. Daarna is het materiaal ingepakt in folie en opgeslagen in de vochtige koele ruimte. Het watergehalte bij de uitbouw is bepaald op 112,8% voor cel 1 en 106,5% voor cel 2. De gemeten drukken en de gevonden watergehalten geven aan dat de klei in cel 2 toch niet veel ontlast zal zijn geweest en heel vergelijkbaar is met de klei van cel 1.



Figuur 2.5 Schematisering van de gemaakte moten



Figuur 2.6 Impressie uitbouw klei uit de consolidatiecellen

2.3 Classificatieproeven

De Atterbergse grenzen zijn bepaald voor twee monsters per cel: één monster genomen uit de bovenzijde en één monster uit de onderzijde. De methode van Casagrande is toegepast voor het bepalen van de vloeigrens, w_L . De resultaten zijn opgenomen in Tabel 2.1 en vertonen een uniform beeld.

Sample	Cel	Vloeigrens w_L [%]	Uitrolgrens w_P [%]	Plasticiteitsindex I_P [%]
rest 7 boven	1	164,5	55,4	109,1
rest 7 onder	1	166,5	56	110,5
rest 17 boven	2	163,9	55	108,9
rest 17 onder	2	167	55,6	111,3

Tabel 2.1 Atterbergse grenzen (Vloeigrens bepaald met Casagrande methode), watergehalte 112,8%

Bijlage B geeft een overzicht van het eerder binnen Deltares uitgevoerde onderzoek op OVP-klei. Bijlage F geeft een overzicht van de watergehalten, dichtheden en gloeiverlies zoals is bepaald voor elk proefstuk.

Zoals in de inleiding aangegeven zijn in het verleden uitgebreide proevenseries op Oostvaardersplassenklei uitgevoerd. Een overzicht is opgenomen in Bijlage B. Tichelaar et al. (2000) geeft een samenvatting van de destijds uitgevoerde classificatie van verkneede OVP-klei. Opvallend is dat zowel de destijds bepaalde uitrolgrens als de vloeigrens lager zijn dan in de thans uitgevoerde proeven, terwijl voor deze parameters opvallend hogere waarden zijn bepaald binnen Dijken op Veen II (2014). Vooralsnog is er geen duidelijke verklaring voor dit verschil.

Classification

OVP clay can be classified as a soft highly active, highly organic, highly plastic silty clay. The clay has organic and CaCO₃ contents of 9.5% and 9.2%, respectively. Some properties are presented in Table 1. The grainsize distribution had been determined by using sieves ($d > 38 \mu\text{m}$) and the sedigraph ($2 \mu\text{m} < d < 38 \mu\text{m}$) (X-ray determination of the density of a settling suspension).

Table 1. Characteristics of OVP clay

w [%]	w _L ¹ [%]	w _p [%]	G _s [-]	SA ² [m ² /g]	S _t ³ [-]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]
79	120	37	2.53	144	4	3	71	26

1) Casagrande device 2) Specific area 3) Sensitivity using fall cone device

Figuur 2.7 Fragment uit rapport Tichelaar et al (2000) met betrekking tot classificatie van OVP klei.

3 Proevenprogramma

3.1 Overzicht proeven

Om de bezwijkcontour voor de OVP-klei te construeren, zijn naast de resultaten van triaxiale compressie- en extensieproeven ook de resultaten van plane strain-proeven benodigd. Bij voorkeur zou hier gebruik worden gemaakt van een biaxiaal apparaat of een true triaxial device. Dergelijke apparaten waren ten behoeve van het onderzoek niet beschikbaar. In plaats daarvan is gebruik gemaakt van het Large Direct Simple Shear Apparaat, LDSSA. Het LDSSA kan worden beschouwd als een plane strain-apparaat, omdat de voor- en achterwand voldoende stijf en ingeklemd zijn, zodat er in de out of plane-richting nauwelijks/geen vervorming kan optreden. Om de spanningsconditie vast te leggen zijn er in de achterwand drukopnemers opgenomen, zie paragraaf 5.1.4. Deze integratie van nieuwe sensoren is een nieuwe ontwikkeling van de bestaande LDDS apparaat. Naast LDSS- en triaxiaalproeven is ter vergelijking ook een serie conventionele DSS-proeven uitgevoerd.

Het totale proevenprogramma bestaat uit een serie normaal-geconsolideerde en een serie over-geconsolideerde proeven. Er is voor gekozen om alle normaal-geconsolideerde (NC) proeven uit te voeren op het materiaal dat is geconsolideerd in cel 1 en alle over-geconsolideerde (OC) proeven uit te voeren op het materiaal dat is geconsolideerd in cel 2 bij een OCR van 1.5. Het ging in eerste instantie om twee identieke proevenprogramma's. Echter tijdens de uitvoering is besloten om de LDSS-proeven op het materiaal uit consolidatie-cel 2 onder een constante verticale spanning uit te voeren i.p.v. over-geconsolideerd en volumevast. In Tabel 3.1 geeft een overzicht van het proevenprogramma. Iedere proeven is in twee- of drievoud uitgevoerd, waarbij identieke spanningspaden zijn opgelegd.

Type proef	Cel 1	Sample no.	Cel 2	Sample no.
K ₀ -CRS	1	1	1	13
DSS	3 x NC	2 t/m 4	3 x OC	14 t/m 16
TX compressie	3 x NC	5 t/m 7	3 x OC	17 t/m 19
TX extensie	3 x NC	8 t/m 10	3 x OC	20 t/m 22
LDSS	2 x NC	11 & 12	2 x NC*	23 & 24

Tabel 3.1 Proevenprogramma (*deze twee LDSSA-proeven zijn gedraineerd uitgevoerd)

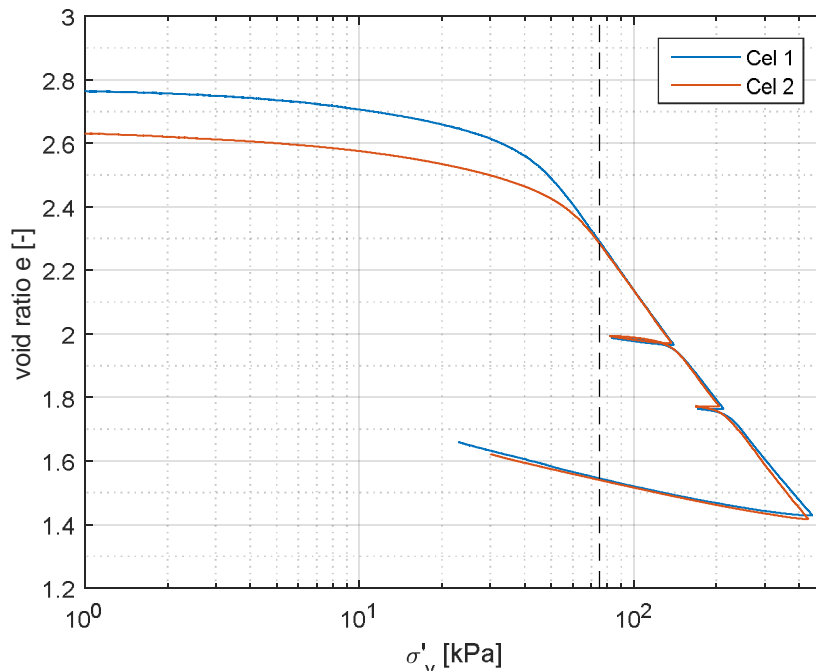
3.2 Keuze spanningsniveaus

De grensspanning is nodig om te bepalen bij welk spanningsniveau de proeven dienen te worden uitgevoerd. Daartoe zijn allereerst twee K₀-CRS testen uitgevoerd aan de hand waarvan de grensspanning per consolidatie-cel is bepaald. De resultaten van deze proeven zijn opgenomen in Bijlage E. De gemeten K₀-waarde in het NC-traject, van de K₀ CRS proeven is ca. 0,39 [-]. De bepaalde grensspanningen zijn respectievelijk 53 kPa en 68 kPa voor cel 1 en 2. Opgemerkt wordt dat dit hoger is dan de aangebrachte consolidatie spanning met een streefwaarde van 40 kPa. De verklaring van het verschil wordt gegeven door de opgetreden kruip met aging als gevolg. Daarnaast wordt opgemerkt dat de bepaling van de grensspanning relatief onzeker is en sterk afhangt van de methode.

Vanwege de onzekerheid in de grenswaarde en het verschil in grensspanning gevonden voor materiaal uit beide cellen, is besloten de Shansep procedure toe te passen. Dit wil zeggen dat in de proefopstelling het monster ruim voorbij de natuurlijke grensspanning wordt

geconsolideerd. Voor proeven waarbij een OCR wordt opgelegd, wordt de consolidatie in twee stappen uitgevoerd. Eerst wordt bij hoge spanning geconsolideerd en vervolgens bij een lagere spanning ge-herconsolideerd. Op deze wijze is de grensspanning en eventueel bijbehorende OCR eenduidig vast gelegd. De gekozen spanningen zijn afhankelijk van het bereik van de verschillende apparaten, waarbij in de verschillende apparaten bij voorkeur vergelijkbare spanningscondities worden toegepast.

De maximale verticale spanning die kan worden toegepast in het LDSS-apparaat is ca. 90 kPa. Dit is gelijk een begrenzing van het spanningsniveau dat kan worden toegepast voor de NC-proeven. Gekozen is om de NC-proeven uit te voeren bij een verticale spanning van 75 kPa. In Figuur 3.1 is het poriegetal als functie van de effectieve spanning voor beide proeven weergegeven. Hoewel het poriegetal initieel, tussen beide proeven, afwijkt, komen de waarden bij elkaar na een bepaald spanningsniveau. In deze figuur is het niveau van 75 kPa gestreept aangegeven. Het materiaal van cel 1 en 2 gedraagt zich op dit spanningsniveau normaal geconsolideerd. In de WBI schematiseringshandleiding [min I&M 2016] wordt gebruik gemaakt van een punt B in het last-zakkingsdiagram van constant rate of strain, CRS, proeven waarvoor geldt dat het normaal geconsolideerd gedrag wordt gevonden. Voor beide curves uit Figuur 3.1 geldt dat 75 kPa voorbij het punt B.



Figuur 3.1 Porigetel als functie van effectieve spanning bepaald uit de K_0 -CRS-proeven (streepjeslijn geeft niveau van 75 kPa niveau aan)

Voor de overgeconsolideerde proeven is gekozen $OCR = 1,5$ toe te passen. De waarde is gekozen na de overweging dat voor Nederlandse situatie in relatie tot stabiliteitsanalyses van dijken de holocene lagen veelal licht tot matig zijn overgeconsolideerd. Tevens dient vanwege de meetnauwkeurigheid lage spanningen na de her-consolidatie fase te worden vermeden. De consolidatiefase van deze proeven bestaat uit twee fasen: allereerst wordt een verticale spanning van 75 kPa opgelegd en na de dissipatie van de wateroverspanningen wordt het spanningsniveau teruggebracht naar 50 kPa. De consolidatie van alle proeven wordt bij K_0 -

condities uitgevoerd. Dat wil zeggen dat geen radiale of horizontale rek kan plaatsvinden tijdens de consolidatiefase. In de triaxiaalopstelling wordt bij het verhogen (of verlagen) van de celdruk de deviatorspanning dusdanig gekozen dat het oppervlakte van het monster constant blijft. In de DSS- en LDSS-opstelling is het monster zijdelings ingesloten, waardoor automatisch het K₀-pad wordt gevolgd.

3.3 Afschuifsnelheid

Om de resultaten onderling te kunnen vergelijken is gekozen om de afschuifsnelheden gelijk te houden in alle proeven. In een triaxiaalopstelling wordt een monster tot bezwijken gebracht door een axiale rek op te leggen, terwijl in een DSS-opstelling een monster wordt belast door een schuifrek op te leggen. Deze twee wijzen van belasten kunnen naar elkaar vertaald worden mits de proeven ongedraineerd, d.w.z. volumevast worden uitgevoerd. In dat geval geldt dat de volumereksnelheid $\dot{\epsilon}_{vol}$ gelijk is aan nul:

$$\dot{\epsilon}_{vol} = \dot{\epsilon}_{vv} + 2\dot{\epsilon}_{hh} = 0$$

De radiale reksnelheid $\dot{\epsilon}_{hh}$ kan dus worden uitgedrukt in de axiale reksnelheid $\dot{\epsilon}_{vv}$:

$$\dot{\epsilon}_{hh} = -0.5\dot{\epsilon}_{vv}$$

De relatie tussen de schuifreksnelheid $\dot{\gamma}_{xy}$ en de axiale reksnelheid $\dot{\epsilon}_{vv}$ kan als volgt worden gedefinieerd:

$$\dot{\gamma}_{xy} = \dot{\epsilon}_{vv} - \dot{\epsilon}_{hh} = 1.5\dot{\epsilon}_{vv}$$

Voor de triaxiaalproeven (CU) is gekozen voor de reksnelheid $\dot{\epsilon}_{vv} = 2\%/uur$, daarmee werd de afschuifsnelheid voor de (L)DSS-proeven (volume-vast) $\dot{\gamma} = 3\%/uur$.

Naast ongedraineerde LDSS proeven zijn ook gedraineerde LDSS proeven uitgevoerd. Om de afschuifsnelheid te bepalen voor de gedraineerde LDSS-proeven onder constante belasting is gebruik gemaakt van de ASTM- norm D 6528. Deze norm stelt dat voor een gedraineerde proef de maximale afschuifsnelheid zodanig gekozen moet worden dat het monster pas faalt na een tijdsspanne van tenminste twee maal de tijd nodig voor een consolidatiegraad van 90%. Dit resulteert in een afschuifsnelheid $\dot{\gamma} = 0,2\%/uur$

4 Conventionele proeven

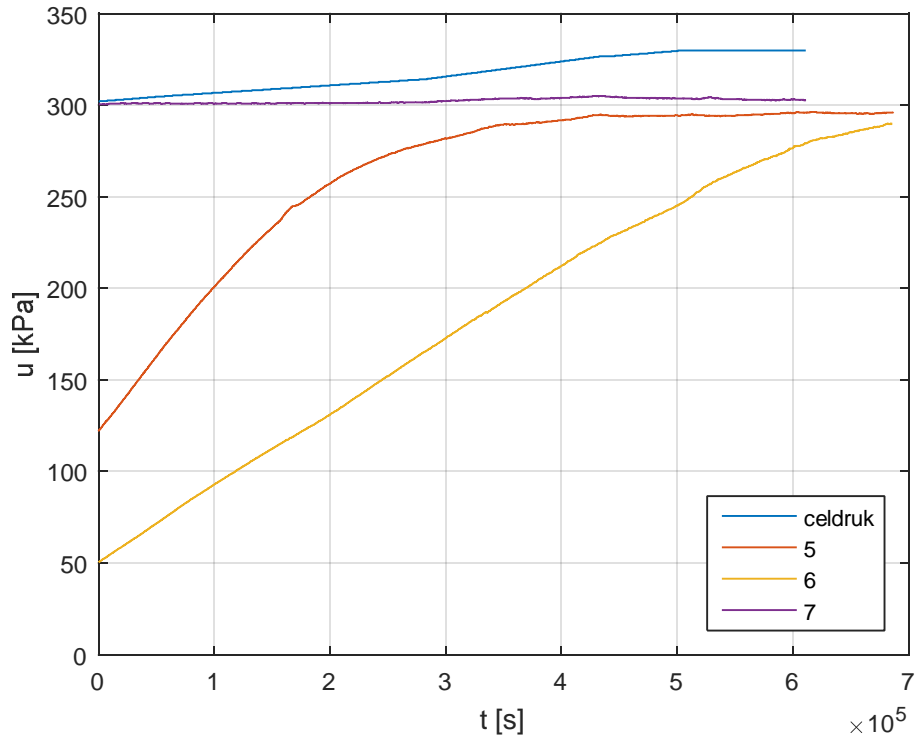
4.1 Voorbereiding triaxiaalproeven

Monsters met een diameter van ca. 6,7 cm en een hoogte van ca. 13,5 cm zijn beproefd. Een membraandikte van 0,2 mm is toegepast en 6 drainage-strips zijn onder een hoek van 60° geplaatst om de duur van de consolidatiefase te beperken. Deze drainage-strips zijn ingeknipt ter hoogte van de helft van de monsterhoogte, met het oog op het reduceren van de bijdrage van drains aan de sterkte van het monster bij de uitvoering van de extensieproeven. De proefresultaten zijn gecorrigeerd voor membraanwerking en invloed strip drains conform de Deltares standaard, Greeuw et al. (2001). Gladde eindvlakken zijn toegepast door een membraan en siliconenvet tussen het monster en de kop en voet te plaatsen.

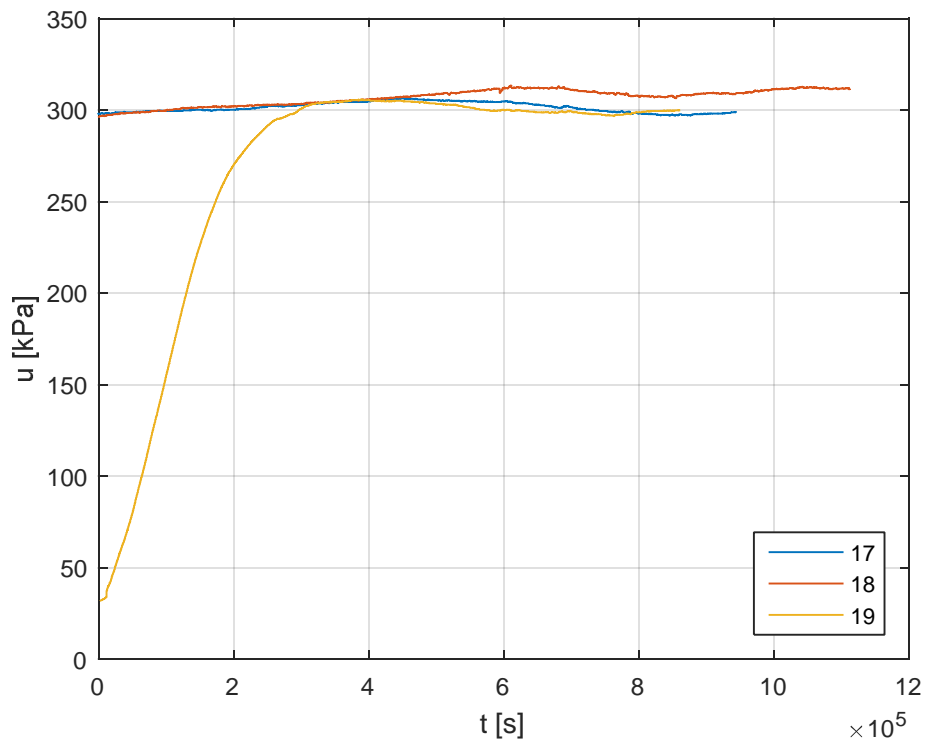
Bij de compressieproeven is een naald ter hoogte van 1/3 van de monsterhoogte door het membraan in het monster geprikt, tot in het hart van het monster, om de waterspanningen te meten tijdens de consolidatiefase. De standaardmeting van de waterspanning in de voet, tijdens de consolidatiefase, leidt namelijk niet tot een betrouwbare meting, omdat er door de drainage-strips een open verbinding ontstaat met de druk in de vijzel. Omdat het meten van de waterspanningen, door middel van de naald, nog niet vaak is toegepast heeft de procedure van het plaatsen een ontwikkeling doorgemaakt over de eerste drie proeven. De gedachte leeft dat de naald gemakkelijk verstopt kan raken, daarom is in de naald, dichtbij de punt, een gaatje gevijld. Het membraan is ter plekke van de naald verstevigd met een stuk bandenplakkertje. Solutie is gebruikt om de aansluitingen waterdicht te maken. Zie Figuur 4.3.

Bij de eerste twee proeven werd de naald al druppelend ingebracht. Bij de tweede proef is na plaatsing geprobeerd om de naald van binnen schoon te maken door met een stukje ijzerdraad in de naald te bewegen. Dit omdat het gemeten verloop tijdens de eerste proef niet aansloot bij de verwachtingen. De waterspanning kroop langzaam naar de verwachte waarde, maar bereikte deze niet. Bij de tweede proef bleef de traagheid in het systeem aanwezig, al was het wel minder dan bij de eerste proef. Daarom is bij de derde en verdere proeven de naald met ijzerdraad en al, waarbij het ijzerdraad een klein beetje uitsteekt, in het monster geprikt. Het ijzerdraadje bleek namelijk voldoende om het systeem waterdicht te maken. Daarmee is het aannemelijk dat deze methode er ook voor zorgt dat er geen grond in de naald kan komen tijdens het inbrengen. Dit is getest bij een druk van 3 bar. Daarna het ijzerdraad eruit werd getrokken en de naald aangesloten op de waterspanningsmeter. Na het toepassen van deze procedure zijn goede resultaten behaald, waarbij het waterspanningsverloop gedurende het langzame opvoeren van de celdruk kon worden gevolgd, zie Figuur 4.1 en Figuur 4.2. Alleen bij de laatste compressieproef (proef 19), reageerde de meting via de naald nog enigszins traag.

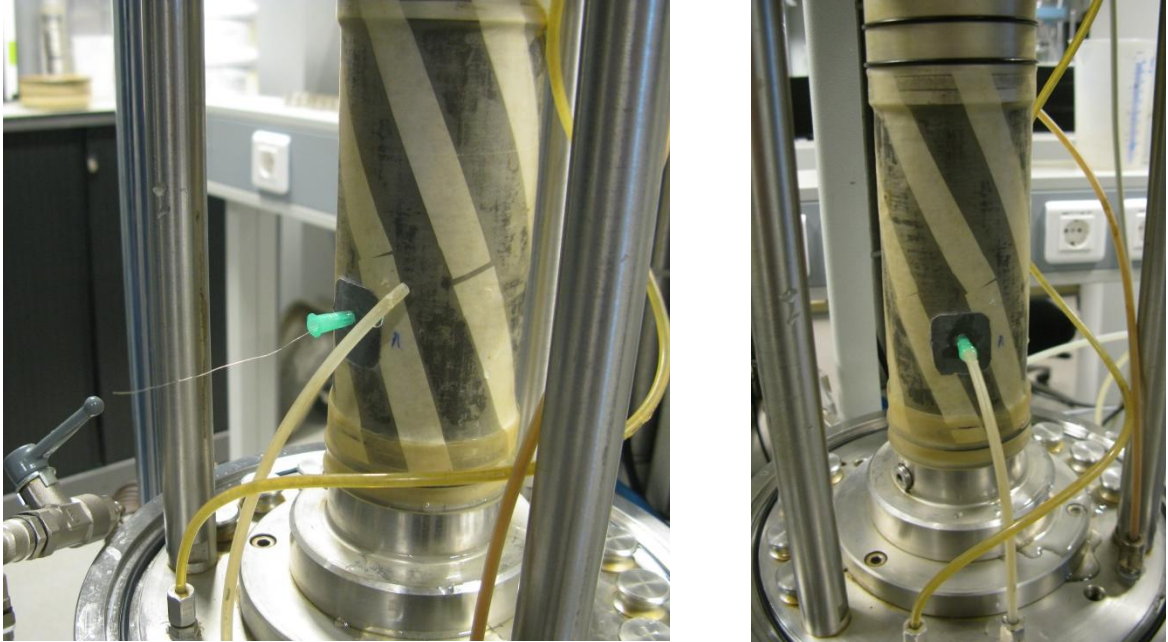
11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur 4.1 Verloop waterspanningen gemeten via de naald tijdens consolidatiefase van de proeven 5, 6 en 7



Figuur 4.2 Verloop waterspanningen gemeten via de naald tijdens consolidatiefase van de proeven 17, 18 en 19



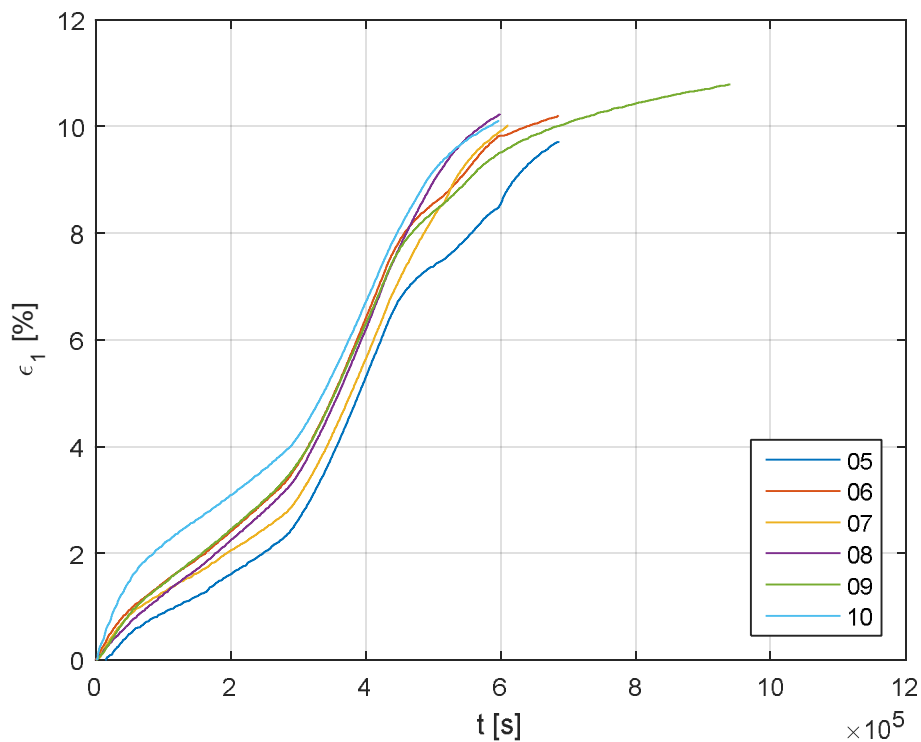
Figuur 4.3 Plaatsen van de naald met ijzerdraad (links) en koppelen naald aan waterspanningsmeter (rechts)

4.2 Consolidatiefase triaxiaalproeven

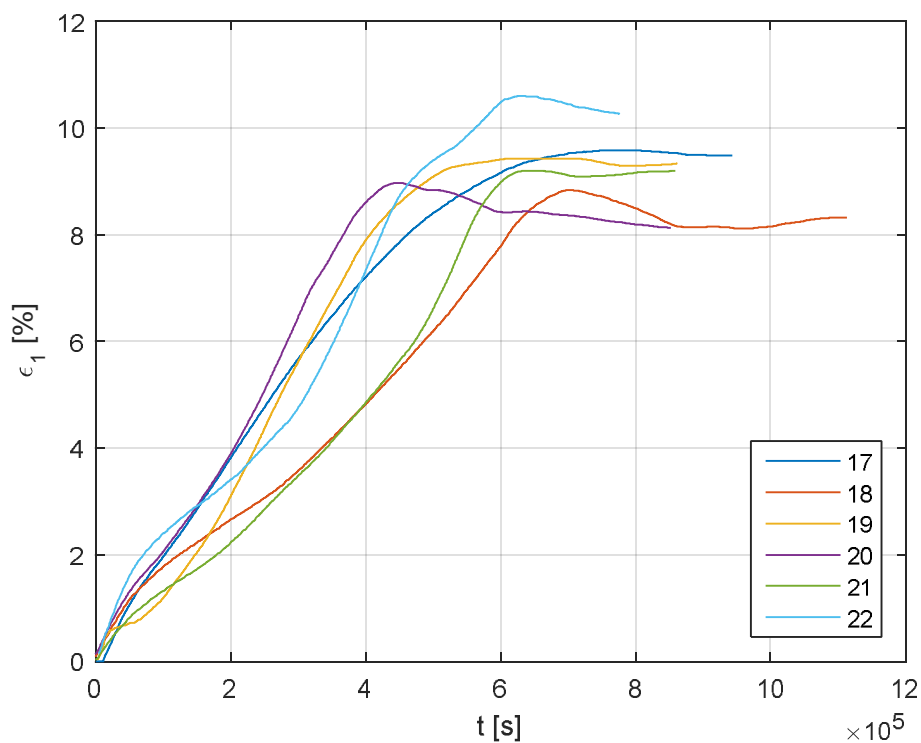
De snelheid van het opvoeren van de monsterdruk is zodanig gekozen dat er nauwelijks wateroverspanning ontstaat in het monster. Door de druk langzaam op te voeren krijgt het monster de tijd om de wateroverspanningen te laten dissiperen. Gekozen is om de monsters anisotroop te belasten tijdens de consolidatiefase. De celdruk is verhoogd, of verlaagd, met een snelheid van 0,18 kPa/uur, waarbij een deviatorspanning zodanig wordt gestuurd dat het oppervlakte van het monster constant blijft. Dat wil zeggen dat er gemiddeld genomen geen radiale rek optreedt wat overeenkomt met de K_0 -situatie. Bij een K_0 van ca. 0,4, zie ook de resultaten van de K_0 -CRS-proeven, wordt een deviatorspanning opgebouwd gelijk aan 1,5 keer de celdruk. De celdruk wordt naar een waarde rond de 30 kPa gestuurd gedurende een periode van ongeveer een week, om een verticale spanning gelijk aan 75 kPa te bereiken. Na het bereiken van dit spanningsniveau wordt de celdruk voor een duur van 24 uur constant gehouden. Bij de NC-roeven wordt hierna gestart met de afschuiffase. Bij de OC-proeven is na het bereiken van een axiale spanning gelijk aan 75 kPa en een wachtperiode van 24 uur, waarin de celdruk constant wordt gehouden, de celdruk verlaagd met een snelheid van 0,18 kPa/uur totdat een axiale spanning van 50 kPa werd bereikt. Hierbij werd ook weer het oppervlakte van het monster constant gehouden. Ook na deze fase wordt de celdruk voor een duur van 24 uur constant gehouden voordat de afschuiffase begint. Doordat de K_0 lastig te voorspellen is voor het ontlast-traject en ook relaxatie van de axiale spanning optreedt bij het constant houden van de celdruk zijn voor de verschillende OC-proeven enigszins verschillende spanningscondities bij aanvang van de afschuiffase gerealiseerd. .

Figuur 4.4 en Figuur 4.5 tonen het verloop van de axiale rek tijdens de consolidatiefase van respectievelijk alle NC-proeven en alle OC-proeven. Tabel 4.1 geeft een overzicht van de kruipsnelheden aan het einde van de consolidatiefase zoals deze zijn opgenomen in Bijlage C. Een negatieve waarde duidt op het langer worden van het proefstuk in axiale richting, zwel. De kruipsnelheden bij de NC-proeven liggen een orde hoger dan bij de OC-proeven. De lage kruipsnelheid bij proef 9 is te verklaren uit de langere wachttijd (bijna 4 dagen i.p.v. 1 dag). Het verloop van de axiale en radiale spanningen tijdens de consolidatiefase zijn

weergegeven in Figuur 4.6 en Figuur 4.7. Het verloop van de K_0 -waarde tijdens de consolidatiefase is weergegeven in Figuur 4.8 en Figuur 4.9. Bedacht dient te worden dat voorafgaand aan de afschuiffase van de NC-proeven de K_0 -waarde is gestuurd naar 0,4.

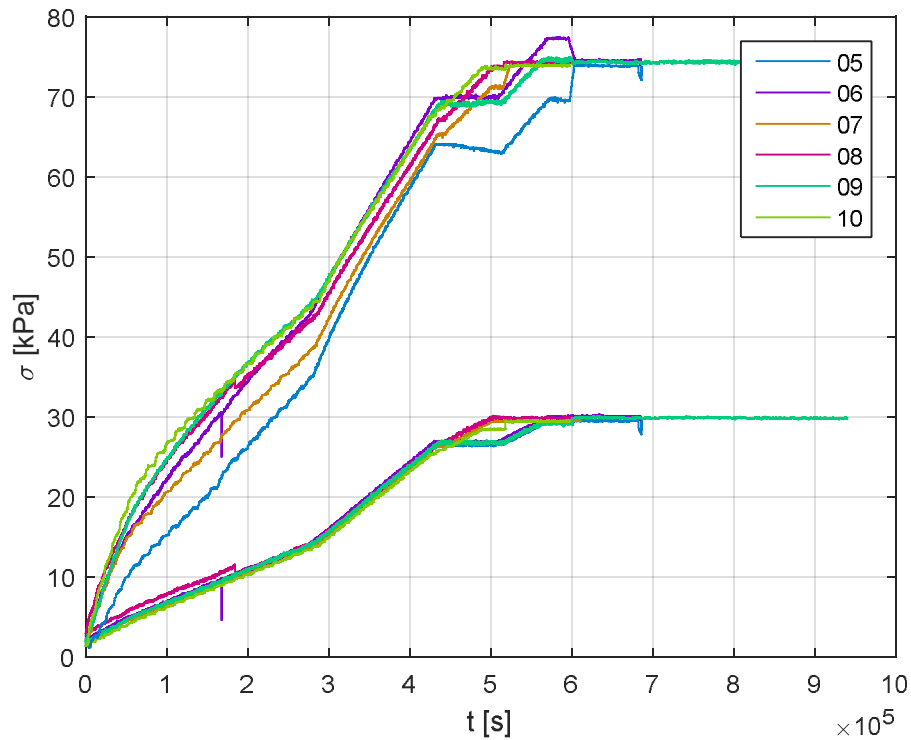


Figuur 4.4 Verloop axiale rek tijdens consolidatiefase (NC-proeven)

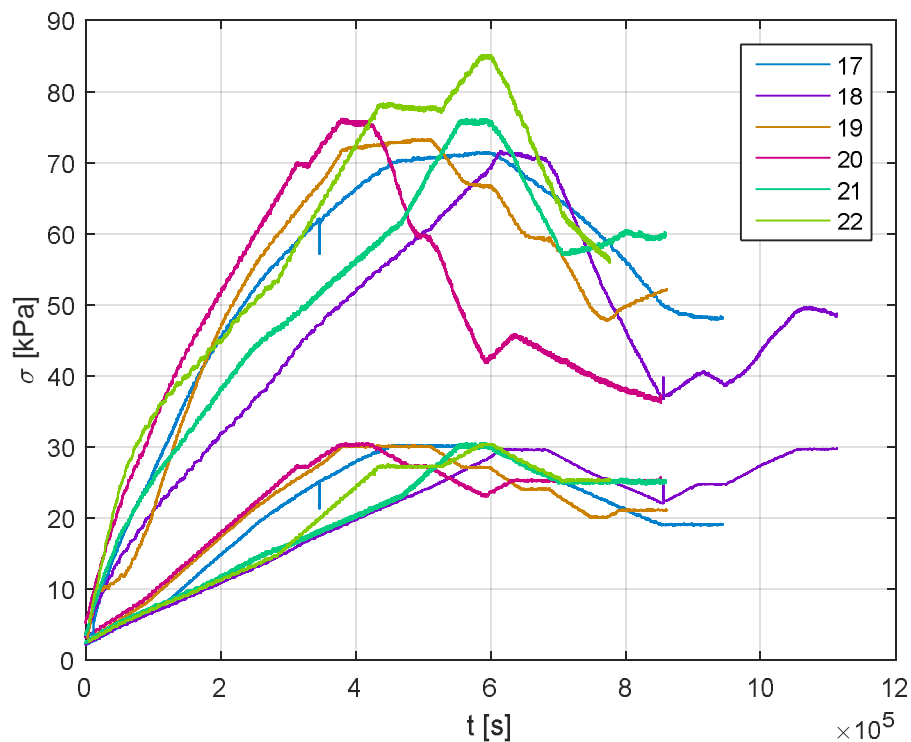


11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

Figuur 4.5 Verloop axiale rek tijdens consolidatiefase (OC-proeven)

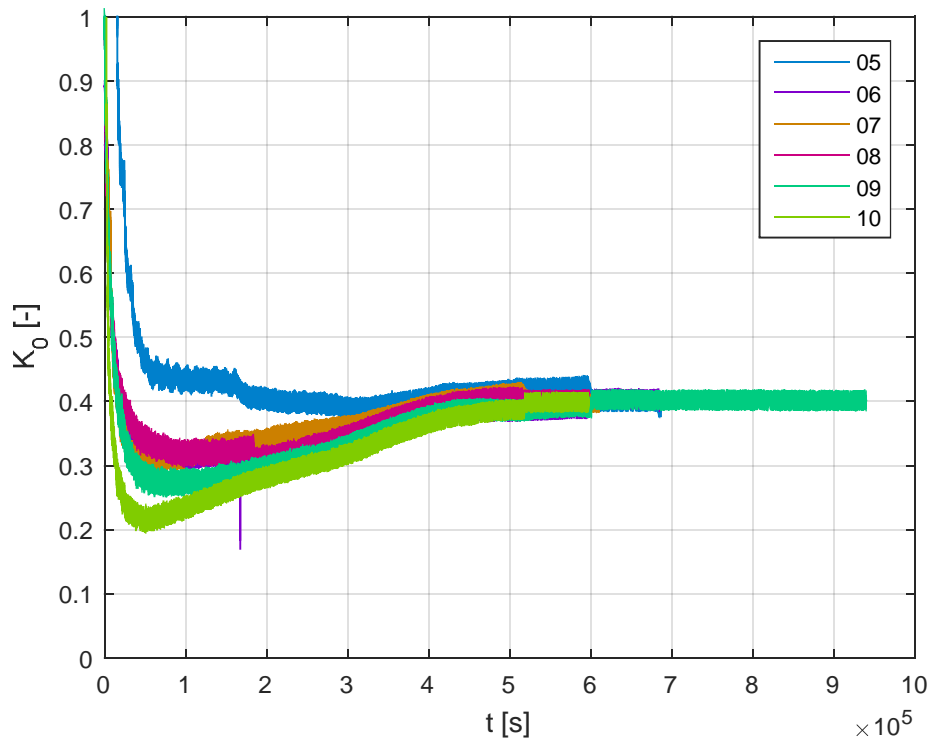


Figuur 4.6 Verloop axiale (bovenste lijnen) en radiale (onderste lijnen) spanning tijdens consolidatiefase (NC)

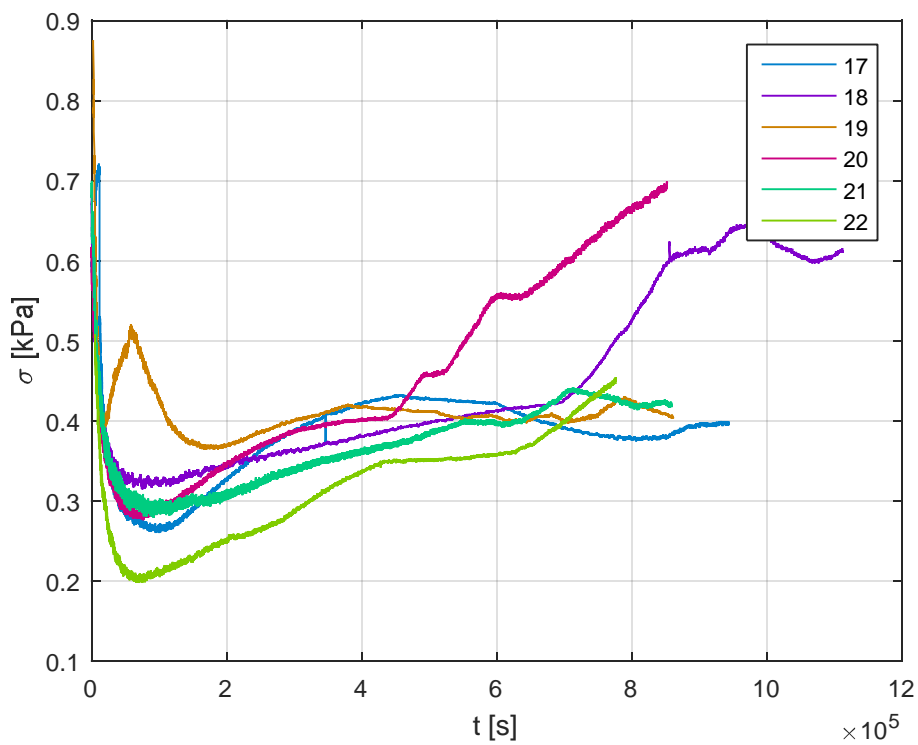


Figuur 4.7 Verloop axiale (bovenste lijnen) en radiale (onderste lijnen) spanning tijdens consolidatiefase (OC)

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur 4.8 Verloop K_0 tijdens consolidatiefase (NC-proeven)



Figuur 4.9 Verloop K_0 tijdens consolidatiefase (OC-proeven)

Proef	Type	ϵ_{vol} [%]	Kruipsnelheid [%/uur]	w [%]	ρ_n [kg/m ³]
5	NC	9,5	0,033	100,1	1410
6	NC	10,3	0,018	98,8	1414
7	NC	9,8	0,036	99,9	1430
8	NC	10,2	0,028	98,9	1403
9	NC	11,0	0,009	96,9	1419
10	NC	10,2	0,028	95,9	1418
17	OC	9,5	-0,002	101,0	1407
18	OC	8,2	0,005	101,2	1404
19	OC	9,3	0,002	99,7	1415
20	OC	8,0	-0,005	101,2	1408
21	OC	9,2	0,003	99,4	1414
22	OC	10,2	-0,009	92,7	1434

Tabel 4.1 Overzicht van de volumerek, kruipsnelheid, het watergehalte en de dichtheid aan het einde van de consolidatiefase

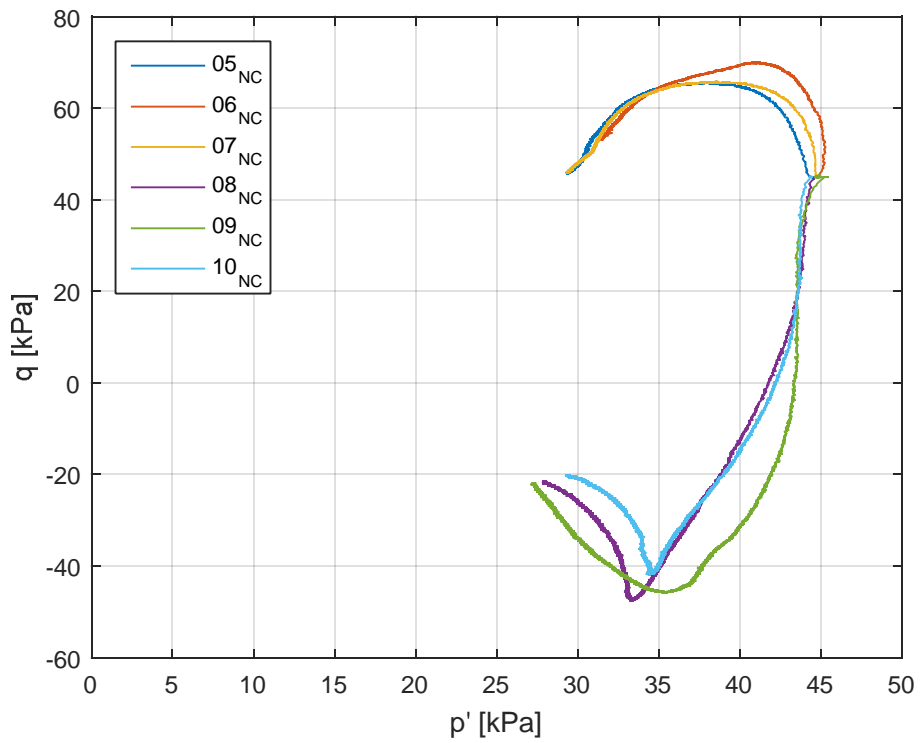
4.3 Overzicht resultaten afschuif fase triaxiaalproeven

In bijlage C zijn de uitwerkingen per proef afzonderlijk opgenomen. In deze paragraaf worden de resultaten van de afzonderlijke proeven steeds gecombineerd in één figuur om de resultaten onderling te vergelijken (zie Figuur 4.10 t/m Figuur 4.15).

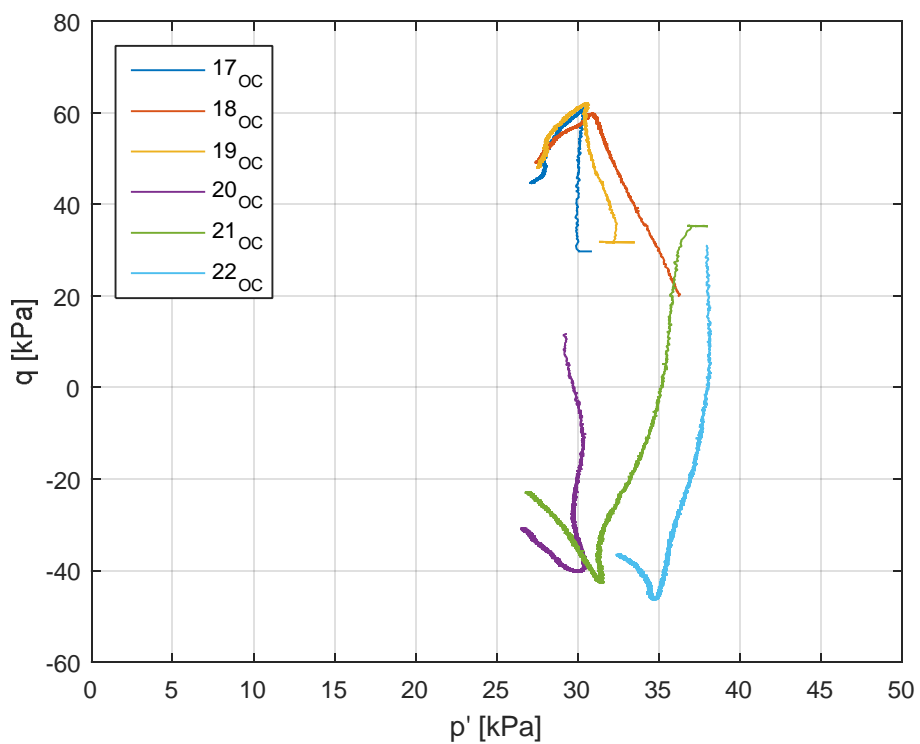
Figuur 4.10 toont het spanningspad tijdens de afschuif fase in de p' - q -ruimte voor alle NC-proeven. De paden beginnen alle in het zelfde punt ($p' = 45$ kPa en $q = 45$ kPa). Van de set van de drie compressieproeven wijkt proef 6 af van de andere twee. Tijdens de consolidatie van dit monster werd een lagere K_σ -waarde waargenomen en daardoor is het monster over een aantal uur met een deviatorspanning belast die ca. 3 kPa hoger ligt dan bij de andere monsters. De laborant heeft de axiale spanning teruggebracht naar 75 kPa, waardoor het spanningspad toch in hetzelfde spanningspunt als bij de andere NC-proeven begint. Dit leidt tot een zeer geringe mate van over consolidatie, $OCR = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,ini} = 1,04$, met $\sigma'_{v,max}$ de maximale verticale effectieve spanning tijdens de consolidatiefase en $\sigma'_{v,ini}$ de verticale effectieve spanning bij aanvang van de afschuif fase.

Van de set van de drie extensieproeven wijkt proef 9 af van de andere twee proeven. Dit wordt ook waargenomen in het verloop van de waterspanning als functie van de axiale rek, zoals is weergegeven in Figuur 4.15. Dit afwijkende gedrag wordt toegeschreven aan de langere wachttijd na bereiken van de gewenste spanningscondities voordat de afschuif fase werd ingezet, zoals beschreven in paragraaf 4.2. De kruipsnelheid bij aanvang van de afschuif fase was hierdoor aanzienlijk lager dan bij de andere proeven. Verder valt op dat, hoewel de vorm van het spanningspad identiek is, er een verschil wordt waargenomen tussen de minimale deviatorspanning bij proef 8 en proef 10, respectievelijk -47,4 kPa en -41,8 kPa. Bedacht moet worden dat de resultaten niet langer representatief zijn wanneer insnoering van het monster optreedt.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur 4.10 Deviatorspanning als functie van isotrope spanning (alle NC-proeven)

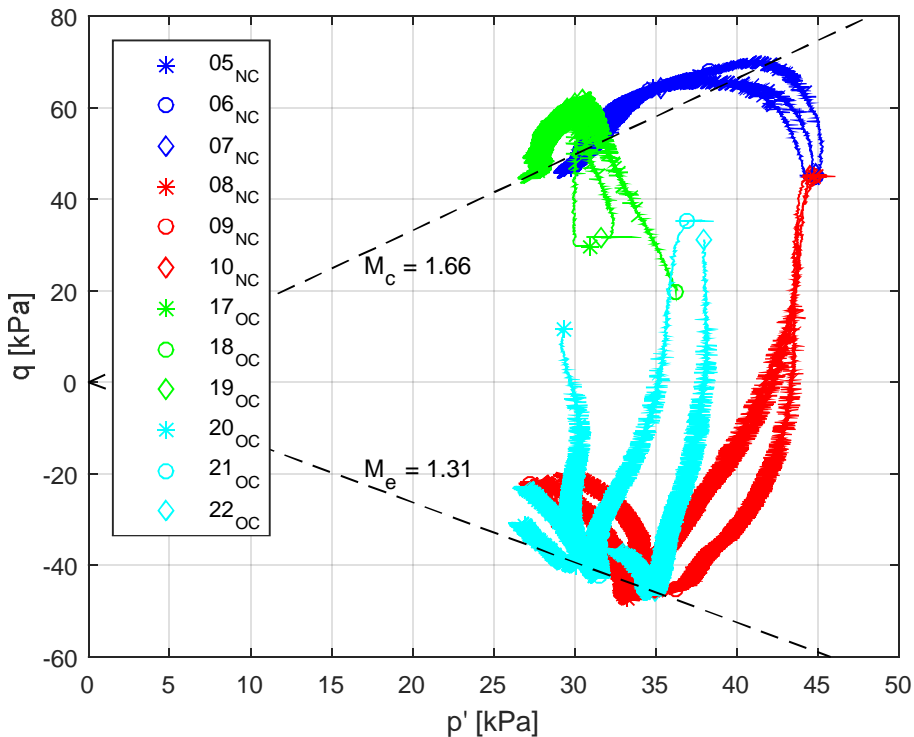


Figuur 4.11 Deviatorspanning als functie van isotrope spanning (alle OC-proeven)

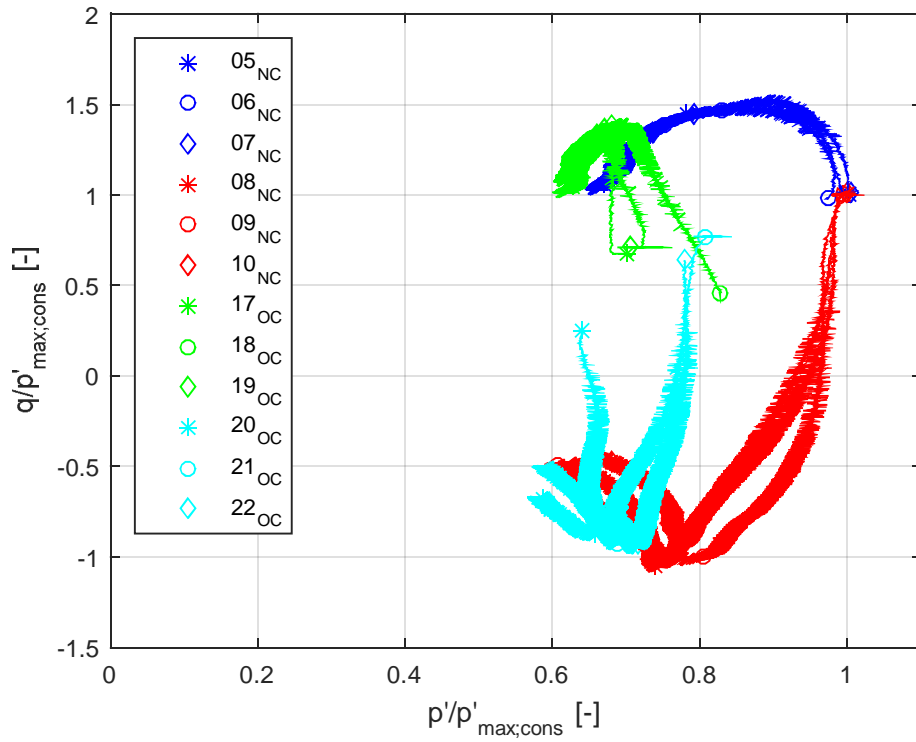
Figuur 4.11 toont de spanningspaden van de 6 OC-proeven in de p' - q -ruimte. Het is duidelijk dat de proeven niet in hetzelfde spanningspunt beginnen, wat aanvankelijk wel het doel was. De redenen hiervoor zijn genoemd in paragraaf 4.2. De bereikte OCR-waarden, zowel op basis van het isotrope effectieve spanningsniveau ($OCR_{p'}$) als op basis van de axiale effectieve spanning ($OCR_{\sigma'_{axiaal}}$), zijn opgenomen in Tabel 4.3.

Opvallend is het afwijkende waterspanningsverloop van proef 18 t.o.v. de proeven 17 en 19 zie Figuur 4.15.

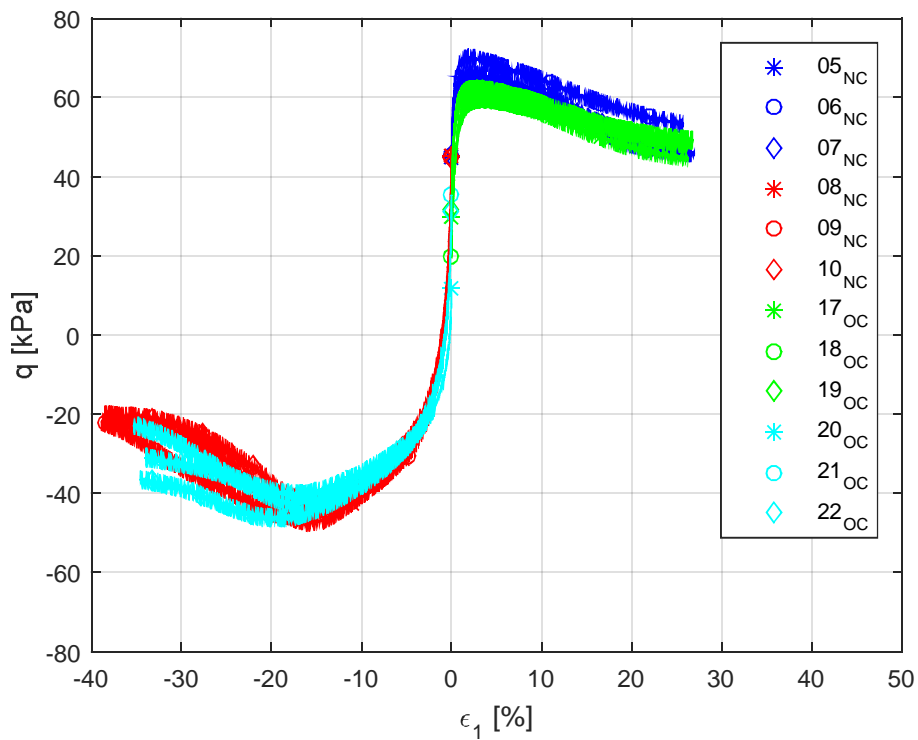
In Figuur 4.12 zijn de M -lijnen geplot die horen bij respectievelijk de compressieproeven (M_c) en de extensieproeven (M_e). Paragraaf 6.2.1 geeft een discussie omtrent het gevonden sterkte gedrag en de bijbehorende M -waarden.



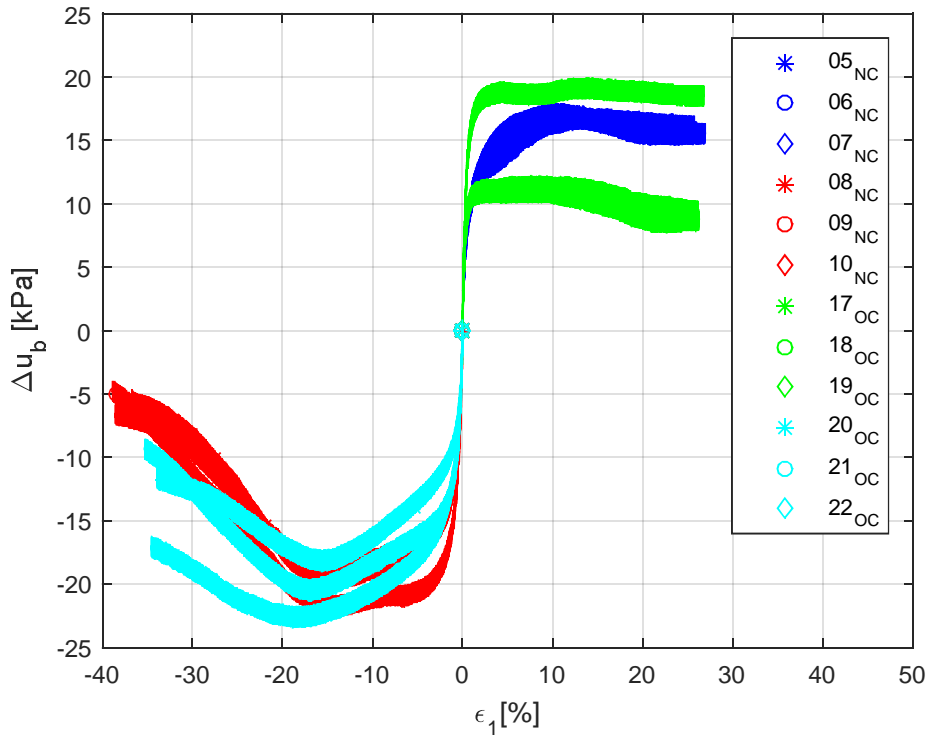
Figuur 4.12 Deviatorspanning als functie van isotrope spanning



Figuur 4.13 Spanningspaden genormaliseerd voor maximale p' tijdens consolidatiefase



Figuur 4.14 Deviatorspanning als functie axiale rek



Figuur 4.15 Verloop waterspanning (gemeten in de voet) als functie van axiale rek

4.4 Resultaten DSS proeven

Drie conventionele normaal geconsolideerde, NC en drie conventionele overgeconsolideerde, OC DSS-proeven zijn uitgevoerd. De proeven zijn ongedraineerd afgeschoven. Dat wil zeggen dat conform Dyvik et al. (1985), tijdens de afschuiffase de hoogte en daarmee het volume, constant is gehouden. Tabel 4.2 geeft een overzicht van de uitgevoerde DSS-proeven.

Standaard worden vochtige filterstenen (kop en voet) toegepast zodat voorkomen wordt dat er water aan het monster onttrokken wordt.¹ Omdat tijdens de consolidatiefase van de OC-proeven de spanning daalt van 75 kPa naar 50 kPa, ontstaan er initieel zuigspanningen in het monster. Deze spanningen geven additionele sterkte aan het monster. Om dit te voorkomen dient het monster water te kunnen onttrekken uit de filterstenen. Om hier zeker van te zijn, zijn bij de laatste twee OC proeven de kop en de voet volledig verzadigd en verbonden met een waterkolom, waarin de waterhoogte gelijk was genomen aan de bovenzijde van het monster.

Door een fout in het aanstuurprogramma zijn de proeven 15 en 16 met een hogere afschuifsneldheid beproefd.

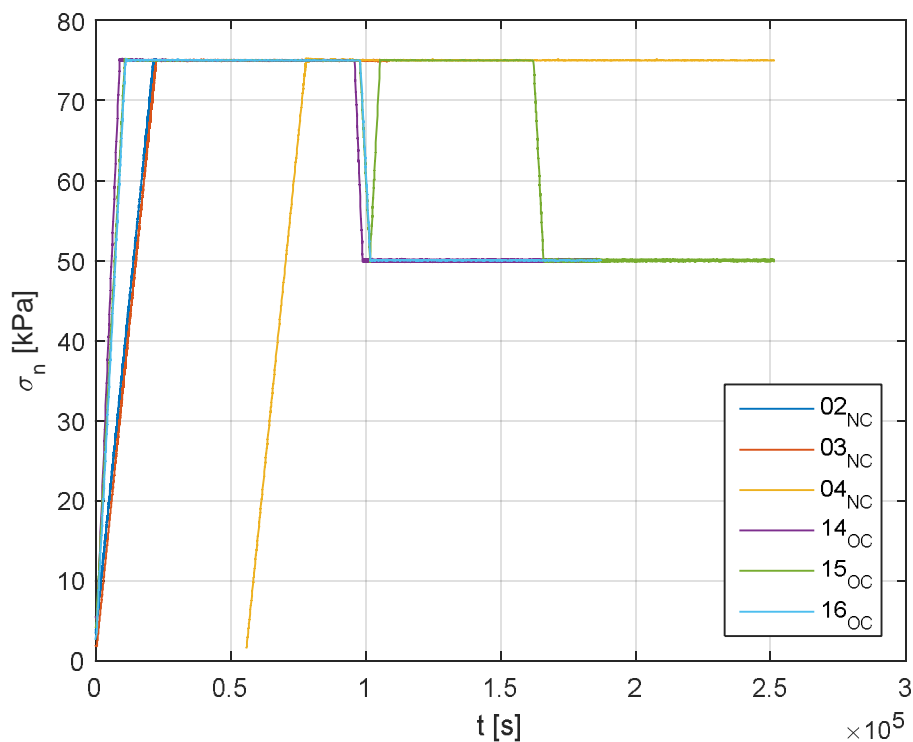
Figuur 4.16 en Figuur 4.17 tonen respectievelijk het spannings- en het rekverloop tijdens de consolidatiefase. Bij de monsters uit cel 2, de OC-proeven treedt minder verticale rek op dan

¹ De keerzijde is dat er zwel kan optreden bij het inbouwen van het monster. Eventuele zwel zal geen invloed hebben op de resultaten van de afschuiffase, omdat de consolidatiespanning in het DSS-apparaat hoger ligt dan de initiële grensspanning die is gecreëerd tijdens de voorconsolidatie.

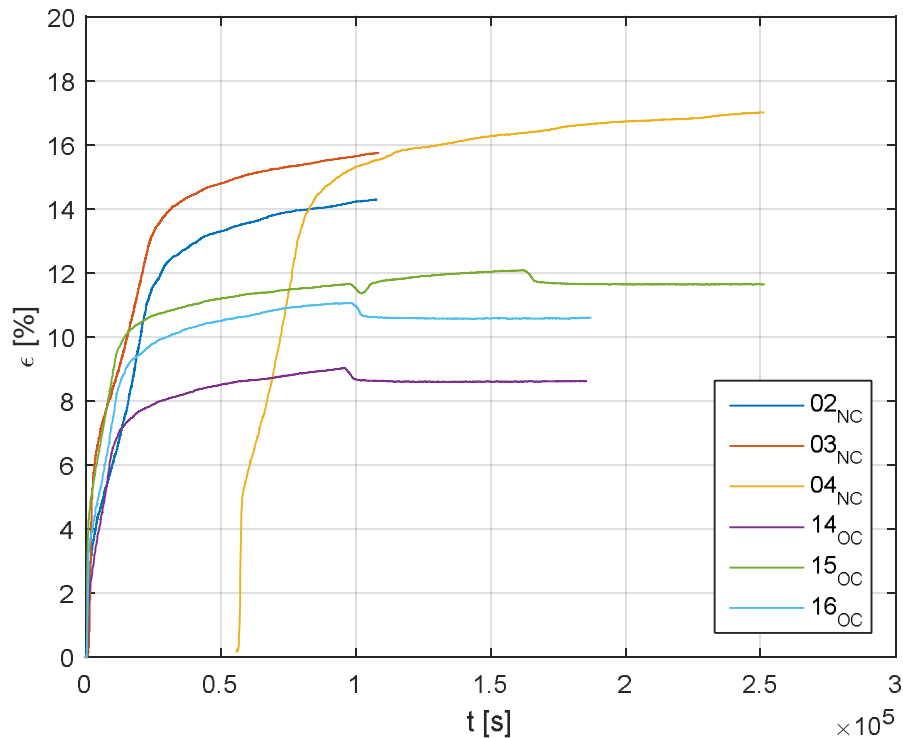
bij de monsters uit cel 1, de NC-proeven, onder een spanningsniveau van 75 kPa. Dit is te verklaren vanuit het verschil in initieel poriegetal (zie ook Figuur 3.1). Ook de mate van verzadiging van de kop en voet lijkt van invloed te zijn op het spanning-rek-gedrag tijdens de consolidatiefase, omdat een grotere rek is opgetreden bij monsters 15 en 16 dan bij monster 14. Zoals in Tabel 4.2 vermeld staat, is een langere consolidatietijd aangehouden bij proef 4. Ook is te zien dat bij deze proef de spanning pas zo'n 15 uur na inbouwen is opgevoerd. Tijdens de ontlastfase van proef 15 werd een toename in schuifrek waargenomen. Bij een schuifrek $\gamma = 0.5\%$ is ingegrepen. Het monster is opnieuw belast met 75 kPa, gedurende ca. 15 uur, waarna de spanning opnieuw is verlaagd naar 50 kPa, gevolgd door 24 uur wachttijd. Dit monster is dus in feite voor-belast op schuif en heeft over een langere periode een spanning van 75 kPa gevoeld in vergelijking met de andere OC-proeven.

Test	Type	Diepte [cm]	Kop & voet	$\dot{\gamma}$ [%h/u]	Bijzonderheden
2	NC	9 - 11	Vochtig	3	-
3	NC	5 - 7	Vochtig	3	-
4	NC	17 - 19	Vochtig	3	Langere consolidatietijd (2 dagen)
14	OC	6.5 – 8.5	Vochtig	3	-
15	OC	9.5 – 11.5	Verzadigd	8	Belast op schuif tijdens consolidatiefase
16	OC	12.5- 14.5	Verzadigd	8	-

Tabel 4.2 Overzicht uitgevoerde DSS-proeven

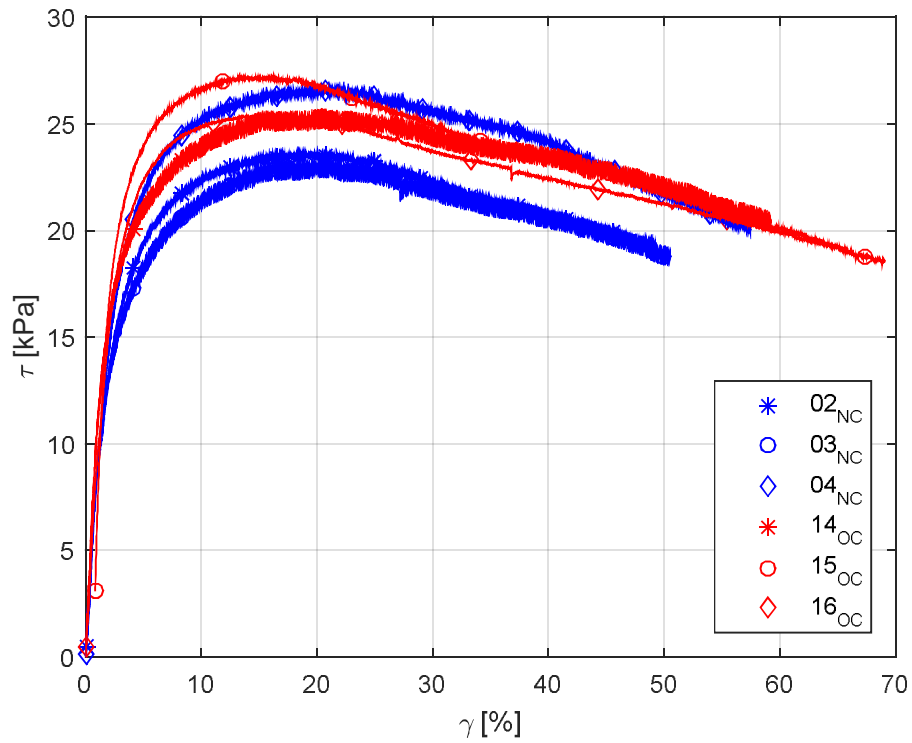


Figuur 4.16 Verloop normaalspanning tijdens consolidatiefase

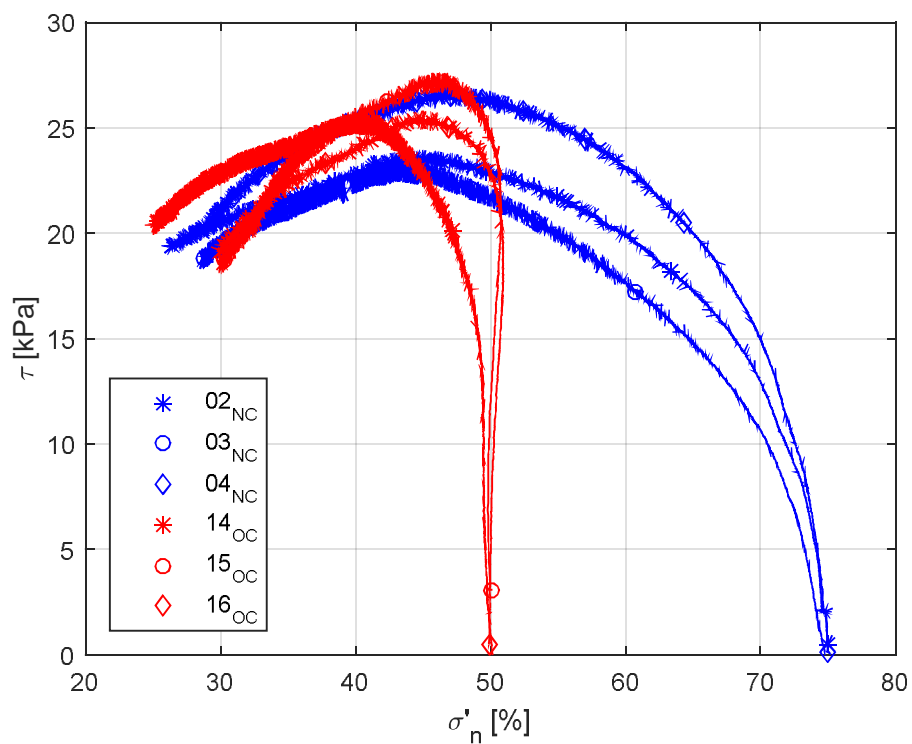


Figuur 4.17 Verloop verticale rek tijdens consolidatie

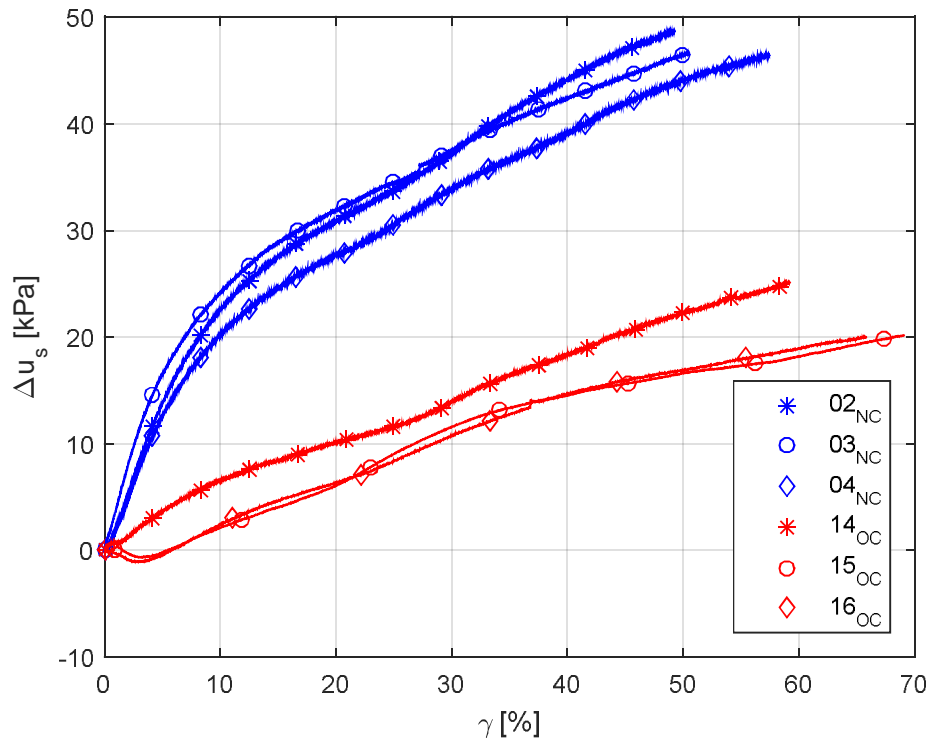
De resultaten van de DSS-proeven zijn weergegeven in Bijlage D. Figuur 4.18, Figuur 4.19, Figuur 4.20 en Figuur 4.21 tonen de gecombineerde resultaten. Opvallend is dat de schuifsterkte bij de NC- en de OC-proeven van gelijke orde grootte is. Paragraaf 4.5 geeft een andere analyse van de gevonden schuifsterkte karakteristieken. Het verloop van de verticale spanning is wel duidelijk verschillend. De hogere gemobiliseerde schuifspanning in proef 4, t.o.v. proef 2 en 3, is te verklaren vanuit de langere consolidatietijd, waarmee een lagere porositeit is bereikt. Test 14 wijkt enigszins af van proef 15 en 16 als het gaat om het verloop van de verticale spanning. De verklaring wordt gezocht in de combinatie van de afschuifsnelheid en de mate van verzadiging van de kop en voet. Verder is een hogere schuifspanning gemobiliseerd in proef 15 in vergelijking met proef 14 en 16. Dit wordt in eerste instantie toegeschreven aan de langere consolidatiefase waarin het monster al werd belast op schuif, zij het in geringe mate.



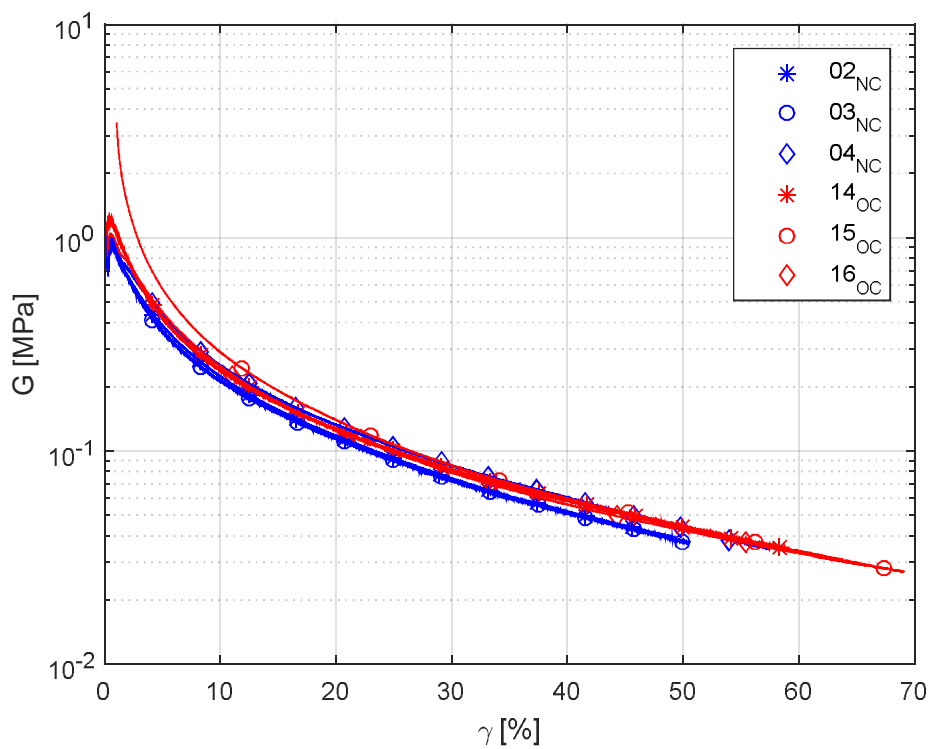
Figuur 4.18 Schuifspanning als functie van schuifrek



Figuur 4.19 Schuifspanning als functie van de verticale spanning



Figuur 4.20 Verandering van de verticale spanning als functie van de schuifrek



Figuur 4.21 Glijdingsmodulus als functie van de schuifrek

4.5 Analyse ongedraineerde schuifsterkte

Deze paragraaf geeft een korte analyse van de ongedraineerde schuifsterkte die in de verschillende proefopstellingen is gevonden. Centraal hierin staat vergelijking (2.1), uit Ladd (1991), waarmee de relatie tussen de Over Consolidatie Ratio, OCR en de ongedraineerde schuifsterkte s_u is beschreven. Opgemerkt wordt dat deze relatie wordt toegepast in de werkwijze voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte conform WBI, zie min I&M (2016).

Tabel 4.3 en Tabel 4.4 geven een samenvatting van de resultaten. De Over Consolidatie Ratio OCR is gebaseerd op de verticale spanningen, $\sigma'_{vy} / \sigma'_{vi}$ met σ'_{vy} de verticale grensspanning en σ'_{vi} de verticale effectieve spanning bij de start van de consolidatiefase. In Tabel 4.3 is deze definitie van OCR aangeduid met $OCR_{\sigma'_{axiaal}}$. Daarnaast is in Tabel 4.3 ook de OCR op basis van de isotrope spanning p' gegeven.

compressieproef				extensieproef			
nr	$OCR_{p'}$	$OCR_{\sigma'_{axiaal}}$	s_u / σ'_{vi}	nr	$OCR_{p'}$	$OCR_{\sigma'_{axiaal}}$	s_u / σ'_{vi}
5	1	1	0,44	8	1	1	0,32
6	1,02	1,04	0,47	9	1	1	0,31
7	1	1	0,44	10	1	1	0,28
17	1,42	1,40	0,60	20	1,55	2,04	0,54
18	1,20	1,44	0,60	21	1,23	1,25	0,35
19	1,41	1,39	0,59	22	1,28	1,45	0,39

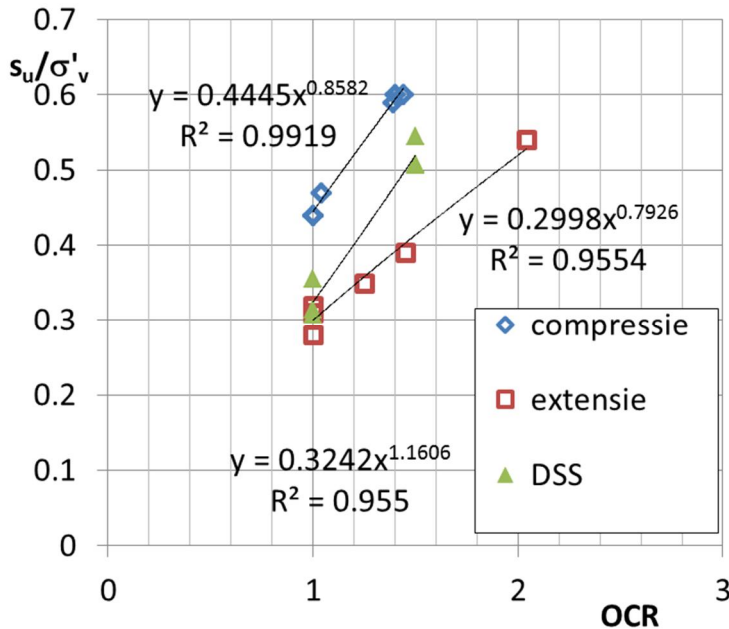
Tabel 4.3 Bereikte OCR-waarden voorafgaand aan de afschuiffase en genormaliseerde pieksterkte afschuiffase voor triaxiaalproeven

nr	$OCR_{\sigma'_{axiaal}}$	s_u / σ'_{vi}
2	1	0,31
3	1	0,31
4	1	0,35
14	1,5	0,51
15	1,5	0,54
16	1,5	0,51

Tabel 4.4 Bereikte OCR-waarden voorafgaand aan de afschuiffase en genormaliseerde pieksterkte afschuiffase voor de Direct Simple Shear proeven

In Tabel 4.3 en Tabel 4.4 is naast de OCR-waarde ook de ratio tussen de ongedraineerde schuifsterkte s_u (pieksterkte) en de effectieve verticale spanning bij aanvang van de afschuiffase (σ'_{vi}) gegeven. Deze ratio kan worden gebruikt om de OCR te bepalen op basis van de relatie zoals opgenomen in [Ladd, 1977] en [Muir Wood, 1990]:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vi}} = S(OCR)^m \quad (2.1)$$



Figuur 4.22 Samenvatting resultaten van triaxiale compressie en extensie proeven

Figuur 4.22 geeft de resultaten uit Tabel 4.3 en Tabel 4.4 en geeft een fit van de bovenstaande relatie tussen s_u en OCR. De fit is uitgevoerd met de standaard functie in Microsoft Excel. Voor de triaxiale compressie proeven volgt $S_c = 0.44$ en $m = 0.85$. Gezien de ligging van de punten voor de compressieproeven is de bepaalde waarde van m niet heel betrouwbaar, ook met een hoge waarde voor de gewogen kwadratensom, R^2 . Voor de extensie proeven volgt $S_e = 0,30$ met $m = 0.79$. Voor de DSS proeven $S_{DSS} = 0,32$ en $m = 1,16$. Een waarde voor m groter dan 1,0 is niet realistisch en waarschijnlijk het gevolg van het beperkt aantal proeven, de spreiding die daarin wordt gevonden en het feit dat er proeven bij slechts 2 waarde voor OCR zijn beproefd. Benadrukt wordt dat dit onderzoek niet tot doel heeft de waarde voor m vast te stellen.

De waarde voor m , voor triaxiale compressieproeven, ligt in de orde van 0,85 en sluit goed aan bij de waarden genoemd in onder andere Muir Wood (1990). De waarde voor S is hoger dan de waarden die in de literatuur gewoonlijk gegeven worden. Naar verwachting kan de hoge waarde worden verklaard door het organisch stofgehalte, zie o.a. Muir Wood (1990), en/of de plasticiteitsindex PI, zie Skempton (1957).

Ohta et al (1985) geeft een uitwerking voor de verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte ratio bij triaxiale compressie en triaxiale extensie:

$$\frac{s_{u,e}}{s_{u,c}} = e^{-2\beta} \tag{2.2}$$

$$\beta = \frac{\sqrt{3}\eta_0\Lambda}{2M}, \quad \Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda}, \quad \eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{(1+2K_0)}$$

Waarin M de ratio q / p' weergeeft bij het bereiken van de critical state, λ en κ de compressie index voor normaal geconsolideerde condities respectievelijk herbelast condities weergeeft.

Met de waarde voor M uit triaxiale compressie proeven, $M_c = 1,66$, uit paragraaf 6.2.1, de indices $\lambda = 0,01134$ en $\kappa = 0,01149$ uit de K_σ -CRS proeven, zie paragraaf 3.2 en de waarde voor $K_0 = 0,4$ uit paragraaf 4.2, volgt $\beta = 0,47$ en de verhouding $s_{u,e} / s_{u,c} = 0,4$. Dit is lager dan de waarde die uit de proeven volgt; $s_{u,e} / s_{u,c} = 0,30/0,44 = 0,68$.

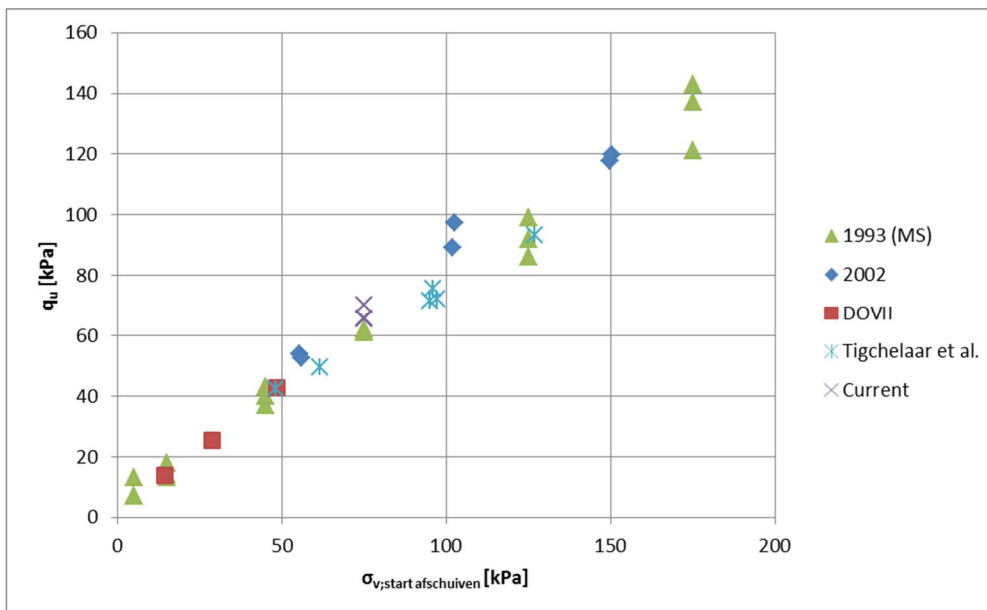
De werkwijze van Ohta et al (1985), vergelijking (2.2), onderschat de sterkte in triaxiale extensie. Deze conclusie sluit aan bij Den Haan & Kruse (2007) waar eveneens in extensie een hogere sterkte werd gevonden dan conform Ohta et al (1985) wordt voorspeld.

4.6 Vergelijk met archiefdata

In het verleden is vaker onderzoek op OVP klei uitgevoerd. Hierbij zijn zowel proeven op verkneed materiaal als op natuurlijk materiaal uitgevoerd. Deze paragraaf maakt een vergelijking tussen de resultaten uit eerder onderzoek op het verkneede materiaal en de resultaten uit het huidige onderzoek. De verkneede OVP klei is aangemaakt door opgeslagen materiaal met water te mengen tot een slurry, zie paragraaf 2.2. Door de vergelijking te maken met de oude proeven wordt gecontroleerd of er degradatie van het materiaal is opgetreden, danwel bij het aanmaken van de slurry afwijkingen zijn opgetreden.

Bijlage B geeft een samenvatting van het eerder uitgevoerde onderzoek. In totaal gaat het om 4 onderzoeken waarvan het oudste onderzoek in 1993 is uitgevoerd.

In Figuur 4.23 is voor de triaxiale compressieproeven de maximale deviatorspanning uitgezet als functie van de verticale consolidatiespanning. De resultaten van het huidige onderzoek zijn vergeleken met de resultaten van eerder onderzoek, zie Bijlage B, op verkneede OVP-klei en vertonen een goede fit. Het betreft alleen normaal geconsolideerde proeven. Opgemerkt moet worden dat in het onderzoek uit 1993 multi-stage proeven zijn uitgevoerd.

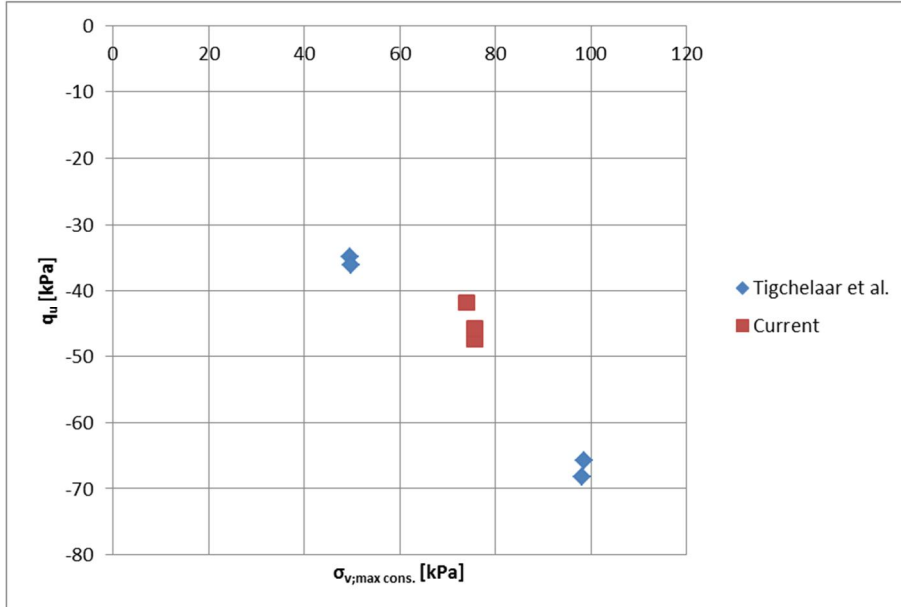


Figuur 4.23 Resultaten NC TX-compressie-proeven huidig onderzoek en eerder onderzoek op verkneede OVP-klei

In Figuur 4.24 is voor de triaxiale extensieproeven de minimale deviatorspanning uitgezet als functie van de verticale consolidatiespanning. De resultaten van het huidige onderzoek zijn

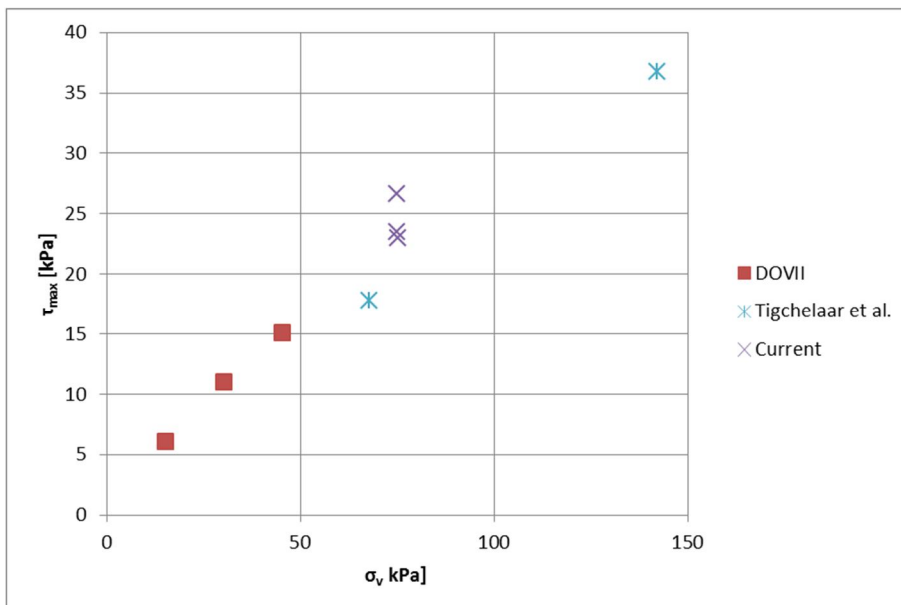
11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

vergeleken met de resultaten van Tigchelaar et al. (zie Bijlage B) op verkneede OVP-klei en liggen in lijn met elkaar. Het betreft alleen normaal geconsolideerde proeven.



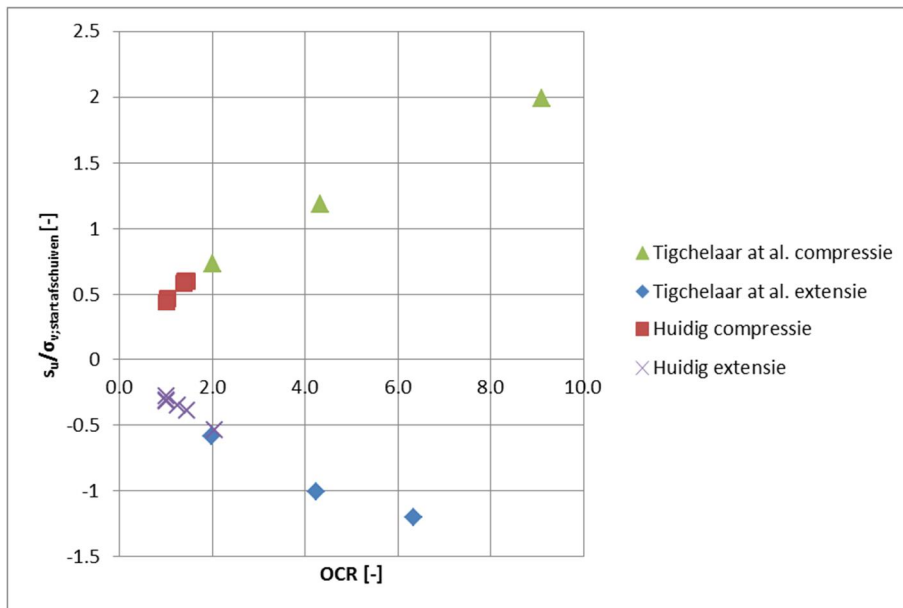
Figuur 4.24 Resultaten NC TX-extensie-proeven huidig onderzoek en eerder onderzoek op verkneede OVP-klei

Figuur 4.25 toont de maximaal gemobiliseerde schuifspanning als functie van de consolidatiespanning voor de normaal geconsolideerde DSS-proeven. De resultaten van het huidige onderzoek liggen in lijn met de archiefdata.

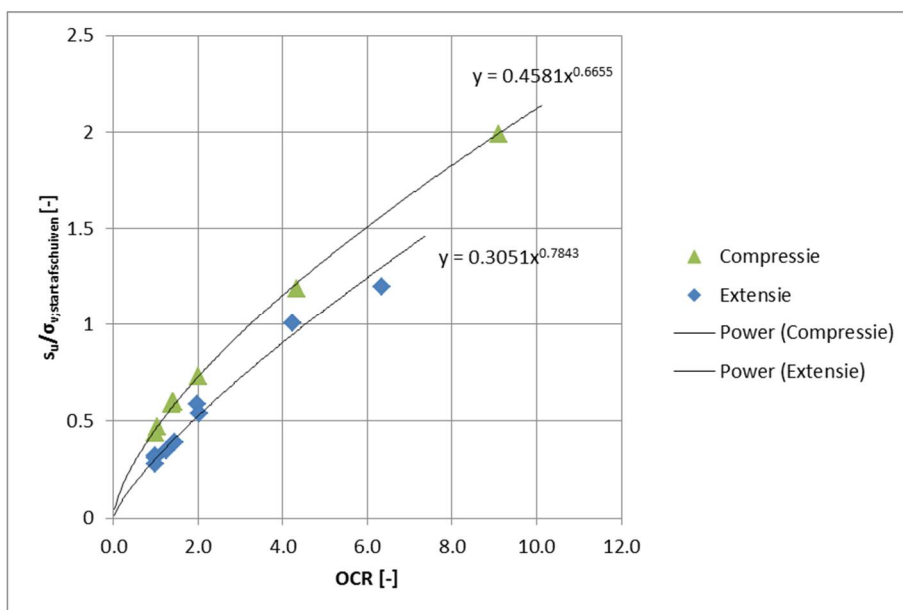


Figuur 4.25 Resultaten DSS-proeven huidig onderzoek en eerder onderzoek op verkneede OVP-klei

Figuur 4.26 en Figuur 4.27 tonen de genormaliseerde ongedraineerde schuifweerstand als functie van de OCR. Ook hier kan worden geconcludeerd dat de resultaten van het huidige onderzoek in lijn liggen met de archiefdata.



Figuur 4.26 Huidig onderzoek en eerder onderzoek op verknede OVP-klei: genormaliseerde ongedraineerde schuifweerstand als functie van OCR



Figuur 4.27 Huidig onderzoek en eerder onderzoek op verknede OVP-klei: genormaliseerde ongedraineerde schuifweerstand als functie van OCR

Uit de vergelijking van de huidige proeven met het eerder uitgevoerde onderzoek kan worden geconcludeerd dat er geen degeneratie van het materiaal is opgetreden of anderszins afwijkingen zich hebben voorgedaan.

5 Large Direct Simple Shear proeven

5.1 Large Direct Simple Shear, LDSS-proeven

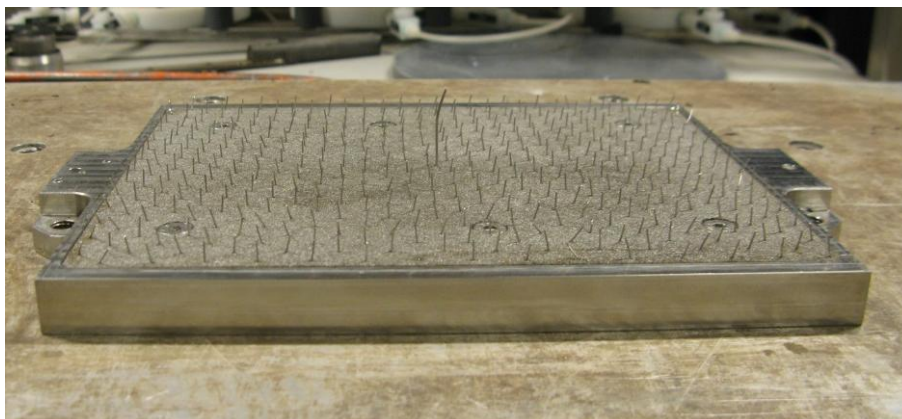
5.1.1 Algemeen

In totaal zijn er vier LDSS-proeven uitgevoerd op de OVP-klei:

- 2 proeven (11 en 12) op materiaal uit cel 1 waarbij de hoogte constant werd gehouden tijdens het afschuiven (afschuifsnelheid 3%/uur). Deze proeven worden beschouwd als ongedraineerd afgeschoven proeven.
- 2 gedraineerde proeven (23 en 24) op materiaal uit cel 2, door de verticale spanning constant te houden tijdens het afschuiven en een voldoende lage afschuifsnelheid toe te passen. Deze proeven worden beschouwd als gedraineerd afgeschoven.

Bij deze proeven is de spanning op de voor- en achterwand gemeten. Het meten van de spanning in de voor en achterwand is een nieuwe ontwikkeling van de LDSSA die in dit onderzoek, na enige voorbereidende testen, voor het eerst is toegepast.

De monsters zijn getrimd nadat het materiaal op de poreuze voet is geplaatst, zie Figuur 5.1. De voet en de kop hebben pinnen, net zoals de conventionele DSS-proef. Bij het plaatsen van het materiaal worden extra hulpstukken geplaatst naast de voet, zodat de plak over haar gehele oppervlak wordt ondersteund. Het aandrukken op de voet geschiedt met een daarvoor geschikte plaat, zodat het materiaal uniform wordt belast. Nadat het materiaal op de poreuze steen is geplaatst, wordt het getrimd op de uiteindelijke afmetingen: 26 cm lengte in de schuifrichting x 22 cm breedte. Bij proef 12, 23 en 24 is een breedte aangehouden van 21,9 cm i.v.m. het meten van de horizontale spanning. Tijdens de consolidatiefase neemt het monster alsnog een breedte aan van 22 cm door horizontaal uitdijen als gevolg van de verticale spanning. De hoogte is gelijk aan de som van de gewenste hoogte bij afschuiven, 8 cm en de verwachte zetting door consolidatie, op basis van de K0-CRS-proeven. De monsters zijn getrimd op een hoogte van 9 cm. Er wordt getrimd met staaldraad, zodat er geen versmering optreedt. Trimvoorzieningen zorgen ervoor dat het monster zijn gewenste afmeten krijgt en de hoeken haaks zijn, zie Figuur 5.2. Voor een meer gedetailleerde beschrijving van de werkwijze wordt verwezen naar Van Essen (2014).

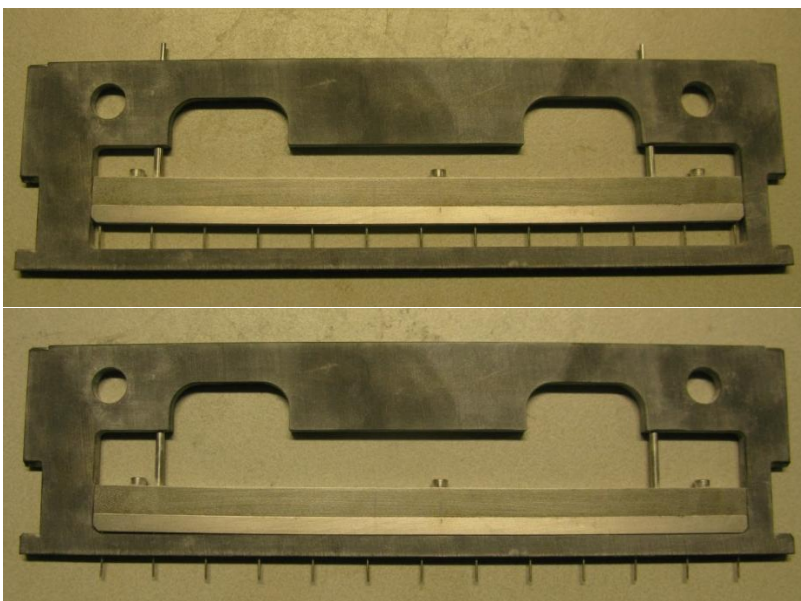


Figuur 5.1 Poreuze voet met pinnen LDSSA



Figuur 5.2 Trimvoorzieningen

Het monster wordt met voet en al in de LDSS-strongbox geplaatst en vastgezet met bouten. Daarna worden de strips aan weerszijden van het monster geplaatst. Tijdens de afschuif fase zorgen de strips voor de constante hoekverdraaiing. De strips in de LDSSA hebben dezelfde functie als de ringen in de conventionele DSS proef. Talkpoeder zorgt ervoor dat de wrijving tussen de plaatjes gering is. De strips hebben pinnen die tijdens de afschuif fase in het monster worden gestoken om voldoende wrijvingsweerstand te garanderen, zie Figuur 5.3. Op dit moment zijn de pinnen van de strips nog ingetrokken. De plaatjes worden vastgezet, zodat er geen horizontale verplaatsingen kunnen optreden tijdens de consolidatiefase. De strongbox wordt vastgezet in het LDSS-apparaat en de kop wordt met de pinnen vlak boven het oppervlak van het monster gebracht. De strongbox wordt gevuld met water, ca. 10 liter, zodat het monster volledig onder water staat. Daarna worden de krachtmetingen getarreerd en de consolidatiefase gestart.



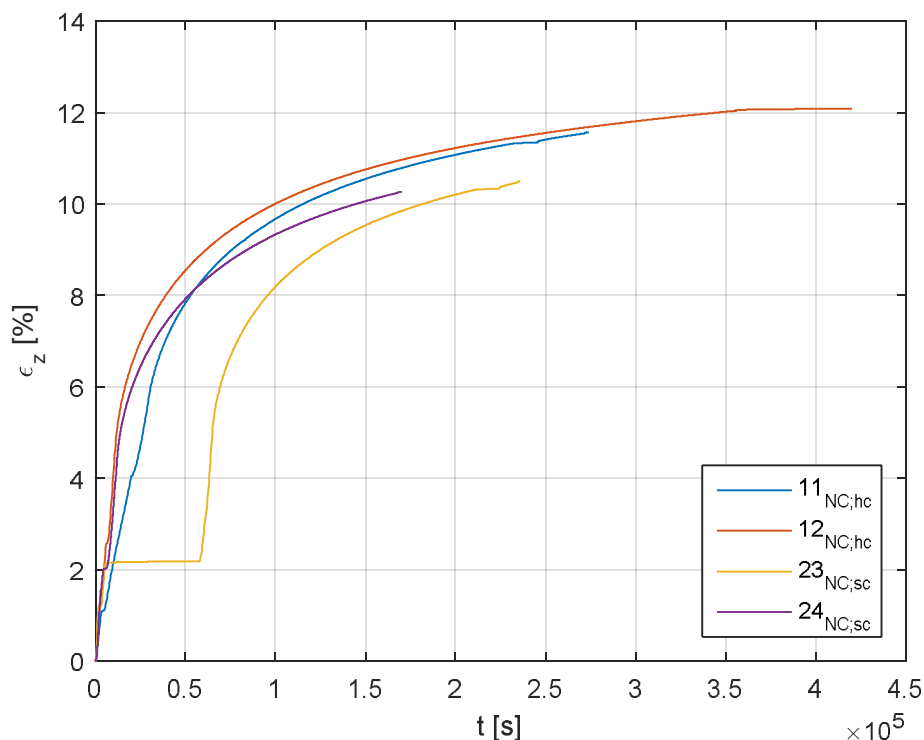
Figuur 5.3 Strip met ingetrokken pinnen (boven) en uitgeschoven pinnen (onder)

Aan het einde van de consolidatiefase wordt de opstelling omgebouwd voor de afschuiffase. Het aantal strips wordt aangepast aan de hoogte van het monster na consolidatie. De pinnen van de strips worden in het monster gedrukt en daarna wordt de fixatie van de strips verwijderd. Vervolgens wordt een frame geplaatst die verhindert dat de strips roteren, zodat deze geen extra wrijving kunnen opbouwen. Na afloop van de proef wordt het monster uit de opstelling gehaald, schuifvlakken gelokaliseerd en gefotografeerd.

Bij de ongedraineerde proeven is geprobeerd om de waterspanning in het monster te bepalen d.m.v. een naald. Deze is bevestigd op de voet voordat het monster werd geplaatst. De resultaten van deze metingen zijn echter lastig te interpreteren, mogelijk was er kortsluiting met water in de strongbox.

5.1.2 Consolidatiefase

Voor de consolidatiefase is een periode van 48 uur aangehouden. Na 48 uur is gecontroleerd of de consolidatie is afgerond aan de hand van het verloop van de consolidatie zoals weergegeven in Figuur 5.4. Bij proef 23 is tijdens het opvoeren van de spanning bij aanvang abusievelijk de hoogte constant gehouden tijdens de nacht zie horizontale gedeelte aan het begin.



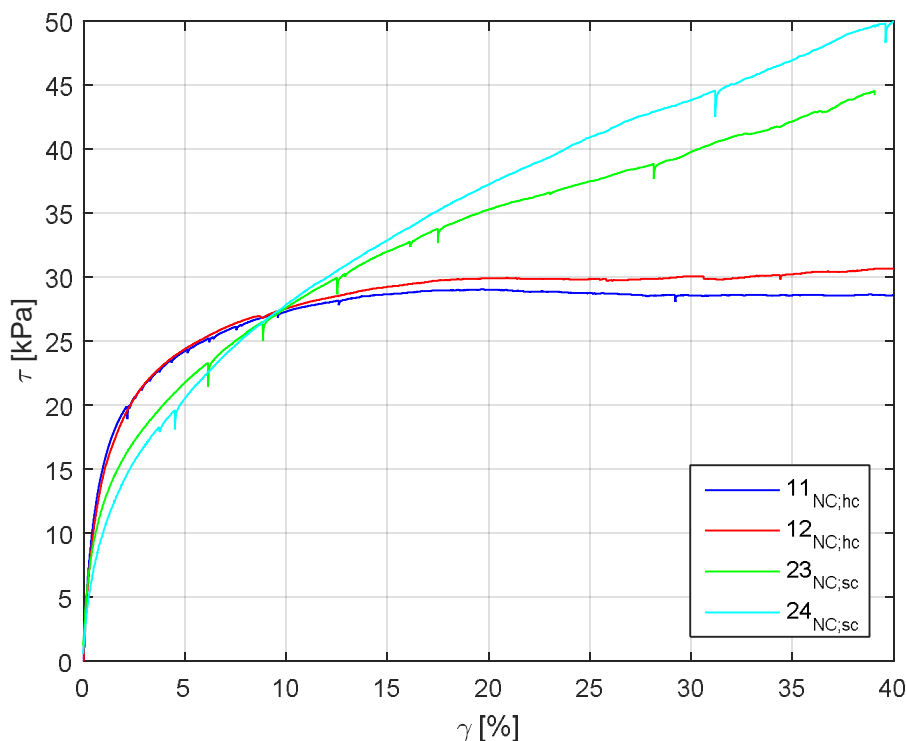
Figuur 5.4 Verloop consolidatie in het LDSSA

5.1.3 Conventionele uitwerking

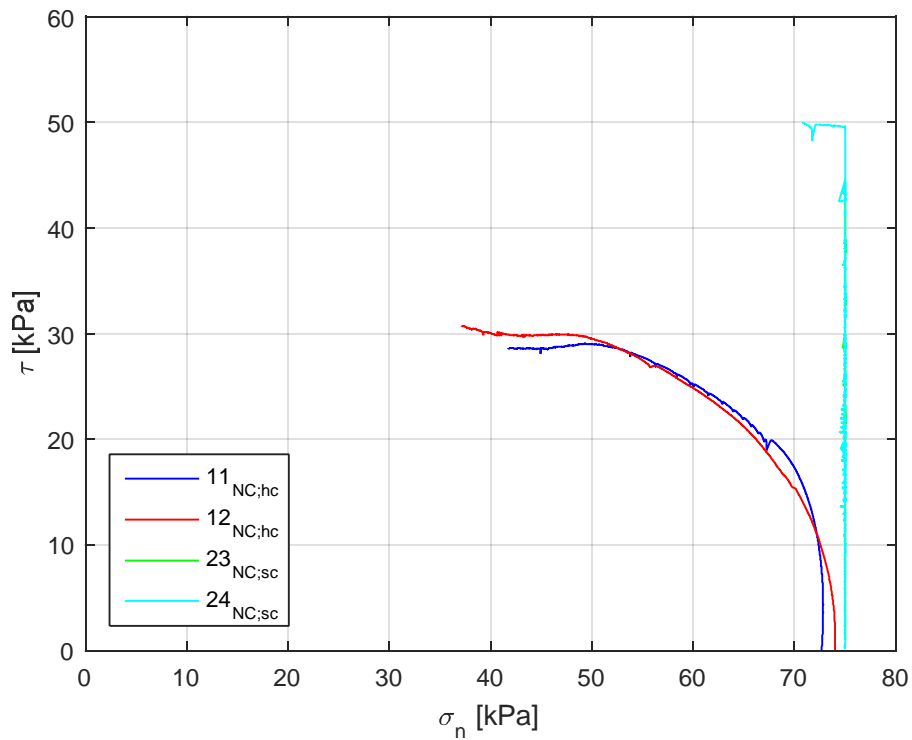
De twee ongedraineerde, hoogte constante proeven (11 en 12) zijn uitgevoerd met een schuifreksnelheid van 3%/uur en de twee gedraineerde, spanningsconstante proeven, proeven 23 en 24 zijn uitgevoerd met een schuifreksnelheid van 0,2%/uur. De proeven zijn gestopt bij een schuifrek van 40%.

Doordat er relaxatie optreedt bij het constant houden van de hoogte in verband met het indrukken van de pinnen, het wegnemen van de fixatie en het plaatsen van de geleiding voor de afschuiffase, begint de afschuiffase met een verticale spanning lager dan 75 kPa. Bij proef 12 en 24 gaf het apparaat een error bij de ombouwfase. Het stuurprogramma moest opnieuw worden gestart en het contact tussen de kop en het monster is kort verbroken. De krachten zijn niet opnieuw getarreerd alvorens er werd afgeschoven. Omdat de proeven zijn uitgevoerd bij relatief hoge spanningen is de invloed van deze kleine, absolute, afwijking gering.

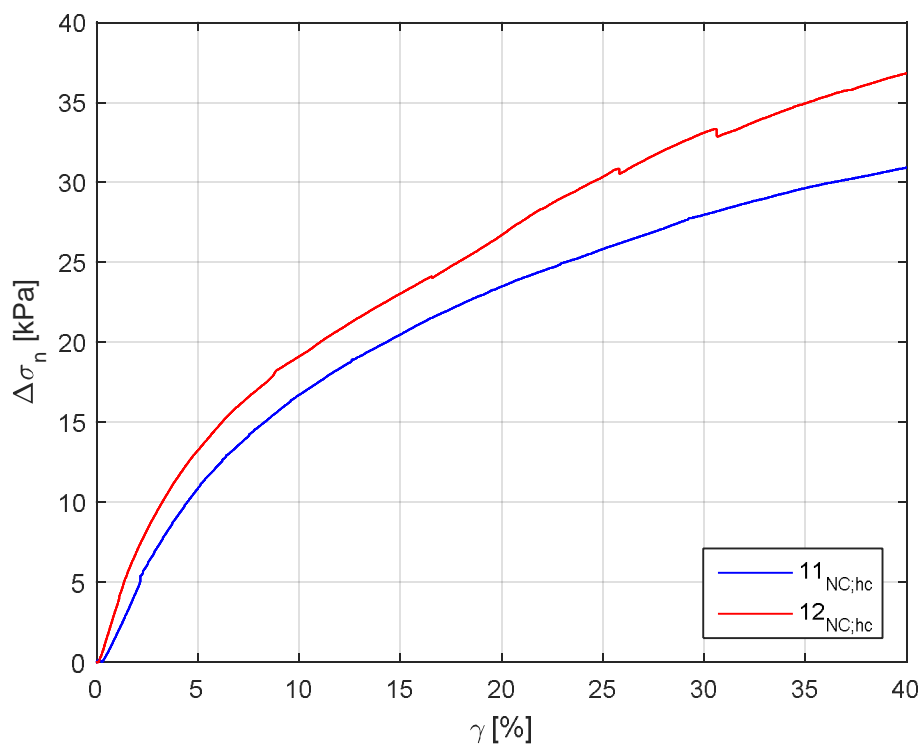
Figuur 5.5 t/m Figuur 5.9 tonen de gecombineerde resultaten van de proeven. Duidelijk is het verschil in gedrag tussen de proeven waarbij de hoogte constant is gehouden en de proeven waarbij de verticale spanning constant is gehouden. Bij de eerstgenoemde proeven wordt een constante schuifspanning gevonden bij grote schuifrekken, terwijl bij de laatstgenoemde proeven de sterkte blijft toenemen bij toenemende schuifrek. Dit kan worden verklaard door de wijze van beproeven. Zoals in Figuur 5.8 is weergegeven, neemt de hoogte af tijdens de afschuiffase. Dit betekent dat ook de porositeit afneemt, wat verklaart waarom de sterkte blijft toenemen. Verder wordt bij de gedraineerde proeven initieel een lagere stijfheid waargenomen ten opzichte van de ongedraineerde proeven, terwijl bij grote schuifrekken juist het omgekeerde geldt. De initieel lagere stijfheid is vermoedelijk het resultaat van de lagere toegepaste schuifsnelheid, terwijl de hogere stijfheid bij grote schuifrek verklaard kan worden met een afname in porositeit.



Figuur 5.5 Schuifspanning als functie van schuifrek

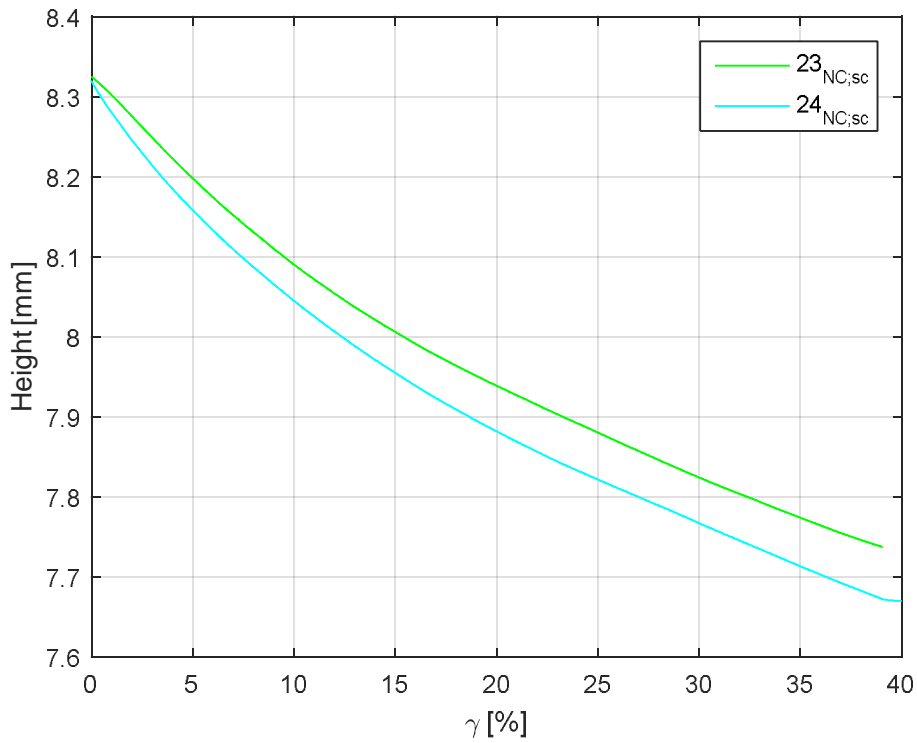


Figuur 5.6 Schuifspanning als functie van de verticale spanning

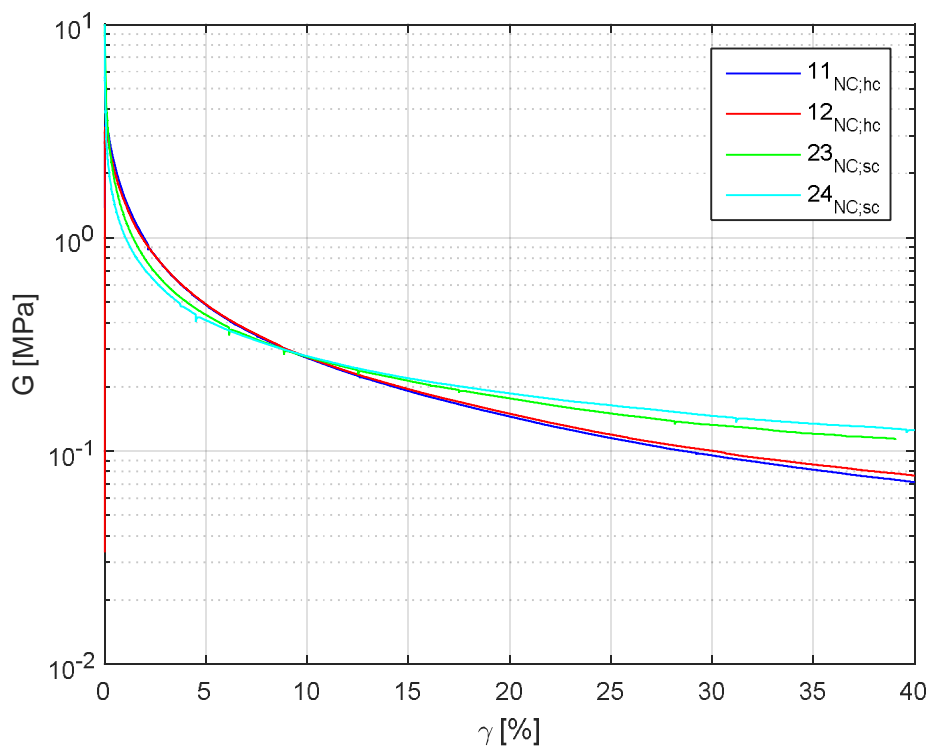


Figuur 5.7 Verandering van de verticale spanning als functie van de schuifrek (constante hoogte)

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



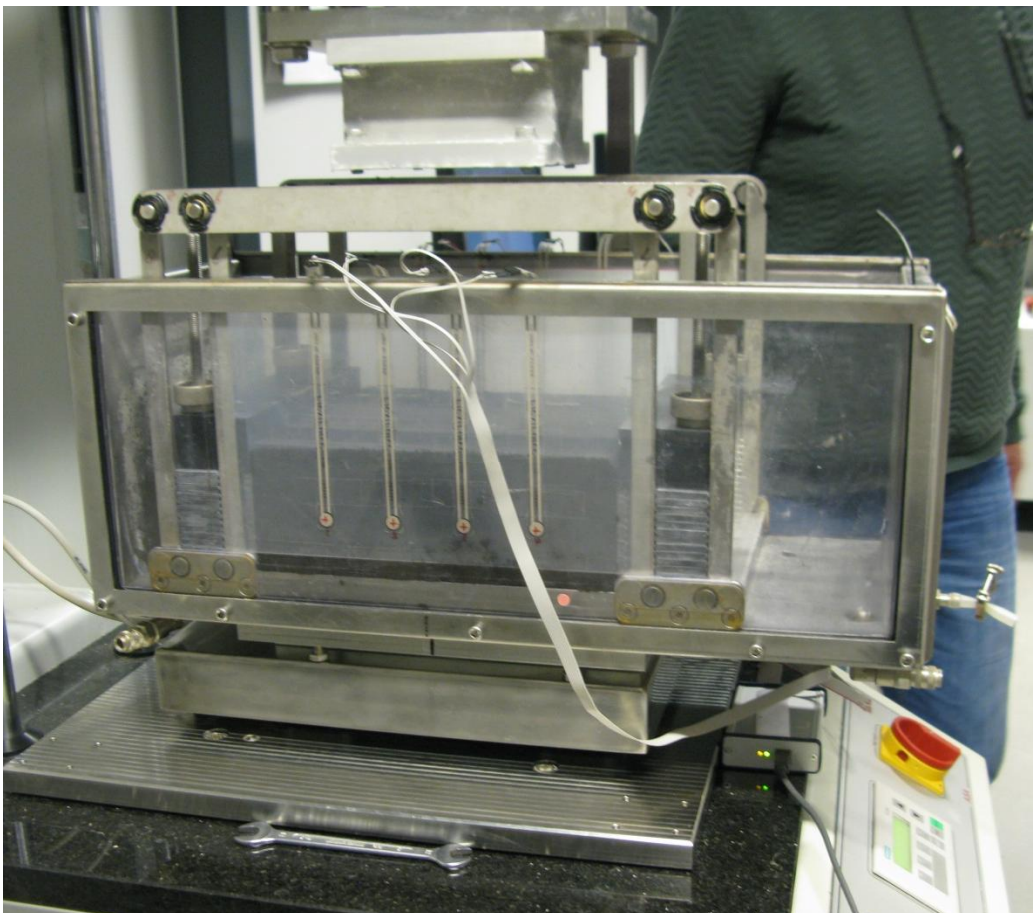
Figuur 5.8 Verloop van monsterhoogte tijdens de afschuiffase onder constante spanning



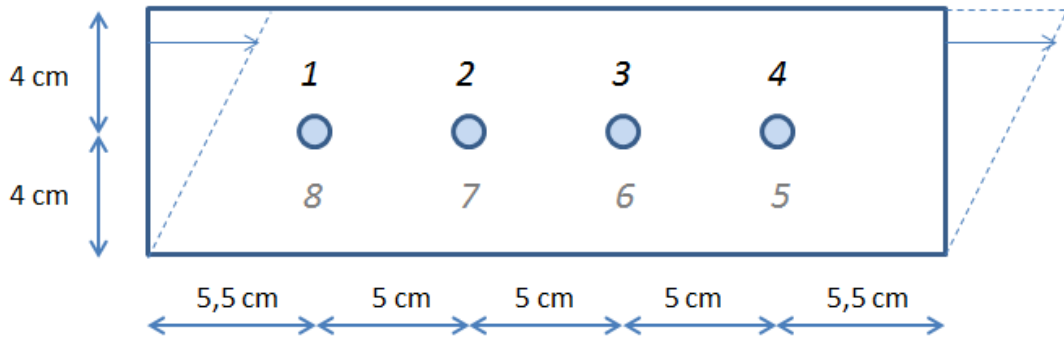
Figuur 5.9 Schuifmodulus als functie van de schuifrek

5.1.4 Meting horizontale druk

Bij de LDSS-proeven zijn druksensoren, type FlexiForce A201 Sensor 1lb, tegen de binnenkant van de voor- en achterwand geplakt om de horizontale spanning, loodrecht op de schuifrichting, tijdens de afschuiffase te meten, zie Figuur 5.10. Deze sensoren hebben een dikte van 0,21 mm en een diameter van 9,53 mm. Per wand zijn vier sensoren geplakt, verdeeld over de breedte. De locaties van de sensoren zijn weergegeven in Figuur 5.11. Over de sensoren is een mylar-vel op de wand geplakt, dit om de schuifspanning op de wand op te nemen. De sensoren reageren nl. zowel op normaalspanning als op schuifspanning. Het vel mylar dient dus als filter, om zoveel mogelijk de invloeden van schuifspanning op de meting te reduceren. De opnemers zijn aangesloten op een data-acquisitie-systeem van CESYS. De opnemers zijn aan het begin van alle proeven steeds opnieuw gekalibreerd en opnemers die niet betrouwbaar werden geacht zijn vervangen. Volgens de leverancier zijn de Tekscan FlexiForce sensoren lineair binnen +/- 3%, is de hysteresis typisch minder dan 4,5% van het volledige bereik en is de drift minder dan 5% per logaritmische tijdsschaal. De laagste frequentie voor de datalogging is toegepast: 10 Hz.



Figuur 5.10 LDSS-strongbox met opnemers en mylar tegen de voor- en achterwand



Figuur 5.11 Locaties van de druksensoren t.o.v. het monster, nummering voorzijde staat boven de locaties en achterzijde eronder in grijs

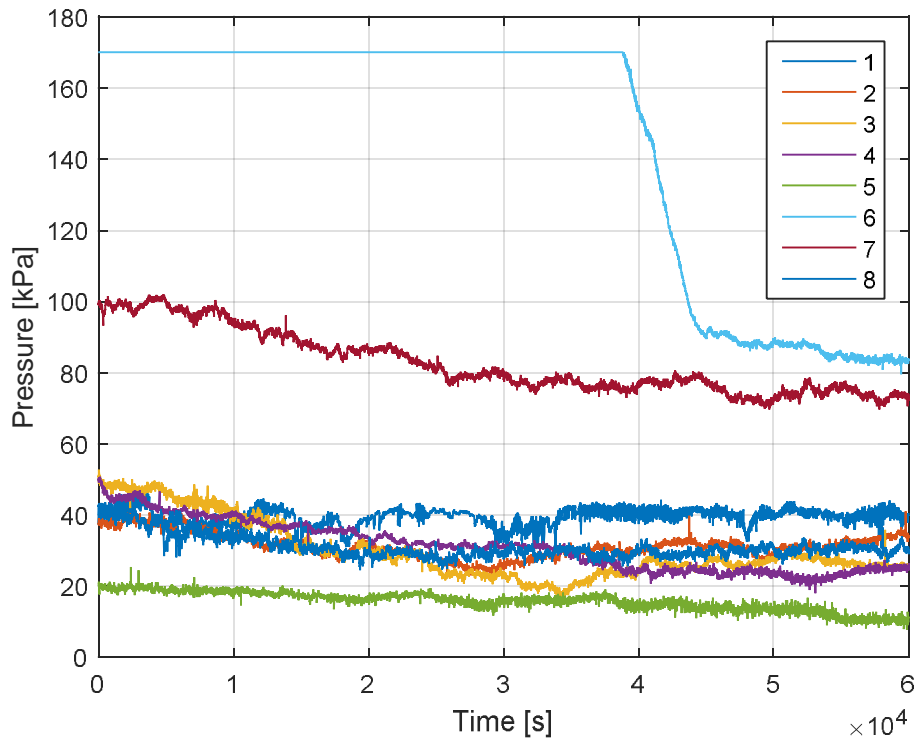
Zoals aangegeven is het meten van de horizontale spanning in de LDSSA nieuw. Na het uitvoeren van elke proef zijn de meetdata direct gecontroleerd en is nagegaan in hoeverre de metingen kunnen worden verbeterd. De ontwikkeling van de uitvoering van de horizontale spanningsmeting is beschreven in de onderstaande tekst.

Resultaten proef 11

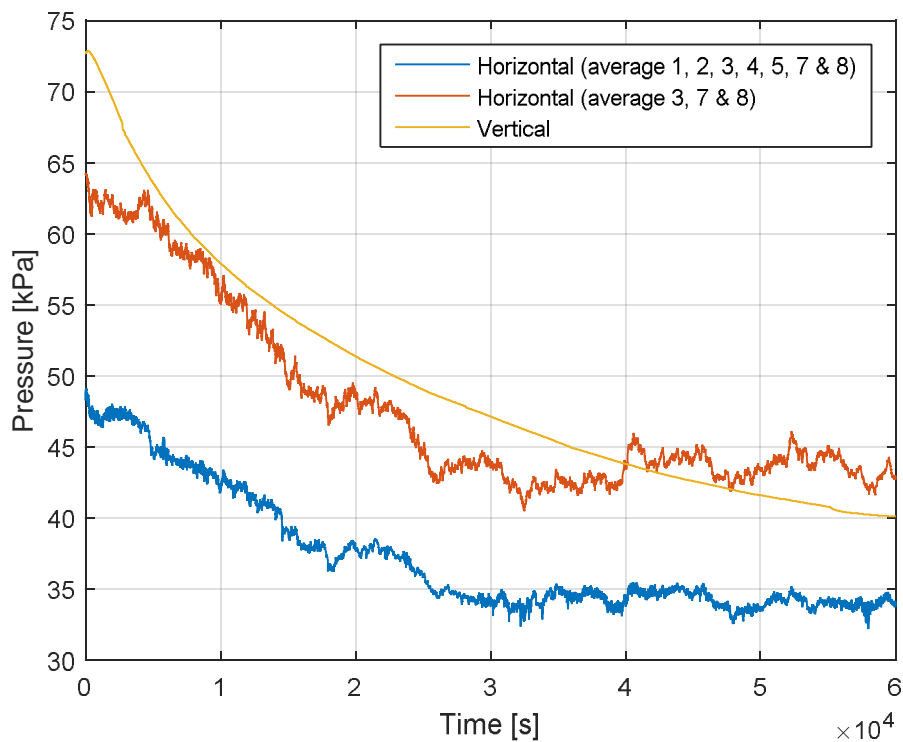
Figuur 5.12 toont de resultaten van de afzonderlijke sensoren tijdens de afschuiffase van proef 11. De afzonderlijke metingen liggen behoorlijk ver uit elkaar. Zo verschillen opnemer 6 en 7 sterk van de anderen. Ook bleken een aantal opnemers niet betrouwbaar bij de herkalibratie na afloop van de proef. Het gaat om sensor 1, 2, 4 en 5. Sensor 6 geeft over het grootste gedeelte van de schuiffase geen betrouwbaar resultaat (buiten haar bereik). In Figuur 5.13 is het verloop van de gemeten horizontale spanning geplote. Het verloop van de verticale spanning is ook weergegeven. Twee gemiddelden zijn bepaald: (i) van alle opnemers, met uitzondering van sensor 6 en (ii) van alleen de opnemers die als betrouwbaar werden beoordeeld na afloop van de proef. Het verloop van deze gemiddelden is vrijwel identiek, al liggen de absolute waarden uit elkaar. Dit komt door het feit dat de relatief hoge spanning gemeten met sensor 7 relatief zwaarder weegt bij het gemiddelde van de sensoren 3, 7 en 8 dan bij het gemiddelde van alle sensoren.

Bij proef 11 zijn de voor- en achterwand geplaatst na het plaatsen van het monster in de strongbox. Daarbij werd opgemerkt dat de sensoren sterk reageerden bij het aandraaien van enkele bouten. Bij het plaatsen van de wanden is het monster dus opgespannen, ook mede omdat de strongbox wel waterdicht dient te zijn. De horizontale spanning zoals gemeten wijkt ook sterk af van de verwachte waarde op basis van de gemeten K_0 bij het andere labonderzoek. Na afloop van de proef is daarom ook besloten om bij de vervolgprouwen het monster 1 mm smaller te trimmen en deze in de strongbox te plaatsen waarbij de voor- en achterwand al gemonteerd zijn, zodat het monster niet bij voorbaat wordt opgespannen.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



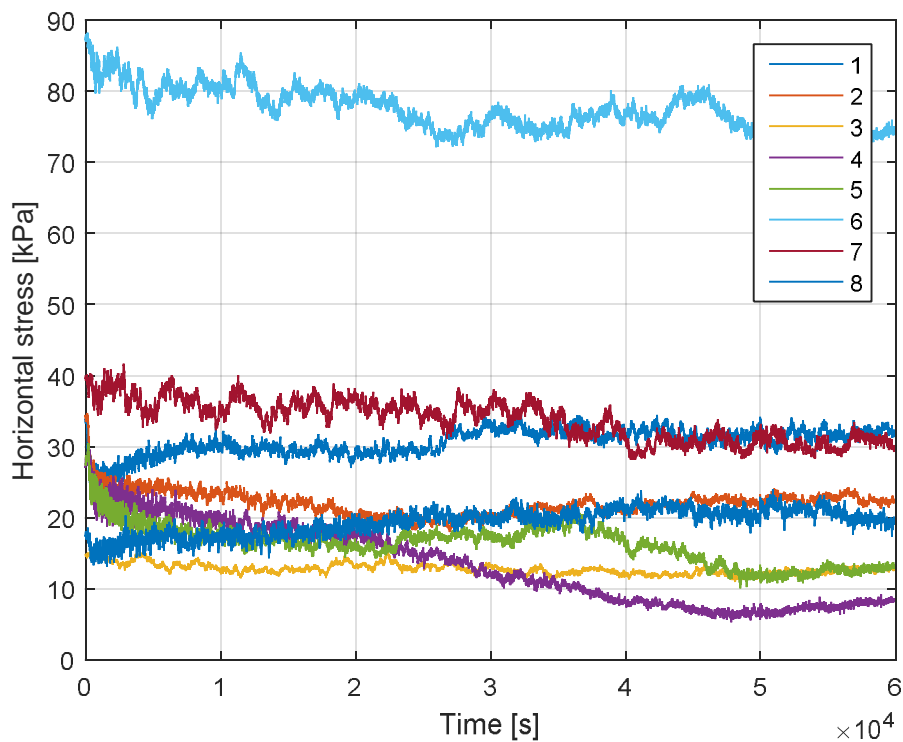
Figuur 5.12 Resultaten meting horizontale spanning van de afzonderlijke opnemers tijdens proef 11



Figuur 5.13 Verloop verticale en horizontale spanning gemiddelde van enkele sensoren

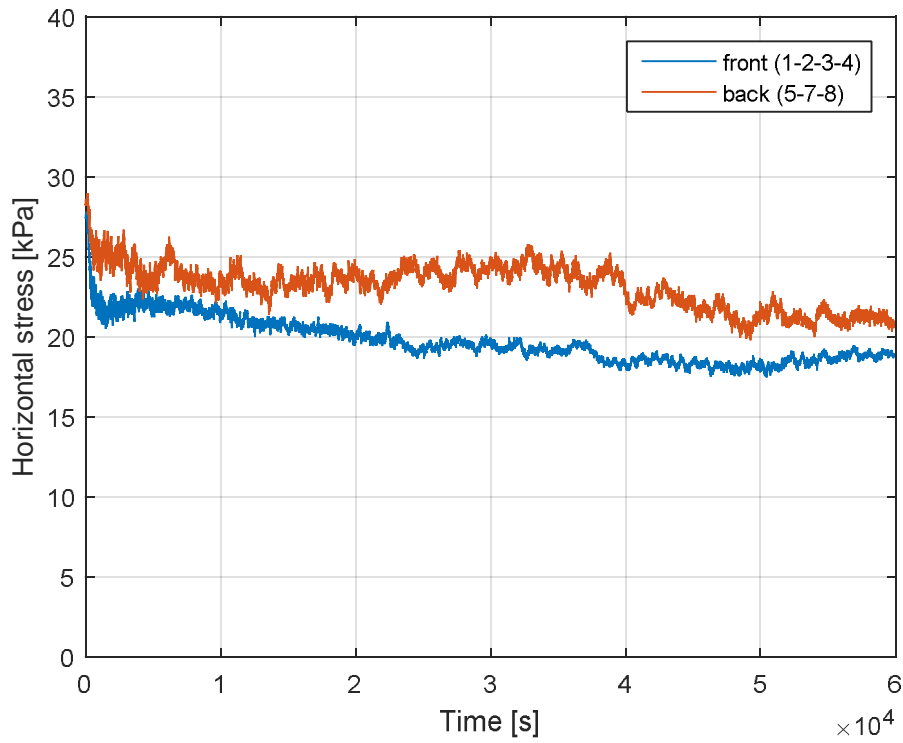
Resultaten proef 12

Figuur 5.14 toont de resultaten van de afzonderlijke sensoren tijdens de afschuiffase van proef 12. Opnieuw liggen de waarden gemeten met sensor 6 ver boven de andere metingen. Deze sensor is dan ook samen met sensor 3 vervangen na afloop van de proef. Figuur 5.15 toont de gemiddelde spanning per wand. De spanningen op de achterwand zijn structureel hoger dan op de voorwand, ook zonder het meenemen van sensor 6. Het verloop komt wel grotendeels overeen: de spanning daalt in het begin sterk waarna de afname met een toenemende schuifrek gering wordt. Figuur 5.16 toont het verloop van de gemiddelde horizontale spanning tegen de voor- en zijwand, alleen sensor 6 is buiten beschouwing gelaten, tezamen met het verloop van de verticale spanning en de gemobiliseerde schuifspanning.

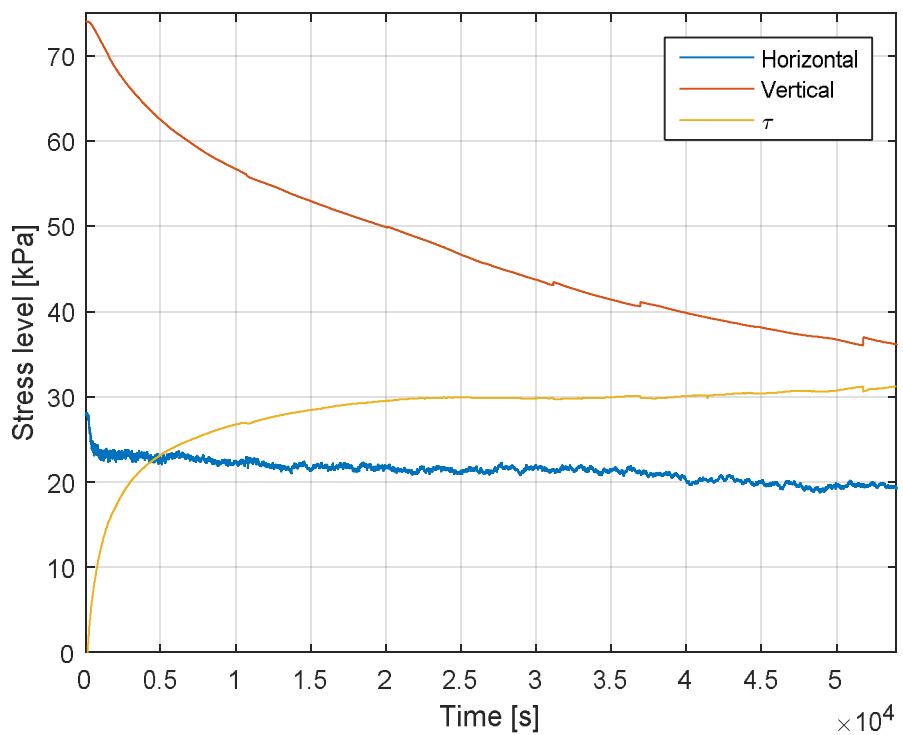


Figuur 5.14 Resultaten meting horizontale spanning van de afzonderlijke opnemers tijdens proef 12

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



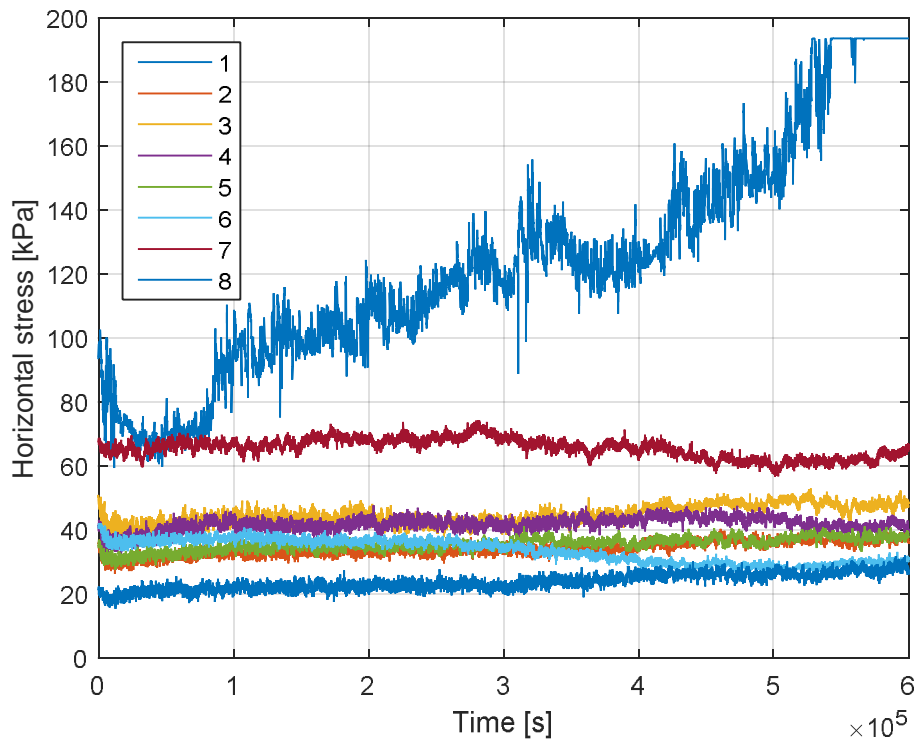
Figuur 5.15 Gemiddelde horizontale spanning per wand tijdens de afschuiffase van proef 12



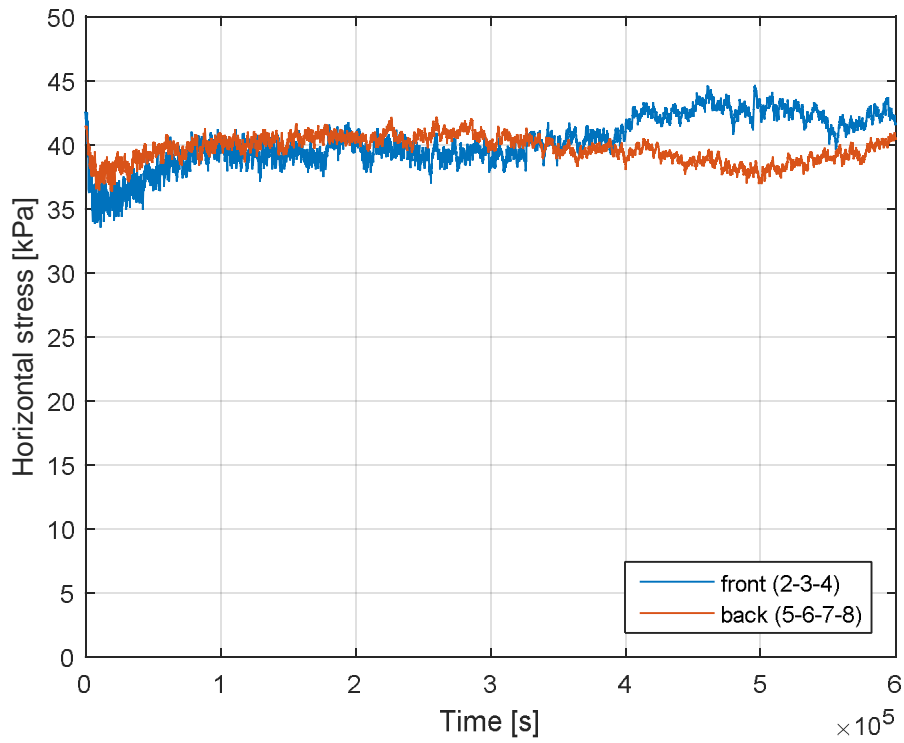
Figuur 5.16 Horizontale en verticale spanning en schuifspanning tijdens de afschuiffase proef 12

Resultaten proef 23

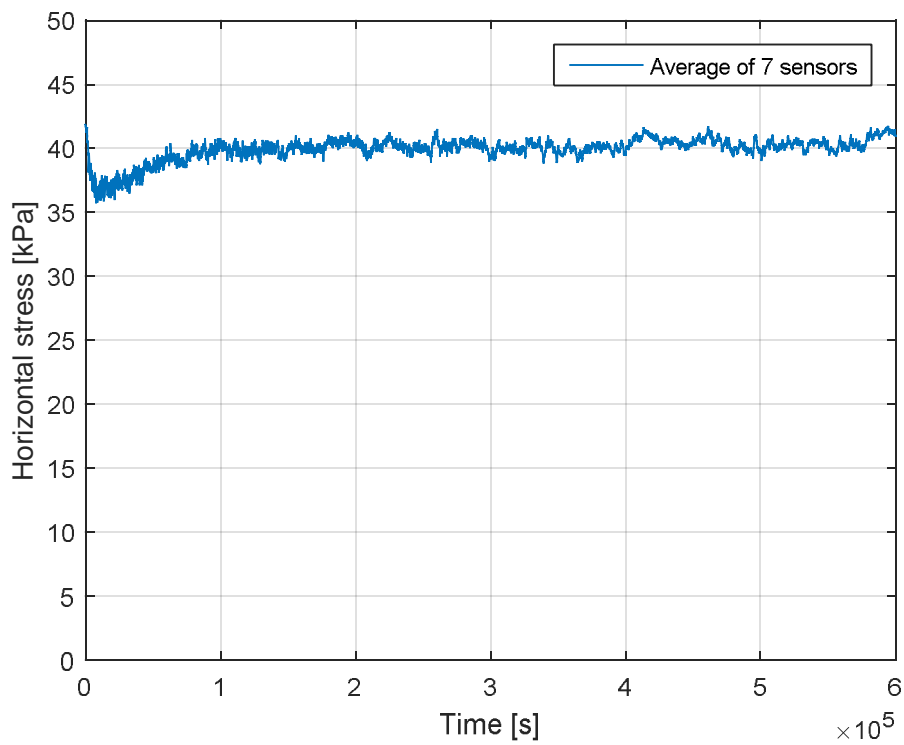
Figuur 5.17 toont de resultaten van de afzonderlijke sensoren tijdens de afschuiffase van proef 23. Bij deze en proef 24 is de verticale spanning constant gehouden en is een lagere afschuifsnelheid toegepast, verschil in afschuifsnelheid is een factor 15. Sensor 1 loopt gedurende de proef buiten haar bereik en is daarom verder niet meegenomen in de bepaling van de gemiddelde spanningen. Figuur 5.18 toont het gemiddelde verloop van de spanningen per wand en Figuur 5.19 het verloop van de 7 beschouwde sensoren. Het verloop van de spanning gemeten bij beide wanden komt goed overeen. Ook bij deze proef wordt eerst een sterke afname waargenomen. Echter daarna volgt een toename met toenemende schuifrek, waarna de spanning min of meer constant blijft.



Figuur 5.17 Resultaten meting horizontale spanning van de afzonderlijke opnemers tijdens proef 23



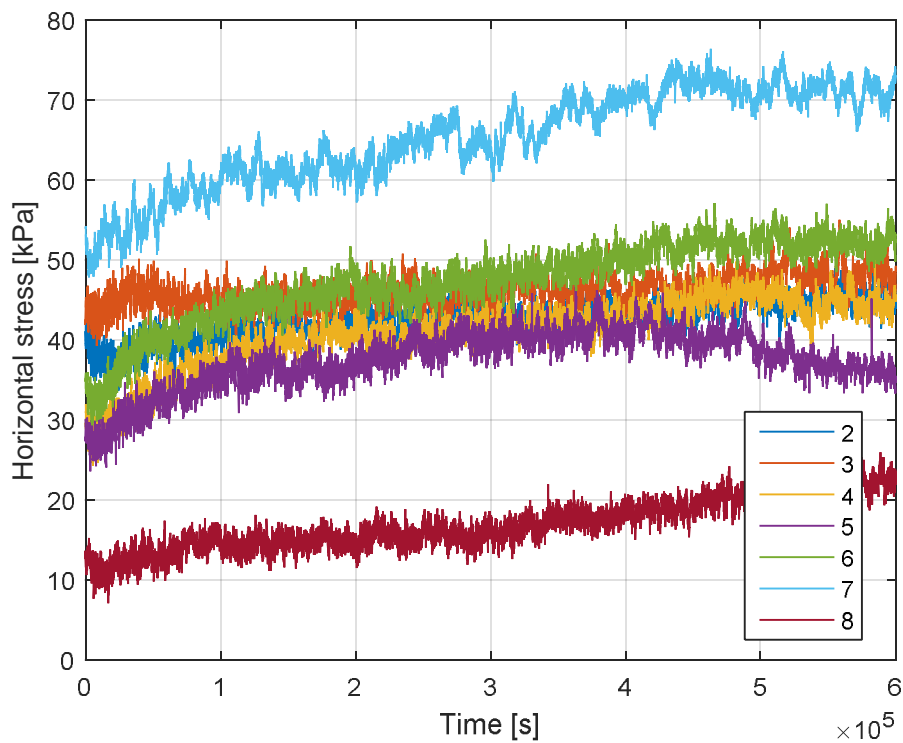
Figuur 5.18 Gemiddelde horizontale spanning per wand tijdens de afschuif fase van proef 23



Figuur 5.19 Gemiddelde horizontale spanning tijdens de afschuif fase van proef 23

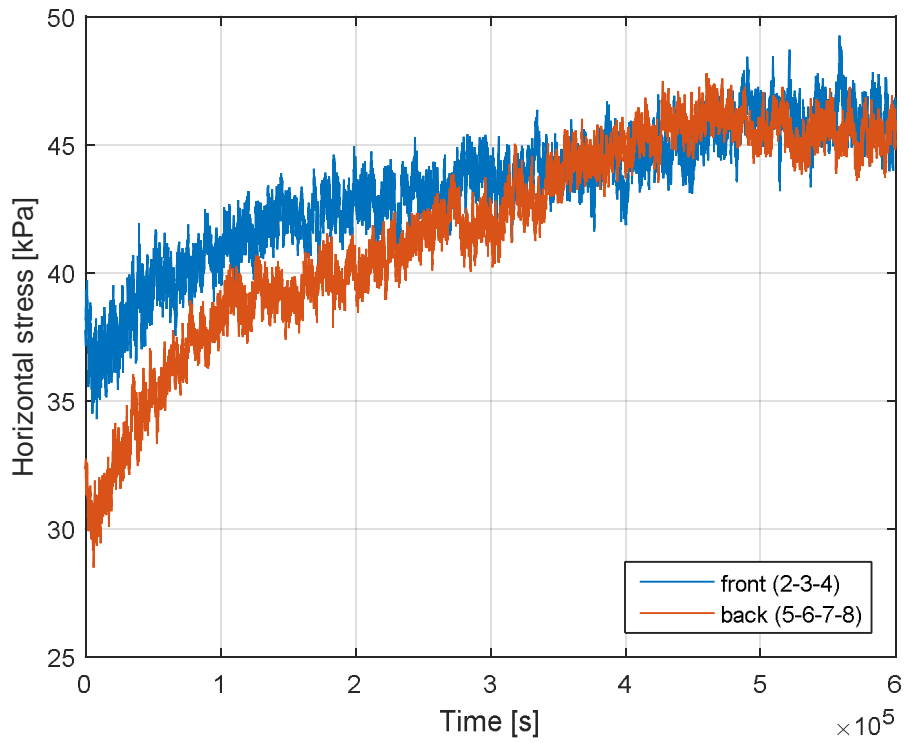
Resultaten proef 24

Geen sensoren waren vervangen voorafgaand aan proef 24. Figuur 5.20 toont de resultaten van de afzonderlijke sensoren tijdens de afschuif fase van proef 24. De resultaten van sensor 1 zijn niet op- en meegenomen, omdat deze vanaf het begin van de afschuif fase al buiten haar bereik waren. Figuur 5.21 toont het gemiddelde verloop van de spanningen per wand. Het verloop van de gemeten spanning per wand komt grotendeels met elkaar overeen. Figuur 5.22 toont het gemiddelde spanningsverloop van alle beschouwde opnemers, met uitzondering van sensor 1. Ook hier is weer een sterke afname aan het begin waar te nemen (orde 2 à 3 kPa). Daarna neemt de spanning asymptotisch toe.

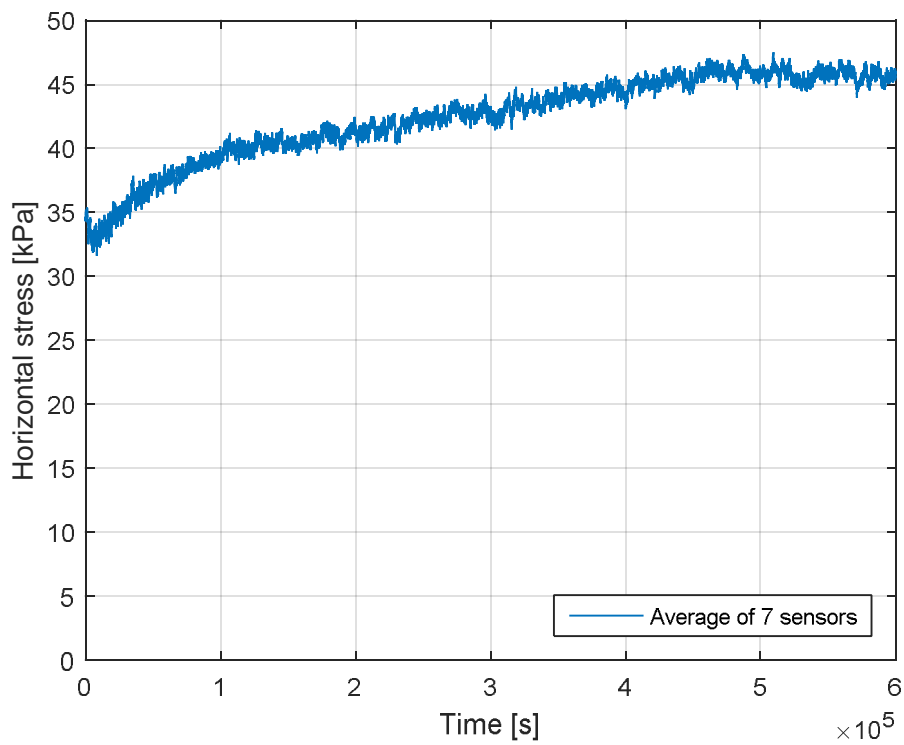


Figuur 5.20 Resultaten meting horizontale spanning van de afzonderlijke opnemers tijdens proef 23

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur 5.21 Gemiddelde horizontale spanning per wand tijdens de afschuifase van proef 24

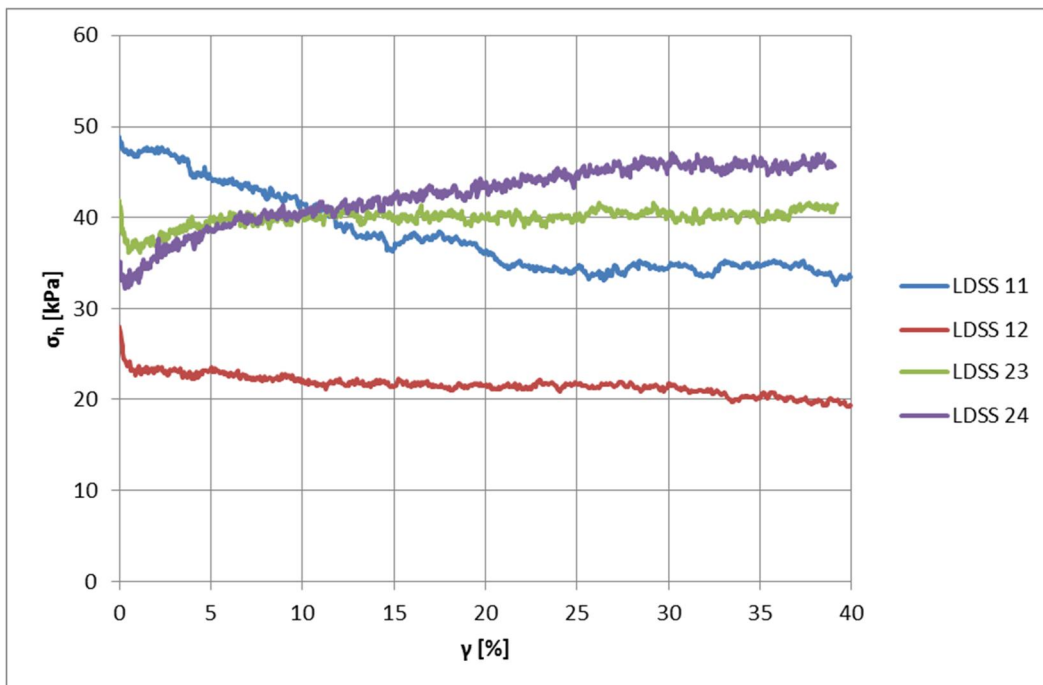


Figuur 5.22 Gemiddelde horizontale spanning tijdens de afschuifase van proef 24

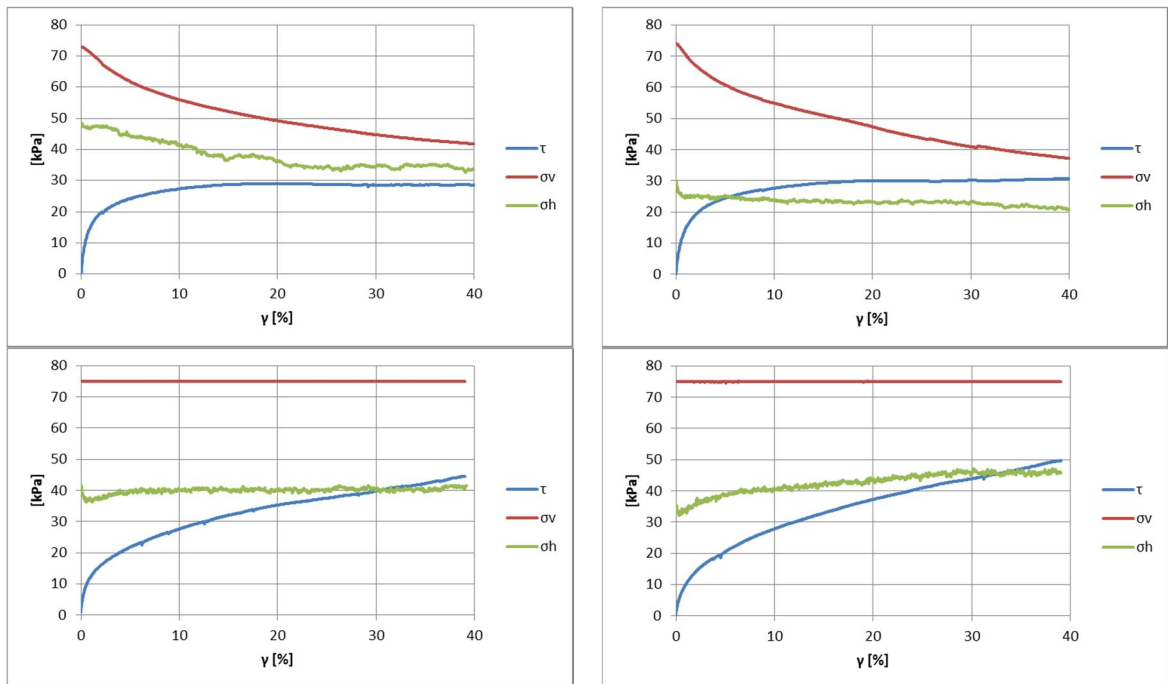
5.2 Overzicht resultaten LDSS-proeven

Figuur 5.23 geeft een overzicht van de horizontale spanning, bepaald als het gemiddelde van de lokale metingen, tijdens de afschuiffase van de vier uitgevoerde LDSSA-proeven. Figuur 5.24 geeft eenzelfde overzicht, maar dan inclusief gemeten schuifspanning en normaalspanning. Het verloop van de horizontale spanningen bij de proef 11 en 12, waarbij de hoogte constant wordt gehouden, is afwijkend van proef 23 en 24, waarbij de verticale spanning constant werd gehouden. Bij de eerst genoemde proeven neemt de spanning af met toenemende schuifrek, terwijl bij de laatst genoemde proeven de spanning, na initieel te zijn afgenomen, toeneemt met toenemende schuifrek. De resultaten van proef 11 en 12 liggen sterk uit elkaar. Hier speelt de 'opspanning' bij proef 11 vermoedelijk de grootste rol. De resultaten van proef 23 en 24 liggen duidelijk dichterbij elkaar, hoewel toch verschillen in trend waar te nemen zijn. Opgemerkt moet worden dat voor het bepalen van de gemiddelde horizontale spanning bij proef 11 en 12 sensor 6 buiten beschouwing is gelaten. Bij proef 23 en 24 is sensor 1 buiten beschouwing gelaten.

Ook moet worden opgemerkt dat voorafgaand aan iedere proef de sensoren opnieuw zijn gekalibreerd. Dit is zo consistent mogelijk uitgevoerd, maar toch ook een bron voor onzekerheid. Al met al is er dus de nodige onzekerheid rondom de absolute waarde. Dat neemt echter niet weg, dat de waargenomen trends betekenis hebben. Toch maken we hier ook een kanttekening. Mylar is toegepast om de invloed van schuifspanningen op de metingen te reduceren. Dit betekent echter niet dat de invloed daarmee helemaal van tafel is, zeker omdat er voor het LDSS-apparaat een relatief hoge normaalspanning is toegepast.



Figuur 5.23 Verloop horizontale druk (gemiddelde van de sensoren) tijdens afschuiffase van de 4 LDSS-proeven

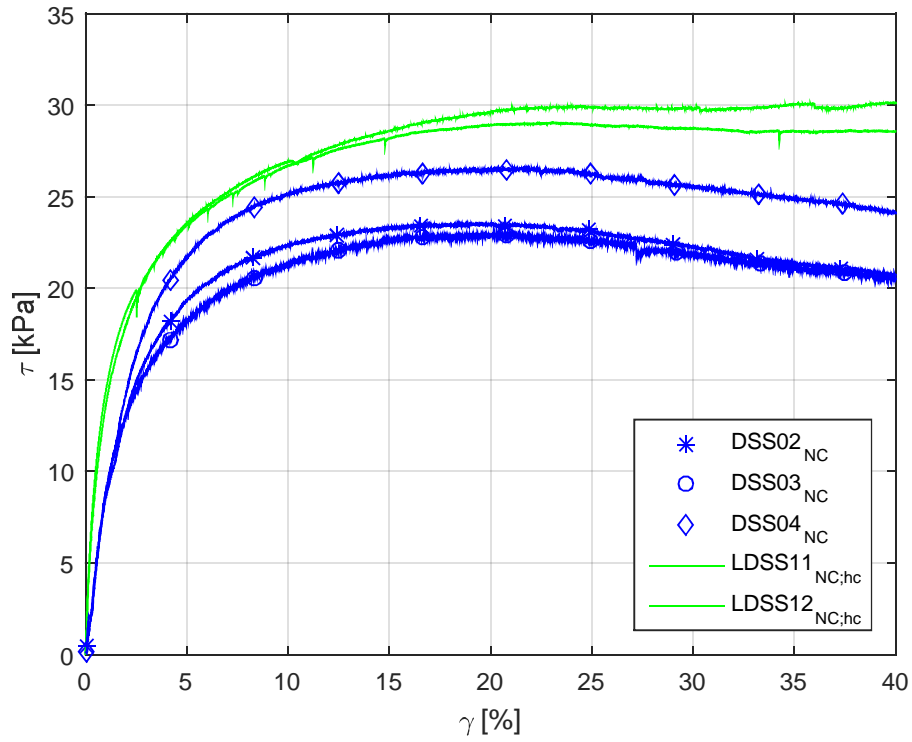


Figuur 5.24 Overzicht gemeten spanningen tijdens afschuifase LDSS

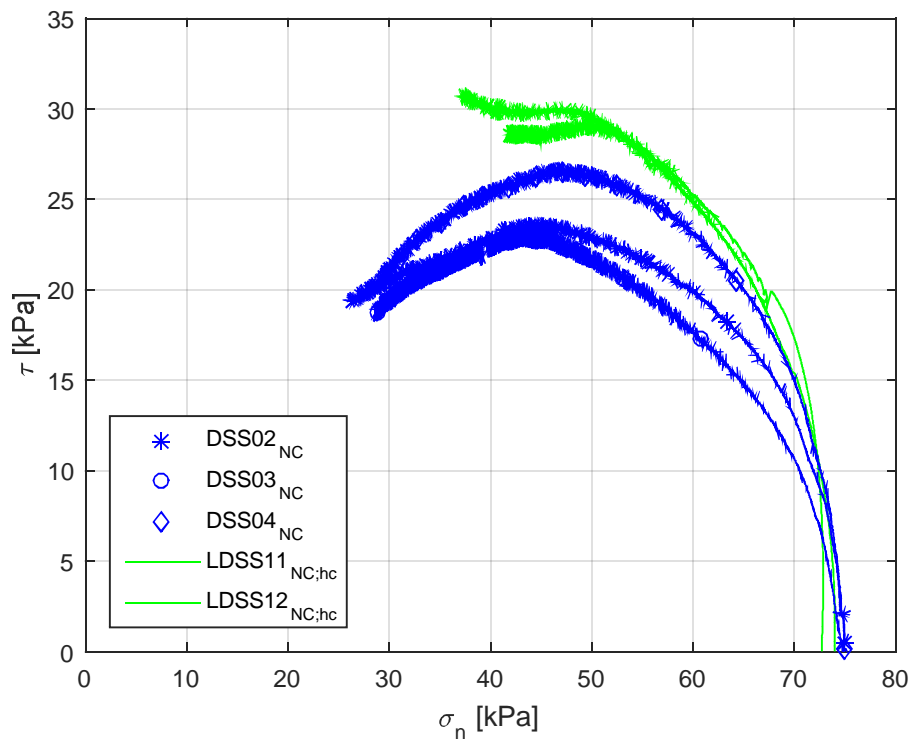
5.3 Vergelijking DSS en LDSS

Figuur 5.25 t/m Figuur 5.28 voorzien in een vergelijking tussen de uitgevoerde DSS- en LDSS-proeven. Deze vergelijking kan alleen worden gemaakt voor de hoogteconstante NC-proeven. Zoals op te maken uit deze figuren, is de maximale schuifspanning hoger voor de LDSS-proeven en treedt er bij deze proeven minder reductie van de normaalspanning op. Wat verder opvalt is dat de teruggang in schuifspanning bij grotere schuifrekken niet optreedt bij de LDSS-proeven, terwijl dat wel wordt waargenomen bij de reguliere DSS-proeven. De glijdingsmodulus is men name voor kleine schuifrekken hoger voor de LDSS-proeven vergeleken met de DSS-proeven.

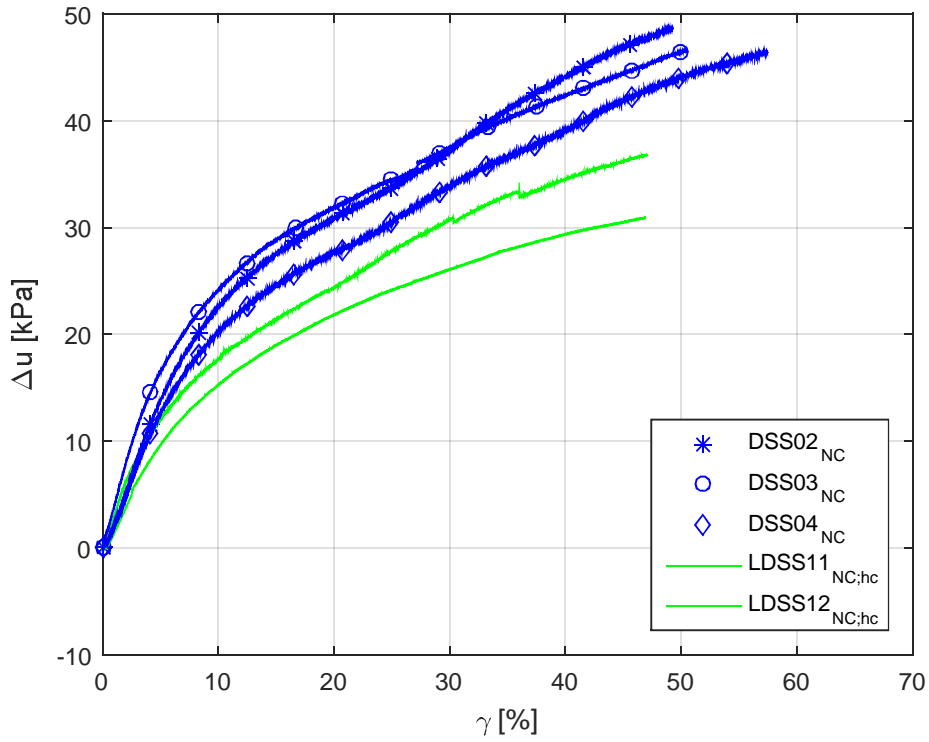
11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



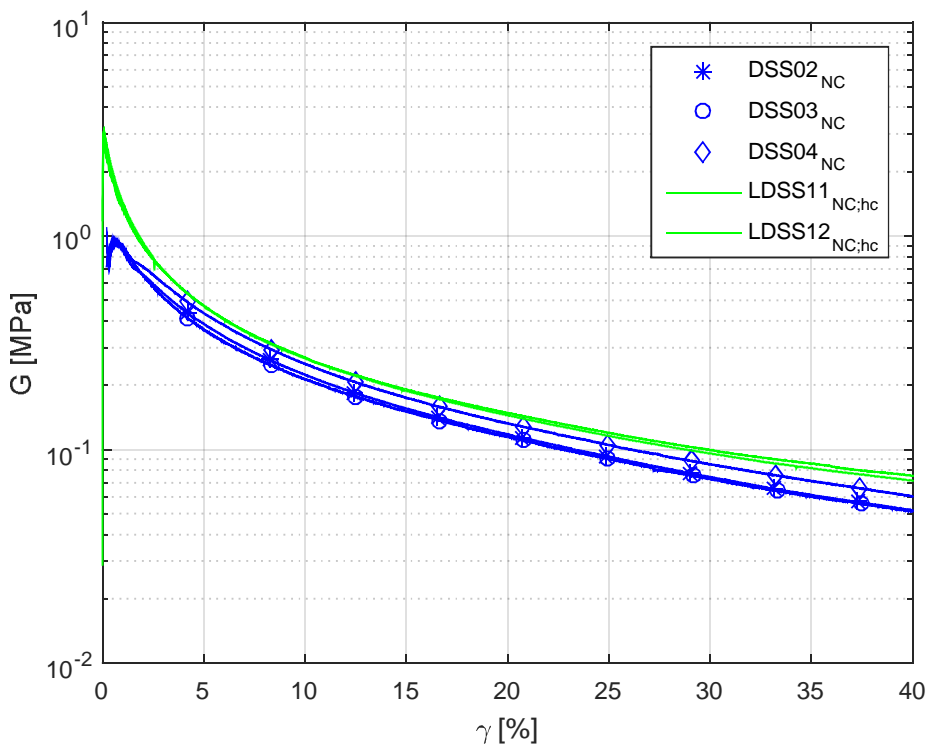
Figuur 5.25 Vergelijking DSS en LDSS: schuifspanning tegen schuifrek



Figuur 5.26 Vergelijking DSS en LDSS: schuifspanning tegen normaalspanning



Figuur 5.27 Vergelijking DSS en LDSS: verandering normaalspanning tegen schuifrek



Figuur 5.28 Vergelijking DSS en LDSS: glijdingsmodulus tegen schuifrek

6 Analyse resultaten

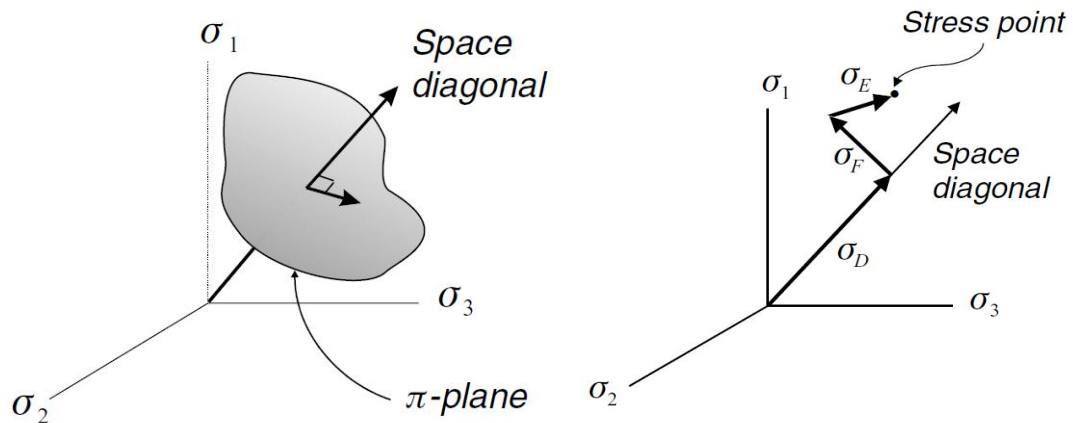
6.1 Uitgangspunten ten behoeve van analyse

6.1.1 Inleiding

Doel van het onderzoek is het vergelijken van metingen van de sterkte van grond met de verschillende beschrijvende wiskundige modellen in het deviatorisch vlak. Het deviatorisch vlak is een dwarsdoorsnede van het vloeicontour in het hoofdspanningsdomein, zie Figuur 6.1. Hiermee is het deviatorisch vlak een 3-Dimensionaal figuur. Deze paragraaf beschrijft de uitgangspunten die zijn gehanteerd om het 3-Dimensionaal figuur in twee dimensies te tekenen.

6.1.2 Weergave vloeicontour in deviatorisch vlak

Er zijn verschillende mogelijkheden om de 3-Dimensionale spanningsvector in een 2 dimensionale ruimte weer te geven. Dit rapport volgt de werkwijze uit Davis & Selvadurai (2002). Hierin zijn de weer te geven spanningscondities opgesplitst in drie vectoren, zie Figuur 6.1. De eerste vector, σ_D evenwijdig is aan de isotrope spanningsas, p' -as. De tweede en derde vector, σ_E , en σ_F staan beiden loodrecht op σ_D .



Figuur 6.1 Links, schematische weergave van het π -vlak, rechts: locatie van het spanningspunt in de hoofdspanningsruimte

De waarden voor σ_D , σ_E , en σ_F wordt bepaald met:

$$\begin{aligned}\sigma'_D &= \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \\ \sigma'_E &= \frac{1}{\sqrt{2}}(-\sigma'_2 + \sigma'_3) \\ \sigma'_F &= \frac{1}{\sqrt{6}}(2\sigma'_1 - \sigma'_2 - \sigma'_3)\end{aligned}\tag{2.3}$$

Waarin σ'_1 , σ'_2 en σ'_3 de drie effectieve hoofdspanningen zijn. Opgemerkt wordt dat Figuur 6.1 de spanningsruimte in algemene zin weergeeft. Omdat in de verdere uitwerking van de

proefdata specifiek de effectieve spanningen worden beschouwd wordt in de onderstaande tekst alleen effectieve spanningen weergegeven, aangeduid met een apostrof, '.

In de 2 dimensionale weergave van de hoofdspinningen worden σ'_E en σ'_F genormaliseerd met σ'_D en worden de verhoudingen σ'_E/σ'_D en σ'_F/σ'_D getekend, zoals uiteindelijk is toegepast in paragraaf 6.2.2, Figuur 6.9 en Figuur 6.10.

De verschillende wiskundige beschrijvingen van het vloeicontour in het deviatorisch vlak geven het vlak weer waarbinnen geen plasticiteit optreedt en worden hierna aangeduid als criteria. Om de criteria te kunnen tekenen dienen deze in termen van σ'_E/σ'_D en σ'_F/σ'_D te worden uitgewerkt. Er zijn drie criteria uitgewerkt deze zijn, Mohr- coulomb, Matsuoka-Nakai en het criterium toegepast in de Deltares implementatie van het Creep-SCLAY1 model, zie POVM (2018). De drie criteria zijn als volgt beschreven:

Mohr-Coulomb:

$$M(\theta) = \frac{3\sqrt{3}M_c}{(6 + M_c)\cos(\theta) + \sqrt{3}M_c \sin(\theta)} \quad (2.4)$$

Matsuoka-Nakai:

$$M(\theta) = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{M_c}{\sqrt{1 + \frac{M_c}{3} + \frac{M_c^2}{9}}} \frac{1}{\cos\left\{ \frac{1}{6} \cos^{-1} \left[-1 + \frac{27}{2} \frac{\left(1 + \frac{M_c}{3}\right)^2 \frac{M_c^2}{9}}{\left(1 + \frac{M_c}{3} + \frac{M_c^2}{9}\right)^3} \sin^2(3\theta) \right] \right\}} \quad : \theta \geq 0^\circ$$

$$M(\theta) = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{M_c}{\sqrt{1 + \frac{M_c}{3} + \frac{M_c^2}{9}}} \frac{1}{\cos\left\{ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{6} \cos^{-1} \left[-1 + \frac{27}{2} \frac{\left(1 + \frac{M_c}{3}\right)^2 \frac{M_c^2}{9}}{\left(1 + \frac{M_c}{3} + \frac{M_c^2}{9}\right)^3} \sin^2(3\theta) \right] \right\}} \quad : \theta < 0^\circ$$

(2.5)

Deltares Creep-SCLAY1:

$$M(\theta) = M_c \frac{\cos\left(\frac{\pi}{3} - \arctan\left(\frac{2r-1}{\sqrt{3}}\right)\right)}{\cos\left(\frac{1}{3} \arccos\left(\cos\left(3 \arctan\left(\frac{2r-1}{\sqrt{3}}\right)\right) \sin 3\theta\right)\right)} \quad (2.6)$$

Waarin:

M_c = Verhouding p'/q voor critical state condities bij triaxiale compressie.

θ = Lode's angle met $-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$, zie Figuur 6.2. N.B. $\theta = -30^\circ$ wordt gevonden voor triaxiale compressie en $\theta = 30^\circ$ voor triaxiale extensie.

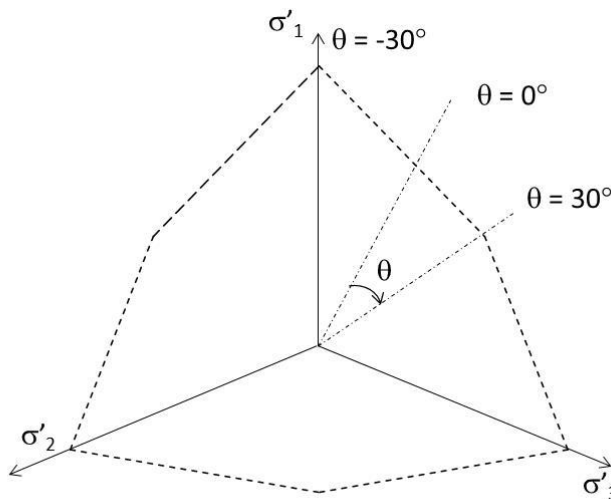
r = Verhouding M_c / M_e met M_e de verhouding p'/q voor critical state condities bij triaxial extensie.

De contouren zijn geplot door het volgen van de onderstaande stappen:

- Voor de range $\theta = -30^\circ$ tot $\theta = 30^\circ$ is de waarde voor M bepaald aan de hand van een van bovenstaande criteria.
- Uitgangspunt is dat bezwijken wordt gevonden in critical state condities, hieruit volgt, $q_{cs} = M p'$. Waarbij een waarde voor p' wordt aangenomen.
- De hoofdspansingen worden bepaald uit:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= p' + \frac{2}{3}q \sin\left(\theta - \frac{2}{3}\pi\right) \\ \sigma'_2 &= p' + \frac{2}{3}q \sin(\theta) \\ \sigma'_3 &= p' + \frac{2}{3}q \sin\left(\theta + \frac{2}{3}\pi\right)\end{aligned}\tag{2.7}$$

- De verhouding σ'_1/σ'_D en σ'_2/σ'_D worden vervolgens bepaald conform vergelijking (2.3)



Figuur 6.2 Definitieschets Lode's angle in π -vlak

Opgemerkt wordt dat in de bovenstaande uitwerking wordt uitgegaan van een vloeicontour dat symmetrisch rondom de isotrope spanningsas, p' -as, is gelegen.

6.1.3 Weergave proefresultaten

De proefresultaten zijn beschreven in de voorgaande hoofdstukken. Om de resultaten te kunnen vergelijken met de criteria zoals beschreven in de voorgaande paragraaf dienen enkele aannames te worden gedaan. Deze paragraaf beschrijft de aannames die voor de triaxiale compressieproeven, triaxiale extensieproeven en de Large Direct Simple Shear proeven zijn gedaan om de resultaten in het deviatorisch vlak te kunnen plotten.

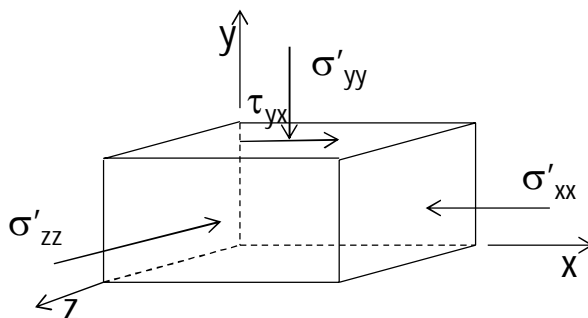
In de triaxiale compressieproef zijn de spanningscondities eenduidig vastgelegd, de grootste effectieve hoofdspansing, σ'_1 komt overeen met de verticale effectieve spanning, σ'_h . De effectieve tweede en derde hoofdspansing komen overeen met effectieve horizontale spanning die wordt bepaald door de effectieve celdruk, $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_h$. Deze situatie wordt

gevonden bij $\theta = -30^\circ$, zie Figuur 6.2. De spanningen die horen bij het bereiken van de critical state worden vergeleken met de criteria die in de vorige paragraaf worden beschreven. Het vaststellen van het moment waarop de critical state wordt bereikt is gebaseerd op de waterspanningsontwikkeling. Aangenomen is dat op het moment waarop de waterspanningsontwikkeling constant is, de critical state condities zijn bereikt. In het verloop van de deviatorspanning tegen de axiale rek, $q - \varepsilon_a$ verloop wordt na het overschrijden van de pieksterkte een geringe, continue afname gevonden, waar bij het bereiken van de critical state een horizontaal verloop verwacht mag worden. Het feit dat dit niet wordt gevonden, wordt verklaard met kruip, waardoor bij constante belasting op het monster enig relaxatie optreedt.

Een constant verloop van de waterspanningsontwikkeling in de triaxiale compressieproeven wordt gevonden vanaf het bereiken van circa 20% axiale rek. Opgemerkt wordt dat vanaf het bereiken van een axiale rek van 10% de verdere toename van de waterspanning in het monster minimaal is.

Voor de triaxiale extensieproeven geldt dat de horizontale spanning het grootst is, $\sigma'_h = \sigma'_1 = \sigma'_2$. De verticale spanning is de kleinste hoofdspanning, $\sigma'_v = \sigma'_3$. Deze situatie wordt gevonden bij $\theta = 30^\circ$, zie Figuur 6.2. Het bepalen van het moment waarop de critical state wordt bereikt is niet geheel eenduidig. Als gevolg van insnoering van het monster zijn de spanningen ter plaatse van het bezwijkvlak, niveau van insnoering, niet eenduidig te bepalen. Het moment waarop de insnoering begint is in de meetdata terug te vinden als het moment waarop de verticale spanning snel afneemt. Het moment van aanvang van insnoering is gekozen als het moment waarop de critical state condities worden bereikt. Dit wordt bereikt bij een axiale rek in de orde van 15 tot 20%.

In de klassieke Direct Simple Shear proef zijn de horizontale spanningsontwikkeling onbekend. In de hier uitgevoerde proeven zijn de horizontale spanningen loodrecht op de schuifrichting gemeten aan de zijwanden. Hieruit volgt dat gedurende de proef drie spanningen bekend zijn, de opgelegde verticale spanning, de opgelegde schuifspanning en de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting. Dit is niet voldoende om de spanningscondities in het deviatorisch vlak te kunnen weergeven. Bijlage G beschrijft enkele numerieke simulaties van Direct Simple Shear proeven. In de navolgende tekst is de definitie van assenstelsel gevolgd die ook bij de uitvoering van de simulaties is aangehouden. Hierbij is σ'_{yy} de verticale effectieve spanning, σ'_{xx} de horizontale effectieve spanning in de schuifrichting, σ'_{zz} de horizontale effectieve spanning loodrecht op de schuifrichting en τ_{yx} de opgelegde schuifspanning.



Figuur 6.3 Gehanteerde assenstelsel

Op basis van de conclusies van de simulaties uit bijlage G zijn de volgende aannamen gedaan:

- De horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting is gelijk aan de effectieve spanning in de tweede hoofdspansingsrichting.
- Bij het bereiken van de critical state condities geeft de gevonden combinatie van effectieve verticale spanning en opgelegde schuifspanning de top van de cirkel van Mohr weer. Dit impliceert dat voor critical state condities de verticale effectieve spanning en de effectieve horizontale spanning in de schuifrichting aan elkaar gelijk zijn geworden.
- Voor ongedraineerde proeven wordt de conditie $\sigma'_{yy} = \sigma'_{xx}$ relatief snel bereikt. Voor gedraineerde proeven is meer schuifvervorming nodig. In sommige numerieke modellen is meer dan 40% schuifvervorming nodig om deze conditie te bereiken. In de proeven zijn metingen tot een schuifrek van $\gamma_{max} = 40\%$ betrouwbaar geacht. Daarmee is het mogelijk dat voor de gedraineerde proeven de critical state condities niet zijn bereikt.

In de analyse is aangenomen dat bij een schuifrek $\gamma = 40\%$ de critical state condities zijn bereikt. Op basis van de hier boven beschreven conclusies uit de numerieke simulaties de drie hoofdspansingen worden bepaald met behulp van:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{yy} - \sigma'_{xx}}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} \\ \sigma'_3 &= \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{yy} - \sigma'_{xx}}{2}\right)^2 + \tau_{yx}^2} \\ \sigma'_2 &= \sigma'_{zz}\end{aligned}\tag{2.8}$$

Vervolgens kan met de vergelijkingen (2.3) de verhoudingen σ'_E/σ'_D en σ'_H/σ'_D worden bepaald en worden vergeleken met de eerder beschreven criteria.

Bishop (1966) introduceerde de ratio b , zie vergelijking (2.9).

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}\tag{2.9}$$

Voor triaxiale compressie geldt $b = 0$ en voor triaxiale extensie $b = 1$. Zoals in bijlage A aangegeven is er enige discussie omtrent de grootte van b voor plane strain condities. Uitgaande van volkomen plastisch gedrag mag voor plane strain condities worden verwacht $b = 0,5$. Tabel 6.2 toont de waarden voor b voor de LDSS proeven bepaald uit de hoofdspansingen zoals hierboven beschreven bij het bereiken van de maximale rek $\gamma_{max} = 40\%$. Opvallend is het verschil in b waarde tussen de gedraineerde en ongedraineerde proeven. De waarden zijn duidelijk lager dan 0,5.

proef nummer	type proef	p' [kPa]	q [kPa]	M [-]
5	CAUC	30,07	48,16	1,60
6	CAUC	30,86	50,09	1,62
7	CAUC	32,30	56,27	1,74
8	CAUE	33,32	-47,35	-1,42
9	CAUE	34,47	-41,76	-1,21
10	CAUE	35,45	-45,71	-1,29

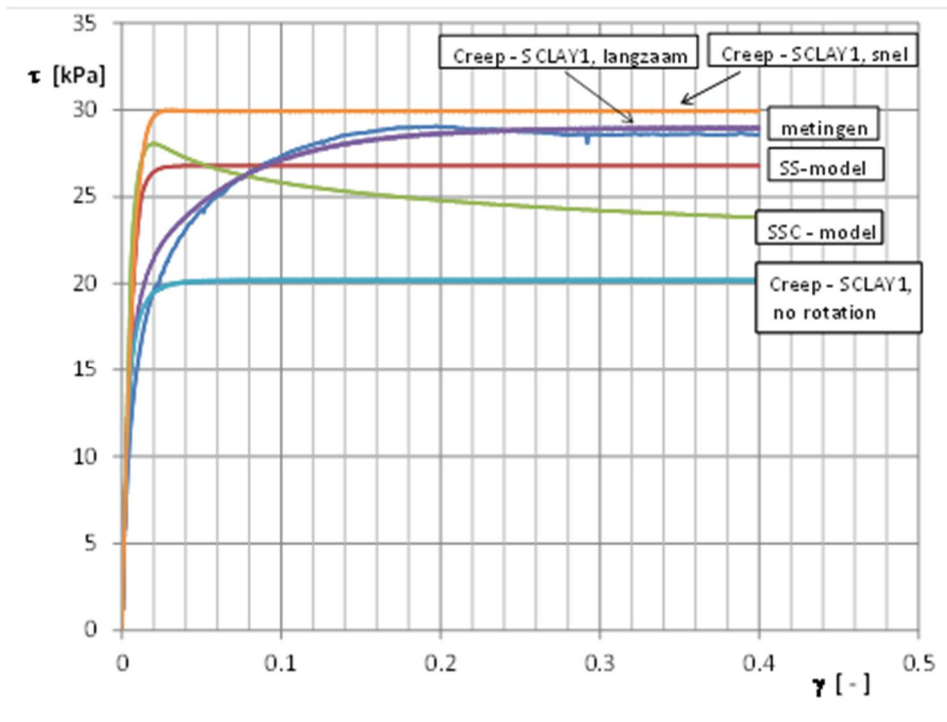
Tabel 6.1 Samenvatting triaxiaal proefresultaten, spanningscondities bij het bereiken van de critical state voor de compressie proeven en insnoering bij extensieproeven; isotrope effectieve spanning p' en deviatorspanning voor het moment waarop critical state wordt bereikt. CAUC = anisotroop geconsolideerde ongedraineerde compressieproeven, CAUE = anisotroop geconsolideerde ongedraineerde extensieproeven, $M = (q/p')_{cs}$. de negatieve waarden voor q en M geven triaxiale extensie weer

proef nummer	type proef	σ'_v [kPa]	τ_{xy} [kPa]	σ'_{zz} [kPa]	b [-]
11	LDSS-undrained.	41,76	28,61	33,54	0,36
12	LDSS-undrained	37,18	30,67	26,27	0,32
23	LDSS-drained	75,00	44,50	41,55	0,12
24	LDSS-drained	75,00	49,67	43,03	0,18

Tabel 6.2 Samenvatting Large Direct Simple Shear, LDSS proeven, spanningscondities bij het bereiken van $\gamma = 40\%$, σ'_v = verticale, opgelegde, belasting, τ_{xy} = opgelegde schuifspanning, σ'_{zz} = horizontale spanning loodrecht op schuifrichting

6.1.4 Analyse horizontale spanningsmetingen

Conform Dyvik et al (1987) zijn de ongedraineerde schuifproeven uitgevoerd als constante hoogte proeven. Dit sluit aan bij de huidige praktijk van uitvoering van DSS proeven voor parameterbepaling in dijkversterkingsprojecten. Door het volume constant te houden wordt ongedraineerd gedrag gesimuleerd. De afname van de opgelegde verticale spanning, om de hoogte constant te houden, wordt geïnterpreteerd als de grootte van de ontwikkelde wateroverspanning. In de constante hoogte proef treedt de wateroverspanning in werkelijkheid niet op, maar vertaald zich in de verlaagde opgelegde verticale spanning. De opgelegde verticale spanning kan nu worden beschouwd als de verticale effectieve spanning in het monster. Omdat in de constante hoogte proef de wateroverspanning in werkelijkheid niet optreedt kan de gemeten horizontale spanning worden beschouwd als een effectieve spanning. Opgemerkt wordt dat een constante hoogte proef een betere benaming is voor dit type proef, echter in aansluiting met de praktijk is in dit rapport de term ongedraineerde proef gehanteerd.

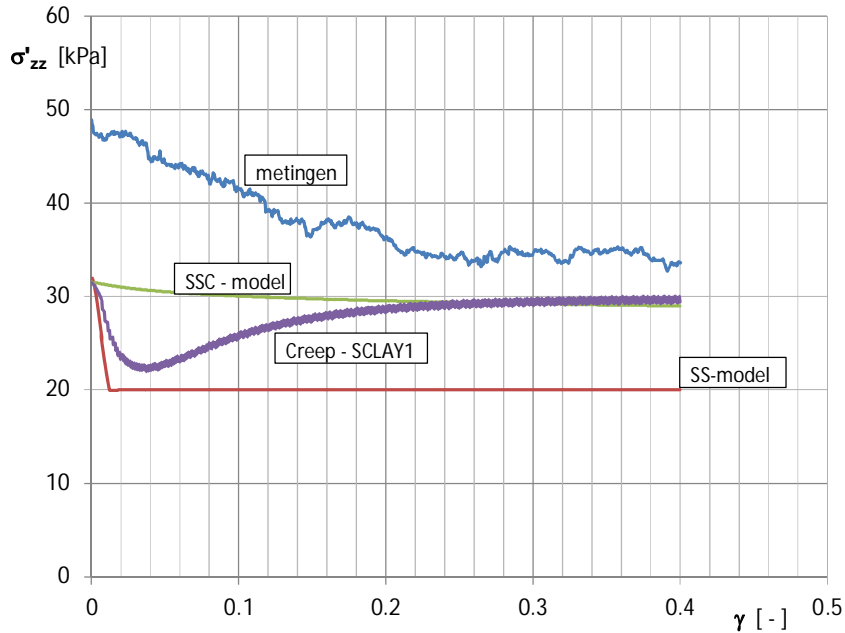


Figuur 6.4 Vergelijking metingen en numerieke simulaties van proef 11

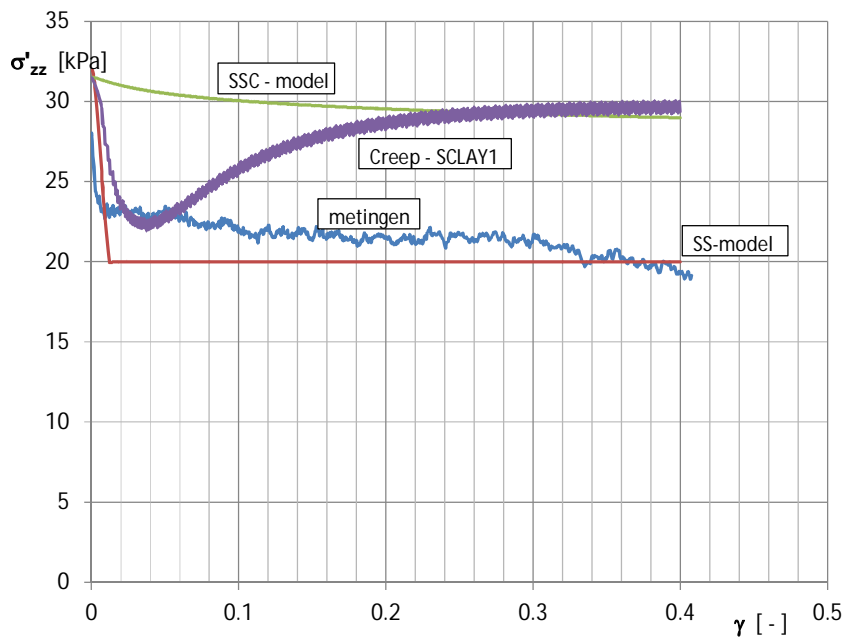
Bijlage G geeft een vergelijking van de metingen met numerieke simulaties. De metingen zijn beschreven in paragraaf 5.1.4. Met de Soil Test module van eindige elementen pakket PLAXIS, versie 2017, zijn single element berekeningen uitgevoerd met achtereenvolgend het Soft Soil model, Soft Soil Creep model en de Deltares implementatie van het Creep-SCLAY1 model. De details van de simulaties zijn beschreven in bijlage G. Voordat de horizontale spanningen zijn geanalyseerd is nagegaan in hoeverre de verschillende modellen en bijbehorende parameters de andere meetdata van de proeven kunnen simuleren. Figuur 6.4 toont de vergelijking van de simulaties en metingen van proef 11 voor het schuifspanning – schuifrek, $\tau - \gamma$, verloop. Met de juiste parameter wordt een goede overeenkomst tussen het Creep SCLAY1 model en de metingen gevonden.

De onderstaande figuren gaat verder in op de simulatie van de horizontale, loodrecht op de schuifrichting werkende, spanning.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

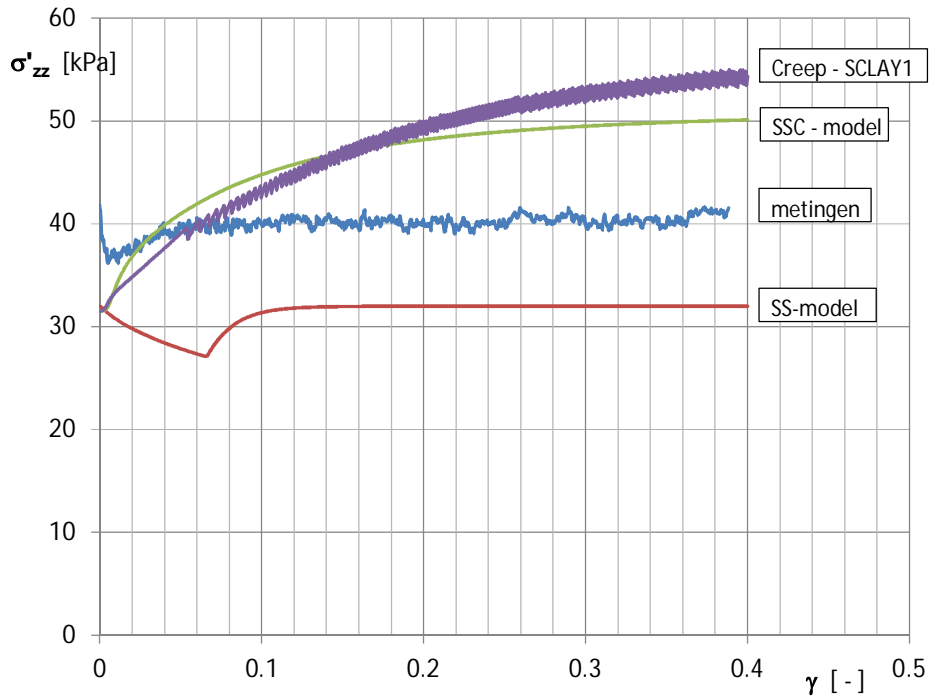


Figuur 6.5 Vergelijking metingen en berekende horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, voor ongedraineerde proef LDSS 11

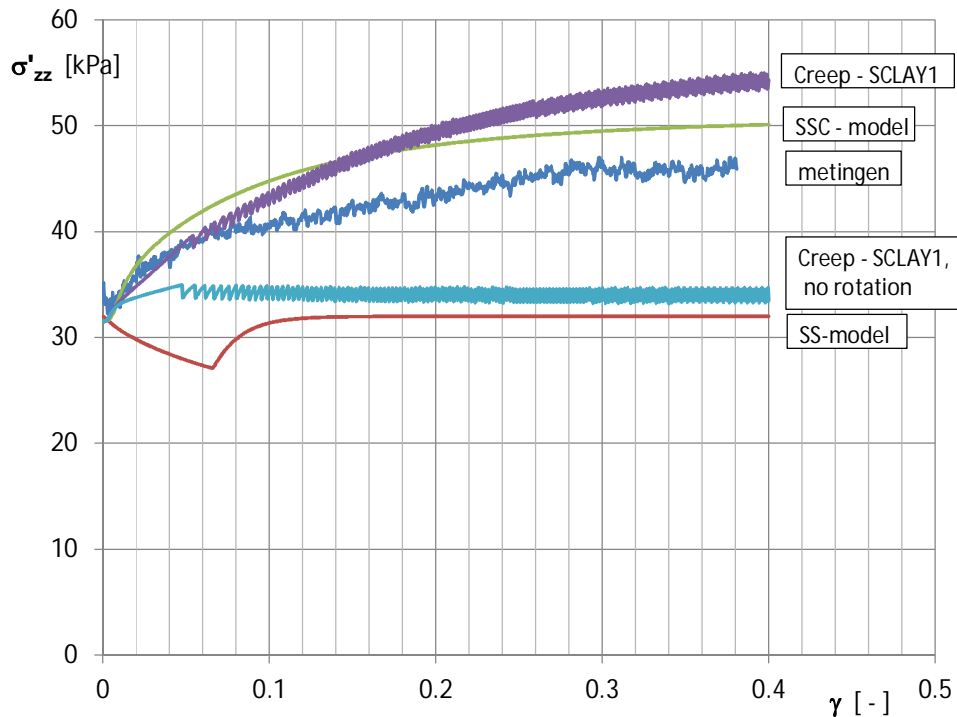


Figuur 6.6 Vergelijking metingen en berekende horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, voor ongedraineerde proef LDSS 11

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur 6.7 Vergelijking metingen en berekende horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, voor gedraineerde proef LDSS 23



Figuur 6.8 Vergelijking metingen en berekende horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, voor gedraineerde proef LDSS 24

Figuur 6.5 tot en met Figuur 6.9 toont de vergelijking van gemeten horizontale schuifspanning loodrecht op de schuifrichting en de numerieke simulaties. De figuren geven het gemiddelde van de verschillende sensoren per proef. Hierbij zijn de duidelijk afwijkende metingen niet in de bepaling van het gemiddelde mee genomen. Het gaat hierbij om sensor 6 van proef 11, sensor 6 in proef 12, sensor 1 in proef 23 en sensor 1 in proef 24.

Verwacht mag worden dat de startwaarde van de horizontale spanningen gelijk is aan de K_0^{nc} -waarde Zoals beschreven in paragraaf 4.2 wordt voor de OVP klei gevonden $K_0 = 0,4$. Met aangebrachte verticale spanning van 75 kPa volgt de startwaarde voor de horizontale spanning, $\sigma'_{zz} = 0,4 \times 75 = 30$ kPa. In de numerieke simulaties is $K_0 = 0,42$ aangehouden waaruit volgt $\sigma'_{zz, start} = 31,5$ kPa. Zoals verwacht mag worden starten de numerieke simulaties met een initiële horizontale spanning in de schuifrichting, $\sigma'_{zz, start} = 31,5$ kPa. De metingen geven een aanzienlijk hogere waarde. Zoals beschreven in paragraaf 5.1.4 is in proef 11 het monster opgespannen doordat eerst het monster is geplaatst en daarna de zijwanden zijn geplaatst. Door het opspannen van het monster is de startwaarde van de meting hoger dan de waarde uit de numerieke simulaties. Het gevolg hiervan is dat het monster niet onder K_0^{nc} – condities is beproefd, waardoor de opgelegde spanningscondities afwijken van de beoogde condities. Het is onduidelijk in hoeverre dit invloed heeft op het proefresultaat en het resultaat bruikbaar is in de nadere analyse.

In de proeven 12, 23 en 24 is het monster iets smaller getrimd waardoor de zijwanden eerst aangebracht kunnen worden waarna het monster in de opstelling wordt gezet. Hierbij is aangenomen dat tijdens de consolidatiefase het monster iets uitdijt tot deze tegen de wand aandrukt en K_0 condities bereikt. De startwaarden van proef 12 en 24 liggen inderdaad dicht bij de verwachte waarde van 30 kPa. Voor proef 23 wordt een iets hogere aanvangswaarde gevonden.

De numerieke simulaties laten een duidelijk verschil in berekende spanningsontwikkeling zien, zowel tussen de verschillende gebruikte modellen als tussen de gedraineerde en ongedraineerde proeven. Voor de ongedraineerde proeven is vanaf schuifrek, $\gamma = 20\%$ een goede overeenkomst gevonden tussen de simulatie van het Soft Soil Creep model en de simulatie van het Creep-SCLAY1 model. Bij $\gamma < 20\%$ laat het Creep-SCLAY1 model een initiële afname zien gevolgd door toename. Het Soft Soil Creep model geeft een lichte monotone afname in horizontale spanning zien. Hierdoor is bij het bereiken van $\gamma = 40\%$ in de simulaties Soft Soil Creep en het Creep-SCLAY1 model de horizontale spanning, σ'_{zz} slechts in beperkte mate lager dan de startwaarde.

Bijlage G geeft aan in het Soft Soil model de horizontale spanning in de schuifrichting en de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting gelijk blijven. Dit is in tegenstelling met de simulaties met het Soft Soil Creep en Creep-SCLAY1 model. Verwacht wordt dat in het werkelijk grondgedrag de waarde van de horizontale spanning in beide richtingen uit elkaar gaan lopen.

Proef 11 laat een monotone afname in gemeten horizontale spanning, σ'_{zz} zien. Dit is het gevolg van de initiële opspanning, waardoor het monster niet onder K_0 condities is geconsolideerd en de resultaten niet direct met de numerieke simulaties kunnen worden vergeleken.

Het is opvallend dat in proef 12 de gemeten horizontale spanning direct na de start van de proef snel afneemt en vervolgens constant blijft. Dit gedrag lijkt op de resultaten van de

simulaties met het Soft Soil model, waarvan werd verwacht dat deze het werkelijke grondgedrag op dit punt niet goed weergeeft.

Voor het gedraineerd gedrag, proeven 23 en 24, tonen de simulaties met het Soft Soil Creep model en het Creep-SCLAY1 model een monotone toename van de horizontale spanning, waar het Soft Soil model, behalve een korte dip bij aanvang van de schuifase voornamelijk een constant verloop laat zien. In de metingen laat proef 23 eveneens een constant verloop zien, terwijl proef 24 een geleidelijke toename geeft die redelijk aansluit bij de voorspelde toename uit het Soft Soil Creep en Creep-SCLAY1 simulaties.

De relatief grote scatter die per proef tussen de verschillende sensoren wordt gevonden, geeft aan dat de betrouwbaarheid van de metingen beperkt is. Echter, het gemiddelde van de metingen met de verschillende sensoren geeft een beeld van de ontwikkeling van de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting. Door de verschillen in simulaties met de verschillende modellen is het lastig de gemeten ontwikkeling van σ'_{zz} te evalueren. Echter het beeld ontstaat dat voor de ongedraineerde proeven σ'_{zz} vrijwel gelijk blijft aan de startwaarde, terwijl voor de gedraineerde proeven de spanning oploopt tot circa 50 kPa.

In de navolgende uitwerking is een uitwerking op basis van de werkelijk gemeten waarde van σ'_{zz} en een uitwerking waarbij voor de ongedraineerde proeven is aangehouden dat σ'_{zz} constant blijft en voor de gedraineerde proeven dat σ'_{zz} oploopt tot 50 kPa.

6.2 Vergelijking proefresultaten met numerieke oplossingen

6.2.1 Sterkte in compressie en extensie

Tabel 6.1 geeft een samenvatting van de triaxiale compressie en extensieproeven. Gemiddeld voor de drie triaxiale compressieproeven, de proeven 5, 6 en 7, wordt gevonden $M_c = 1,66$. Voor triaxiale compressie geldt, zie o.a. Wood (1990):

$$M_c = \frac{6 \sin(\varphi')}{3 - \sin(\varphi')} \quad (2.10)$$

Voor $M_c = 1,66$ volgt $\varphi' = 40,45^\circ$. Deze waarde sluit goed aan bij de waarde voor dergelijk organisch materiaal wordt gevonden.

Gemiddeld voor de triaxiale extensie proeven, proef 8, 9 en 10, wordt gevonden $M_e = 1,31$. Hiermee wordt een verhouding van $M_e/M_c = 1,31 / 1,66 = 0,79$. Dit is een relatief hoge waarde en betekent dat de sterkte in extensie relatief hoog is ten opzichte van de sterkte in compressie. In o.a. Wood (1990) wordt aangegeven dat voor het Mohr-Coulomb criterium geldt:

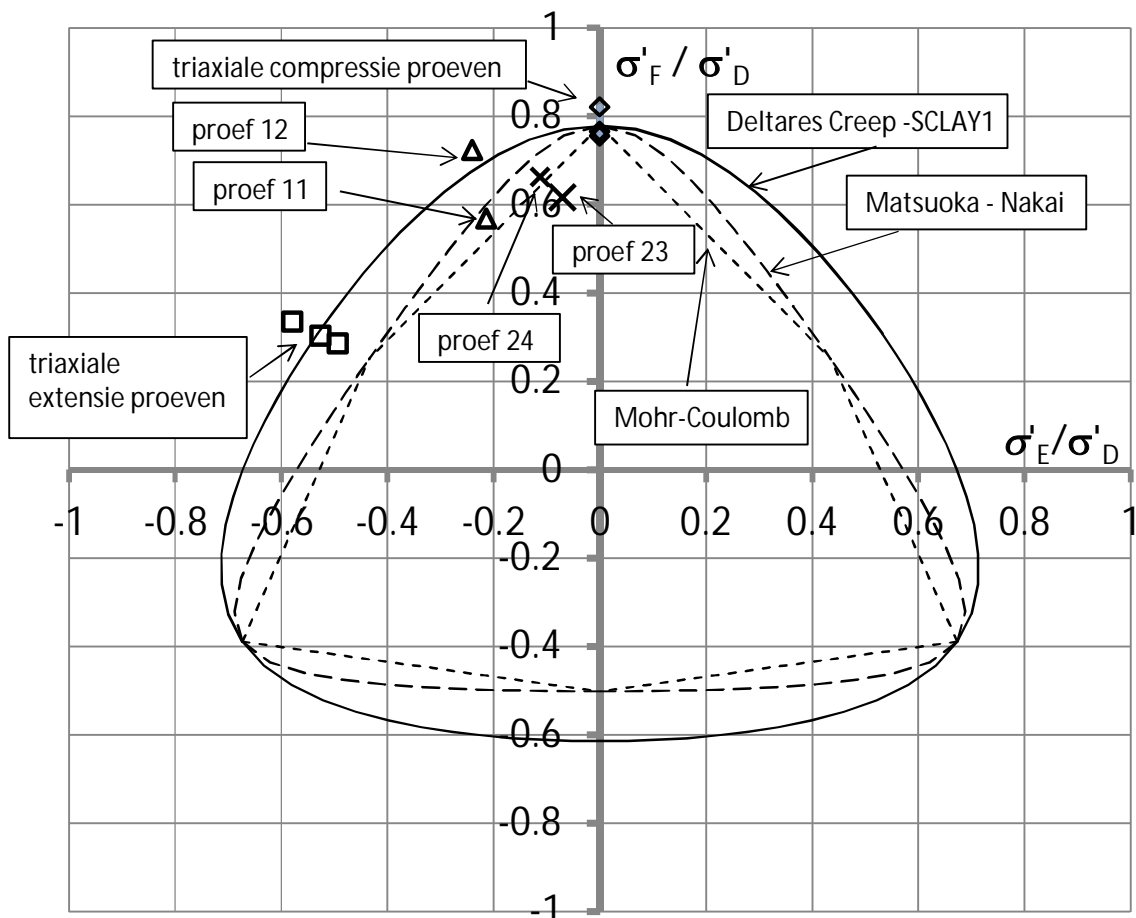
$$\frac{M_e}{M_c} = \frac{3 - \sin(\varphi')}{3 + \sin(\varphi')} \quad (2.11)$$

Met $\varphi' = 40,45^\circ$ volgt $M_e / M_c = 0,64$, waaruit volgt dat met $M_c = 1,66$ zou volgen $M_e = 1,07$. Het verschil is circa 22%. Opgemerkt wordt dat het criterium van Matusoka-Nakai voor de triaxiale compressie en extensiepunten dezelfde waarden vindt als het Mohr-Coulomb criterium. De proeven tonen aan dat de experimenteel gevonden sterkte in extensie hoger ligt dan op basis van het Mohr-Coulomb en Matsuoka – Nakai criterium zou mogen worden verwacht.

Een belangrijk discussiepunt is de in rekening gebrachte extensiesterkte. In de analyse van de extensieproeven is aangenomen dat de sterkte bij het bereiken van het insnoeren van het monster gelijk is aan de critical state sterkte. Een alternatief uitgangspunt is dat de sterkte bij insnoering de pieksterkte weergeeft. In dat geval dient de extensie sterkte te worden vergeleken met de pieksterkte die in compressie wordt bereikt. Gemiddeld voor de drie compressie proeven, proef 5, 6 en 7, wordt voor de pieksterkte gevonden $M_c = 1,71$. De verhouding M_e / M_c wordt hiermee $M_e / M_c = 0,76$. Dit is iets lager dan de eerder gevonden waarde op basis van critical state, $(M_e / M_c)_{cs} = 0,79$, maar nog steeds aanzienlijk hoger dan de waarde die volgt uit de Mohr-Coulomb analyse, $(M_e / M_c)_{MC} = 0,64$. Hieruit wordt geconcludeerd dat de sterkte die in extensie wordt gevonden daadwerkelijk hoger is dan in het Mohr-Coulomb criterium wordt gevonden en niet het gevolg is van de aanname omtrent het bereiken van de critical state.

6.2.2 Resultaten in het deviatorvlak

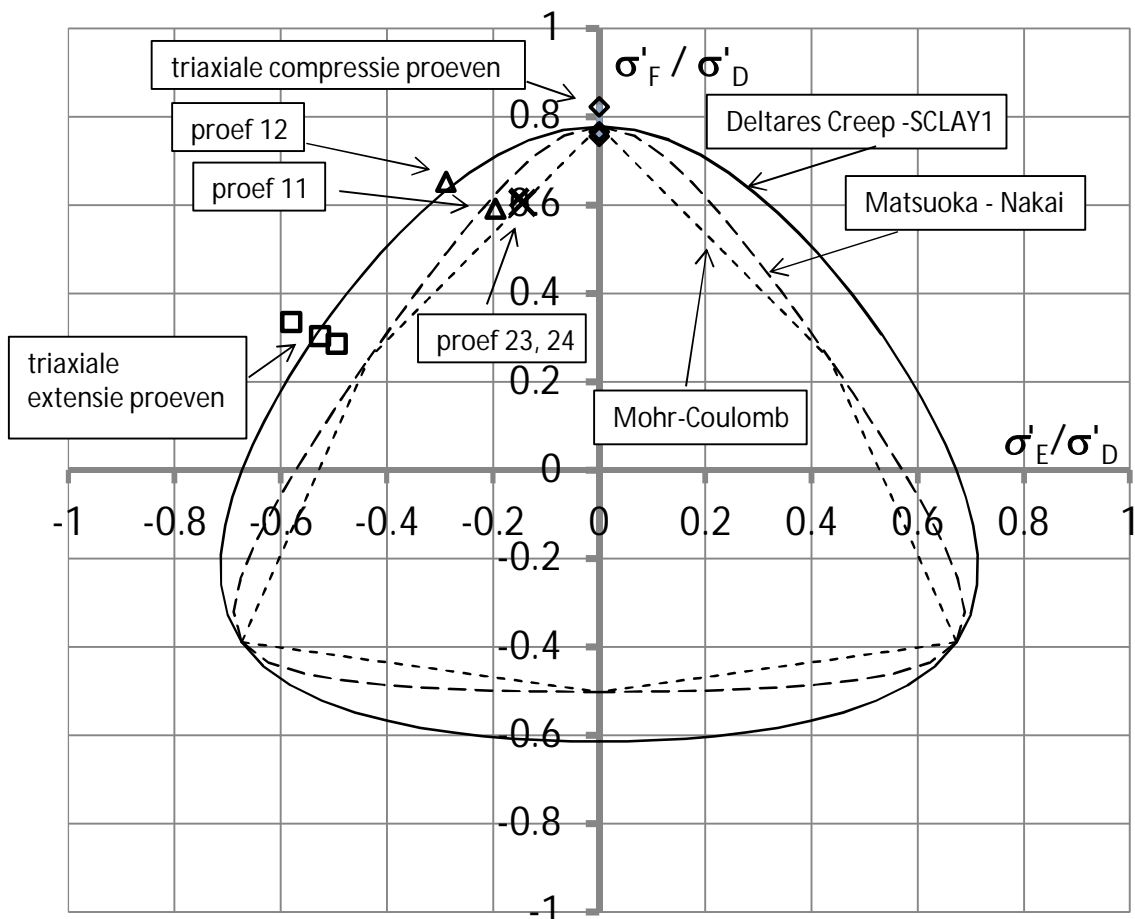
Figuur 6.9 toont de vergelijking van de laboratoriumproefresultaten met de bezwijkcriteria uit paragraaf 6.1.2. De proefresultaten zijn getoond in het linker bovendeele van het figuur. Door middel van spiegelen kunnen de resultaten ook in de andere delen van het figuur worden getoond. Vanwege de overzichtelijkheid is dat hier niet gedaan



Figuur 6.9 Vergelijking proefresultaten en bezwijkcriteria in het deviatorvlak, LDSS proef 11 en 12 ongedraineerd en LDSS proef 23 en 24 gedraineerd

Zoals in de vorige paragraaf aangegeven is de betrouwbaarheid van de metingen van horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting beperkt. In paragraaf 6.1.4 wordt geconcludeerd dat de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting voor de ongedraineerde proeven in de orde van de K_0^{nc} waarde moet liggen, 30 kPa en voor de gedraineerde proeven in de orde van 50 kPa.

De Soft Soil en Soft Soil Creep simulaties laten zien dat de verticale spanning en schuifspanning zich zodanig ontwikkelen dat deze aan het einde van de proef de top van de Mohr-cirkel weergeeft en dat deze overeenkomt $\tau = \sigma'_n \sin(\varphi')$, met voor de eindcondities $\sigma'_n = \sigma'_v$. De indruk bestaat dat proef 23 binnen de opgelegde maximale schuifrek, $\gamma_{max} = 40\%$, deze condities nog niet bereikt heeft. Met $\varphi' = 40,45^\circ$ uit de triaxiale compressieproeven en $\sigma'_v = 75$ kPa, volgt $\tau_{40\%} = 48,65$ kPa, terwijl uit de metingen volgt $\tau_{40\%} = 44,5$ kPa. Figuur 6.10 toont de vergelijking tussen de verschillende bezwijkcriteria en de meetdata, waarbij de meetdata van de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting van de LDSS proeven en de maximale schuifspanning van proef 23 is aangepast, zoals hiervoor beschreven.



Figuur 6.10 Vergelijking proefresultaten en bezwijkcriteria in het deviatorvlak met aangepaste meetwaarden voor de LDSS proeven, LDSS proef 11 en 12 ongedraineerd en LDSS proef 23 en 24 gedraineerd

Zoals verwacht mag worden sluiten de resultaten van de compressieproeven goed aan bij de verschillende criteria. Immers de sterkte bij compressie M_c is, samen met de Lode hoek de invoerparameter bij de verschillende criteria.

Zoals geconstateerd in paragraaf 6.2.1 is de waargenomen sterkte in extensie hoger dan de waarde die op basis van het Mohr-Coulomb en Matsuoka-Nakai criterium zou worden verwacht. Met $M_e / M_c = 0,79$, volgt met het Deltares Creep-SCLAY1 criterium, vergelijking (2.6), een goede fit met de triaxiale compressie en triaxiale extensieproeven.

De resultaten van de LDSS proeven geven een verschillend beeld. Het aanpassen van de meetdata van de LDSS proeven, zoals hierboven besproken zorgt ervoor dat de LDSS profresultaten dichter bij elkaar komen te liggen. De resultaten van proef 11 en de gedraineerde proeven liggen tussen het Mohr-Coulomb en Matsuoka Nakai criterium. Het resultaat van proef 12 ligt vrijwel op het Deltares Creep-SCLAY1 contour van vergelijking (2.6) met $M_e / M_c = 0,79$. LDSS proef 12 sluit daarmee aan op de hoge sterkte, ten opzichte van het Mohr-Coulomb en Matsuoka Nakai criterium, die ook in de triaxiale extensieproeven worden gevonden.

De gedraineerde proeven geven een lagere sterkte en liggen dichter bij het Mohr-Coulomb criterium. Opgemerkt wordt dat de gedraineerde proeven langzaam zijn uitgevoerd. De maximale schuifrek is in een periode van circa 8,5 dag aangebracht, $d\gamma/dt = 0,2$ %/uur. De ongedraineerde proeven zijn aanzienlijk sneller uitgevoerd. Hier is de maximale schuifrek in een periode van circa een halve dag aangebracht, $d\gamma/dt = 3$ %/uur. De belastingssnelheid heeft invloed op de grootte van de uiteindelijk te realiseren critical state sterkte. Dit is in de internationale literatuur regelmatig beschreven, zoe o.a. Mayne et al (2009). Hoe sneller de proef wordt uitgevoerd hoe hoger de sterkte zal zijn. Dit past in het beeld van Figuur 6.9 en Figuur 6.10 waar de langzaam uitgevoerde proeven 23 en 24 een lagere sterkte oplevert dan de snel uitgevoerde proef 12. Proef 11 past niet in dit beeld. Dit wordt verklaard door het opspannen van het monster en daarmee het verstoren van het monster bij aanvang van de proef, zoals toegelicht in 6.1.4.

De triaxiale compressie en triaxiale extensie proef zijn uitgevoerd met een axiale reksnelheid, $d\varepsilon_a/dt = 2\%$ /uur. Zoals aangegeven in paragraaf 3.3 is deze axiale reksnelheid vergelijkbaar met de schuifreksnelheid van $d\gamma/dt = 3$ %/uur. Hieruit volgt de constatering dat de proeven die met gelijke snelheid zijn uitgevoerd, de triaxiale compressieproeven, triaxiale extensieproeven en proef 12 op dezelfde contour in het deviatorisch vlak liggen. De langzaam uitgevoerde proeven 23 en 24 liggen daarbinnen. Om een compleet beeld te verkrijgen zouden deze profresultaten moeten worden gecombineerd met langzaam uitgevoerd triaxiale compressie en triaxiale extensieproeven. Dergelijke langzame proeven vallen buiten het kader van dit onderzoek. Opgemerkt wordt dat proef 11, vanwege de initiële opspanning niet in de beschouwing is meegenomen.

Om een indruk te krijgen hoeveel groter de sterkte uit proef 11 ten opzichte van de verschillende criteria is, is uit de meetdata de Lode hoek bepaald. Deze ligt in de orde van $\theta = 10^\circ$. Vervolgens zijn, met de verschillende criteria vergelijking (2.4) tot en met (2.6), de verschillende waarden voor M bepaald, voor het Mohr –Coulomb criterium $M_{mc} = 1,22$, voor het Matsuoka Nakai criterium $M_{mn} = 1,28$ en voor het criterium dat in het Creep-SCLAY1 model wordt toegepast $M = 1,52$. Voor het Creep-SCLAY1 criterium is de verhouding M_e/M_c bepaald uit de triaxiaalproeven. Met deze verhouding sluit het criterium goed aan bij de proef 12, zie Figuur 6.9 en Figuur 6.10. Uitgaande van de waarde voor M uit het Creep-SCLAY1 model volgt een 24% hogere waarde ten opzichte van het Mohr-Coulomb criterium en 18% hogere waarde ten opzichte van het Matsuoka Nakai. Dit sluit goed aan bij de circa 22% verschil van de profresultaten met de Mohr-Coulomb en Matsuoka Nakai criterium in extensie sterkte.



11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

Hieruit wordt geconcludeerd dat de sterkte in het deviatorisch vlak, met uitzondering van de triaxiale compressie sterkte, circa 20% hoger is dan uit het Mohr Coulomb criterium volgt. Dit ondersteunt het uitgangspunt in de WBI werkwijze waarbij de triaxiale compressiesterkte als veilige schatting van de plane strain sterkte wordt beschouwd.

7 Conclusies en vervolg

In het opstellen en uitwerken van de WBI werkwijze voor het toetsen van de stabiliteit van dijklichamen zijn enkele fundamentele keuzes gemaakt op basis van de internationale literatuur. Een van deze keuzes betreft het verschil in de sterkte die zich voor plane strain condities ontwikkelt en de sterkte die zich voor axiaal symmetrische condities ontwikkelt. Hierbij is de plane strain sterkte relevant voor berekeningen die in de dagelijkse ingenieurspraktijk worden uitgevoerd. Echter, de afleiding van de sterkte parameters is in de dagelijkse praktijk gebaseerd op axiaal symmetrische proeven. Gebaseerd op internationale literatuur is in de WBI werkwijze aangehouden dat de triaxiale compressie sterkte een voldoende veilige schatting van de plane strain sterkte oplevert.

Omdat het beproeven van het werkelijke 3 dimensionale gedrag van grond lastig uitvoerbaar is, is ook in de internationale literatuur de experimentele onderbouwing van de verschillen tussen de axiaal symmetrische sterkte en de plane strain sterkte beperkt. De beschikbare literatuur heeft betrekking op proeven op zand of niet-organische klei. In dit onderzoek is een uitgebreide proevenserie op organische, verkneede, oostvaardersplassenklei uitgevoerd.

De uitgevoerde proeven hebben een tweeledig doel. Enerzijds wordt met deze proevenserie een database ontwikkeld waarmee constitutieve modellen voor het modelleren van organisch grondgedrag kunnen worden gevalideerd. Anderzijds is aan de hand van de proefdata de sterkte ontwikkeling in het deviatorisch vlak vastgesteld.

In een parallele studie is in het kader van het POVM programma een nieuwe implementatie van het Creep-SCLAY1 model gemaakt. Het eerste doel, het opstellen van een database voor het valideren van materiaalmodellen heeft dan specifiek betrekking op het valideren van dit model. De proevenserie bestaat uit triaxiaal compressie proeven, extensie proeven en conventionele Direct Simple Shear proeven. De proeven zijn zowel normaal geconsolideerd als licht overgeconsolideerd uitgevoerd, zodat de materiaalmodellen voor beide condities kunnen worden gevalideerd. De proeven zijn uitgevoerd op verkneede, remoulded, materiaal. Hiervoor is gekozen om variatie door heterogeniteit van het materiaal te minimaliseren. Daarnaast zijn de constitutieve modellen veelal ontwikkeld aan de hand van het geïdealiseerde, verkneede, gedrag. Om de modelresultaten te kunnen valideren is dan ook vergelijking met het verkneede gedrag noodzakelijk. Uiteraard dient in een later stadium de modellen ook te worden gevalideerd met werkelijk grondgedrag. Op basis van de eerste simulaties van het Creep SCLAY1 model van de hier besproken experimentele data volgt dat:

Op hoofdlijnen kan worden geconcludeerd dat het Creep SCLAY1 model goed functioneert en dat het de experimentele data goed kan reproduceren. Dit is echter een eerste indicatie. Voor het verder leren begrijpen van het model en het verder inpassen in de adviespraktijk is een vervolg nodig. In dit rapport zijn aanbevelingen voor dit vervolg opgenomen.

In het kader van de tweede doelstelling is specifiek gekeken naar de normaal geconsolideerde proeven. Aanvullend zijn grote direct simple shear proeven uitgevoerd waarbij de horizontale spanning, loodrecht op de schuifrichting, is gemeten. Dit is een nieuwe ontwikkeling die voor het eerst in deze proefopstelling is toegepast. Tijdens de uitvoering van de proeven is op basis van de behaalde resultaten de werkwijze aangepast om de

meetresultaten te verbeteren. Per proef zijn er 8 sensoren aangebracht. Deze 8 sensoren laten tijdens de schuiffase van de proef onderling relatief grote verschillen zien. De gemiddelde waarneming van de sensoren, waarbij evident incorrecte metingen zijn weggelaten, geven trends weer die aansluiten bij resultaten van numerieke simulaties van schuifproeven.

De resultaten van de schuifproeven tonen een duidelijke invloed van de aangebrachte belastingsnelheid. Om gedraineerd gedrag te verzekeren zijn de gedraineerde schuifproeven met een lage snelheid, $d\gamma/dt = 0,2\%/uur$ uitgevoerd. Dit is duidelijk een orde langzamer dan de ongedraineerde schuifproeven waarbij een snelheid van $d\gamma/dt = 3,0\%/uur$ is gehanteerd. De snelheid van de ongedraineerde proeven sluit aan bij de axiale reksnelheid die in de triaxiale compressie en extensie proeven zijn toegepast.

Wanneer de proefresultaten, van proeven die met vergelijkbare snelheid zijn uitgevoerd, in het deviatorisch vlak worden vergeleken met de verschillende bezwijkcriteria, volgt dat de proeven een hogere sterkte hebben dan zou volgen uit het Mohr-Coulomb of het Matsuoka – Nakai criterium. Dit verschil ligt in de orde van een 20% hogere sterkte. De langzaam uitgevoerde proeven, de gedraineerde proeven 23 en 24, vinden lagere sterktes. Echter, om hier een conclusie aan te kunnen verbinden dienen deze proefdata te worden vergeleken met de resultaten van langzaam uitgevoerde triaxiaal compressie en triaxiaal extensieproeven.

De hogere sterkte van de snel uitgevoerde proeven ten opzichte van de Mohr-Coulomb en Matsuoka-Nakai contour ondersteunen de keuzes die bij het opstellen van de WBI werkwijze zijn gemaakt. De proeven laten zien dat de triaxiale compressiesterkte een veilige schatting van de plane strain sterkte oplevert.

In hoofdstuk 1 wordt beschreven dat dit onderzoek slechts een stap is in het beter begrijpen van de invloed van de 3 dimensionale spanningscondities op de sterkte ontwikkeling van grond. Dit onderzoek laat zien dat de sterkte in het deviatorisch vlak hoger is dan op basis van het Mohr-Coulomb en Matsuoka-Nakai criterium verwacht mag worden. Dit geeft een goede uitgangspositie voor vervolgonderzoek. Hoofdstuk 1 beschrijft twee stappen in het onderzoek naar het 3 dimensionaal sterkte gedrag. De eerste stap heeft betrekking op het deviatorisch vlak en is in dit onderzoek uitgewerkt. De tweede stap heeft betrekking op het uitvoeren van plane strain compressie en plane strain extensieproeven. Om deze proeven te kunnen uitvoeren is het gebruik van alternatieve proefopstellingen noodzakelijk. Hierbij kan gedacht worden aan biaxiaalproefopstelling. Een dergelijke opstelling is aanwezig bij de TUD. Echter, deze is op dit moment niet operationeel. Om de positieve resultaten van dit onderzoek verder uit te bouwen wordt aanbevolen om het biaxiaalapparaat te operationaliseren en biaxiaalproeven uit te voeren. Deze proeven dienen enerzijds gericht te zijn op het verschil in sterkteontwikkeling bij grote vervormingen van biaxiale compressie en biaxiale extensie. Anderzijds dienen de biaxiaalproeven om extra meetdata in het deviatorisch vlak toe te voegen en de data in Figuur 6.9 en Figuur 6.10 verder uit te breiden. De biaxiaalproeven worden bij voorkeur op OVP klei uitgevoerd zodanig dat de beschikbare proevendatabase voor validatie van de constitutieve modellen verder wordt uitgebreid.

8 Referenties

- Andersen, L., Jostad, H.P. and Hoeg, K. (2002). Numerical procedure for assessing the capacity of anisotropic and strain softening clay. In proceedings of the 5th World Congress on Computational Mechanics, WCMV, Wien, Austria.
- Arthur, J.R.F. and Menzies, B.K. (1972). Inherent anisotropy in sand. *Geotechnique*, 22(1), 115-131.
- ASTM D 6528. Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils.
- Bishop, A.W. (1966). The strength of soils as engineering material. *Geotechnique*, XVI, 2, 91-128.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, No. 3, 329 – 378.
- Davis, R.O., Selvadurai, A. P. S. (2002). *Plasticity and Geomechanics*. Cambridge University Press.
- Den Haan E.J., Kruse G.A.M. (2007). Characterisation and engineering properties of Dutch peats Characterisation and Engineering properties of Natural Soils – Tan, Phoon, Hight & Leroueil eds Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-42691-6.
- De Lange, D.A., Teunissen, J.A.M. en Van Lottum, H. (2014). Dijken op Veen II, Rapportage en analyse centrifugeproeven. Deltares rapportage 1208254-008.
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S. and Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Géotechnique*, 37(1): 3-10.
- Greeuw, G., Adel, H.D., Schapers, A.L., den Haan, E.J.D. (2000). Reduction of axial resistance due to membrane and side drains in proceedings of the Soft Ground Technology Conference, Noordwijkerhout, The Netherlands, May 28 – June 2, 2000.
- Greeuw, G., Van Essen, H.M. en Van Duinen, T.A. (2016). Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen. Deltares rapportage 1230090-019-GEO-0002-gbh, versie 03, mei 2016.
- Hjortnaes_Pedersen, A.G.I., Broers, H en Van den Heuvel, M.H.J.P. (1994). Test Manual Embankment Stability Centrifuge Tests, Part I, Definitions. CO-347150/4.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils: Theme Lecture 2. Proc. 11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1, 57-153.
- Jostad, H.P. and Grimstad, G. (2011). Comparison of distribution functions for the nonlocal strain approach. In proceedings, 2nd International Symposium on Computational Geomechanics, Cavtat-ADubrovnik, Croatia, 212-223.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

Jostad, H.P., Andersen, L. and Thakur, V. (2006). Calculation of shear band thickness is sensitive clays. In Proceedings, 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, Austria, 27-32.

Karlsrud, M. and Hernandez-Martinez, G. (2013). Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Can. Geotech. J.*, 50, 1273-1293.

Karlsrud, M. (2003). Shear strength of soils to be used in stability analyses. Kurs Norsk Geoteknisk Forening, Hell 2003, Foredrag 4.2.

Koutsoftas, D. and Ladd, C. (1985). Design strengths for an offshore clay. *J. Geotech. Engng.*, 111(3), 337-355.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H.G. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics: SOA report." *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.*, Tokyo, 2, 421-494.

Ladd, C. C. (1991). Stability Evaluation during Staged Construction. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 117 No 4, 1991 p 540-615, 22nd Karl Terzaghi lecture.

Ladd, C. and DeGroot, D.J. (2003). Recommended practise for soft ground size characterization: Arthur Casagrande Lecture. In Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 22-26 June. Cambridge Mass.

LaRoche, P., Trak, B., Tavenas, F and Roy, M. (1974). Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(1), 142-164.

Leroueil, S., Magnan, J. and Tavenas, F. (1990). Embankments on soft clays.

Mayne P.W., Coop M.R., Springman S., Huang A.-B. Zornberg J. (2009) State-of-the-Art Paper (SOA-1): GeoMaterial Behavior and Testing *Proc. 17th Int. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering* Vol 4 (ICSMGE, Alexandria, Egypt), Millpress/IOS Press Rotterdam: 2777-2872

Min I&M (2016). Schematiseringshandleiding Macrostabilliteit WBI2017 versie 2.1, Ministerie Infrastructuur en Milieu.

Muir Wood, D. (1990). Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge University Press.

Ohta H., Nishihara A., Morita Y. (1985). Undrained stability of K0 consolidated clays. *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, I:613-616.

Panagoulas S., Brinkgreve R.B.J. (2017). SHANSEP NGI-ADP, model description and verification examples. POVM report.

PLAXIS (2016). The SHANSEP MC model. Panagoulas, Palmieri, Brinkgreve (eds)

PLAXIS (2016^a) Material Models Manual

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

POVM (2016). POVM ongedraineerd rekenen, ondersteuning referentieprojecten; inhoudelijke vragen. Rapportnr. 1220505-002-GEO.

POVM (2018) POVM validatie uitgangspunten en lange termijn ontwikkeling, implementatie Creep-SCLAY1 model, *rapport nr. 11200999-002-GEO-001*

Skempton, A. W. (1957). Discussion: Further data on the c/p ratio in normally consolidated clays. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 7:305–307.

Tigchelaar, J., de Feijter, J.W. en den Haan, E.J. (2000). Shear tests on reconstituted Oostvaardersplassen Clay. in *proceedings of the Soft Ground Technology Conference*, Noordwijkerhout, The Netherlands, May 28 – June 2, 2000.

Tigchelaar, J. (2001). Experimenteel onderzoek van het gedrag van organische klei. CO-710203/28.

Trak, B., La Rochelle, P., Tavenas, F. and Roy, M. (1980). A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(4), 526-544.

Van Eekelen (2002). Centrifugeproef Korte Damwand. Factual report CO-400920/380.20.

Van Essen, H.M. (2014). Dijken op Veen II, Onderzoek schaalgrootte DSS-proeven. Deltares rapportage 1208254-044.

Wijewickreme, D. and Vaid, Y.P. (2008). Experimental observations on the response of loose sand under simultaneous increase in stress ratio and rotation of principal stresses. *Can. Geotech. J.*, 45(5), 597-610.

Worth, C.P. (1984). The interpretation of in-situ soil tests. *Geotechnique* 34, 4, 449-489.

Wood, D.M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.

Wrzesinski, G. and Lechowicz, Z. (2015). Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37(2), 2015.

Zdravkovic, L., Potts, D. and Hight, D.W. (2002). The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. *Geotechnique*, 52(6), 447-457.

Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (2001). The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. *Geotechnique* 51, 69-83.

A Literature review on the large strain plane shear strength of clays (undrained stability analysis)

A.1 Introduction

It is well known that due to soil anisotropy, the response of a soil element to shearing depends significantly on the orientation of principal stress relative to bedding layer (Arthur and Menzies, 1972; Kuerbis and Vaid, 1989; Zdravkovic et al. 2002; Wijewickreme and Vaid, 2008). During static loading the major principal stress in the ground can gradually rotate about the vertical directions in varying amounts expressed as angle α , from $\alpha=0^\circ$ to 90° . A typical example showing the alteration of principal stress direction along a slip surface in the field is shown in Figure A.1. The relevance of different laboratory tests (triaxial compression, TXC, triaxial extension, TXE and direct simple shear, DSS) to the different parts of the slip surface is also shown in Figure A.1. Taking the soil anisotropy into account, it is important in stability calculations to distinguish between the different shearing zones present within a slip surface. The stability analysis of dikes can be performed following two methodologies. That is (a) design with peak undrained shear strength and (b) design with critical state shear strength.

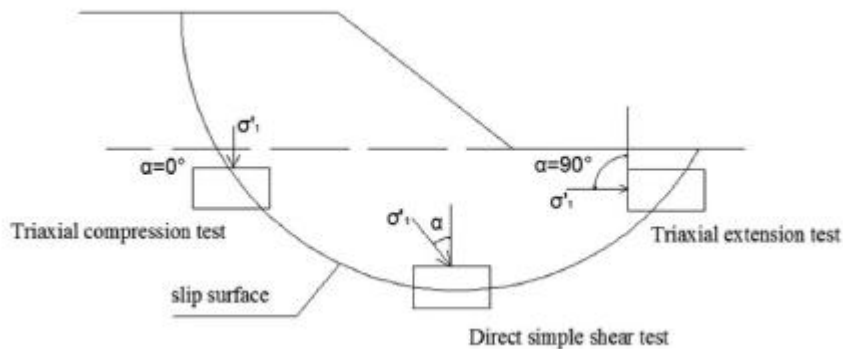


Figure A.1 Relevance of different laboratory tests to different parts of a slip surface in the field UNDER embankment (after Zdravkovic et al. 2002)

A.2 Design with peak shear strength

As aforementioned, when performing a calculation based on peak strength, it is important to make a distinction between the strength on the active side, the passive side and the strength that is mobilized in the middle part of a slip plane. On the active, passive and middle side, the strength properties from triaxial compression, TXC, triaxial extension, TXE, and simple shear DSS, tests are considered. Figure A.2 plots normalized shear stress data versus shear strain from CKOU plane strain compression, extension and direct simple shear tests performed on samples of a plastic clay. Figure A.2(a) and Figure A.2(b) present data for the case of normally consolidated ($OCR=1$) and overconsolidated ($OCR = 4$) samples respectively. τ_c represents the resistance of the active (compression) portion of the failure surface, τ_d simulates shear on the horizontal segment and τ_e represents behaviour within the passive (extension) zone. It can be observed in Figure A.2(a) that the peak strength for shear in compression occurs at low strains (typically 1 – 2%) and it is almost always followed by strain softening. The strain required to reach peak strength for the other modes of shearing (TXE and DSS) is larger.

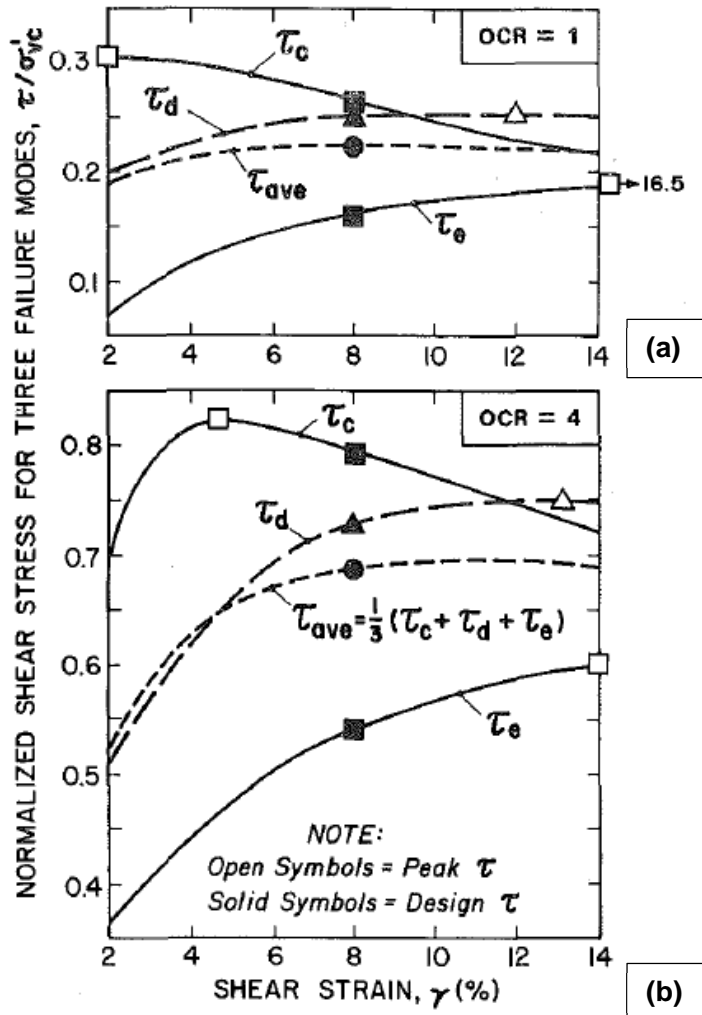


Figure A.2 Normalised stress-strain data used for the strain compatibility technique (after Koutsoftas et al., 1985)

As stated by Karlsrud and Martinez (2013) due to the difference in stress-strain behaviour, including shear strain at failure and post-peak reduction within different parts of the slip surface (see Figure A.2), it is necessary in stability analysis to ensure that there is reasonable compatibility in terms of stresses and strains along a potential failure surface. In other words, in undrained shear strength analysis with peak strength values, strain compatibility must be taken into account as a mean to correct for the fact that peak strength occurs at different strain levels that depend on the location of the soil within the slip surface.

One way of dealing with the compatibility of stresses and strains along a potential failure surface in a limit equilibrium analysis, is to define the relevant undrained strength in TXC, TXE and DSS tests for either of the following:

1. A shear strain level that is the same in all test types and corresponds to the shear strain at failure in the TXC test, which will be the smallest. At that shear strain, the peak strength is rarely reached in TXE and DSS tests.

2. When the average shear stress at a given shear strain level in the three test types, defined as $\tau_{aver} = \frac{\tau_c + \tau_a + \tau_\varepsilon}{3}$, is at its maximum. Figure A.2 illustrates application of this technique which is known as the strain compatibility technique.

The second approach has been initially proposed by Ladd (1991) and has been recommended by Karlsrud (2003) as well as Ladd and DeGroot (2003). According to this approach for failure surfaces where rotation of the principal stress direction takes place ($\alpha = 0 - 90^\circ$, see Figure A.1), the average mobilized strength along this surface will be less than the average of the peak strengths. Ladd (1991) suggests that failure occurs when the maximum average shear strength along the slip surface is mobilized. Therefore, the design strength should correspond to the strain level where the average shear strength reaches its maximum. For this, stress-strain curves from undrained compression and extension tests (at minimum) would be needed. The strain level at maximum average stress, τ_{aver} , depends on the sensitivity of the clay and it can be 1 - 2% for sensitive clays and 10 - 15% for insensitive clays. In any case, the strain compatibility technique produces values of τ_{aver} that can be up to $10 \pm 5\%$ lower than the average of the peak shear strengths.

Karlsrud and Martinez (2013) suggested reducing the measured peak strengths by a given amount to account for strain softening and strain compatibility in design applications (see Table A.1). These values are applicable, however, to good quality samples and for engineering problems where the potential failure surface is reasonably well balanced with respect to involving both active (compression), passive (extension) and DSS modes of shearing.

Test type	High sensitivity clays, $S_t > 15$	Low sensitivity clays, $S_t < 15$
CAUC	10-15	0-10
CAUE	0-5	0
DSS	5-10	0-5

Table A.1 Suggested reduction (in %) of peak undrained shear strength from high quality block samples to account for stress-strain compatibility and strain-softening (after Karlsrud and Hernandez- Martinez, 2013)

If a soil model could accurately capture the post peak strain softening behaviour of the soil up to relatively large strains, peak shear strengths could be used in design else the design strength value should take strain compatibility and softening into account on average. Over the past 15 years significant efforts were made to try to account directly for strain softening effects in stability analysis. The most difficult issue that was raised is how to properly handle strain localization and shear band development (Andresen et al. 2002; Jostad et al. 2006; Jostad and Grimstad 2011).

Design with peak shear strength values, involves a distinct separation between the different modes of loading to which the soil is subjected to (passive, active, simple shear). Additionally, any stability calculations should be performed with models that take into account the soil's loading history. For testing or strengthening of existing dikes, it is difficult, however, to distinguish between the different shearing zones as the principal stresses have been rotated from the initial stage occurring at construction. Leroueil et al. (1990) and Wood (1990)

concluded that the use of peak shear strengths in stability calculations (i.e. for the case of an embankment) will overestimate the shear strength of the soil. This conclusion is further discussed in Deltares, 2016 (1220505-002-GEO-0012). It is therefore recommended to start the stability analysis calculation based on the Undrained Strength At Large Strain approach, USALS (Trak et al., 1980; La Rochelle et al., 1974) which is considered to be independent of the mode of loading (see Section A.3).

A.3 Design with critical state strength

Figure A.2(a) has been reproduced by Ladd (1991) in Figure A.3. In this figure, in contrast to Figure A.2(a), the test data are given for axial strains, $\epsilon_{axial} < 2\%$ and $\epsilon_{axial} > 14\%$. Based on Figure A.3, it can be concluded that the mobilized plane strain shear strength at large strains under compression, extension and simple shear conditions is approximately equal. Additionally, on the basis of limited experimental evidence (Wroth, 1984) considered that the critical state friction angle is the same for all plane strain tests (plane strain active, TXC, and plane strain passive tests, TXE) including direct simple shear tests, DSS. These findings directly imply that the large strain shear strength required for the stability analysis calculations can be derived by performing either a DSS, or a TXC or a TXE test. This simplifies significantly the experimental testing programme. In WBI and DOV this concept is followed with the soil strength properties determined via conventional triaxial compression tests. It should be highlighted, however, that the triaxial - axially symmetrical - tests do not simulate plane strain conditions. In conventional triaxial testing the soil specimen is sheared under a state of stress which is axially symmetric (two of the three principal stresses are always equal). Plane strain conditions are considered to be more representative of the actual field conditions such as the slope stability of earth structures (i.e. dikes and dams) in which the dimension of the structure in one direction is very large in comparison with the dimension of the structure in the other two directions.

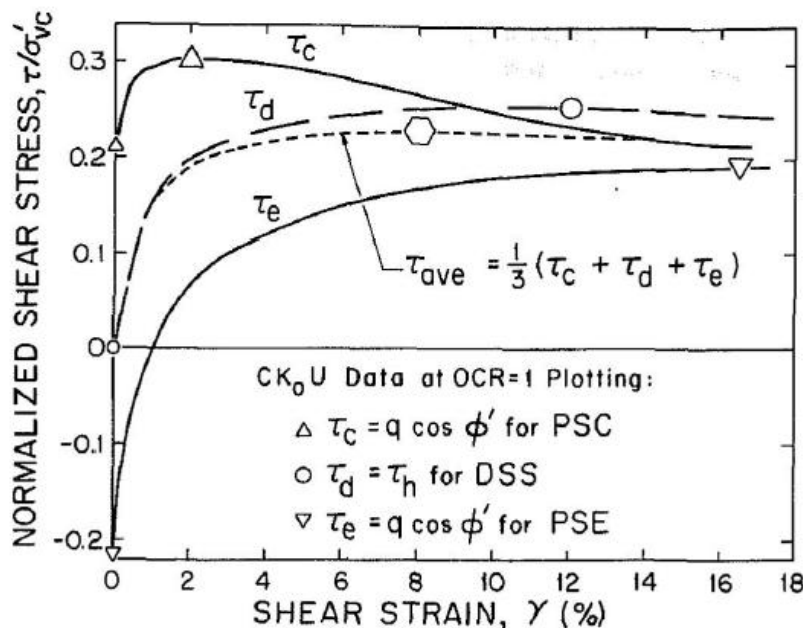


Figure A.3 Normalized stress-strain data for AGS Marine clay illustrating progressive failure and the strain compatibility technique (Ladd, 1991)

Plane strain tests can only be performed using specialized equipment, which is not always available for use in routine projects. Ladd & Groot (2003) found that plane strain tests generally give about 9±6% and 22±3% larger strengths than the triaxial compression and extension tests respectively. Additionally, Jamiolkowski et al. (1985) reported that plane strain tests have 5 – 8% larger strengths than the triaxial compression tests and possibly as much as 5 to 10% more for triaxial extension tests. According to this, the assessment of large strain shear strength from conventional triaxial compression tests can be considered as a conservative estimate of the plane strain strength at large strains.

One way to access the response of soil samples under plane strain conditions and under different principal stress directions is via using the hollow cylinder torsional shear apparatus which allows independent control of the intermediate stress ratio, b , as introduced by Bishop (1966):

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

Where σ_1 is the major principal stress, σ_2 is the intermediate principal stress and σ_3 is the minor principal stress.

The value of b varies between 0 for triaxial compression and unity for triaxial extension tests. Its value for plane strain conditions has been much debated but it has often been taken as 0.5 on the basis of the theory of perfect plasticity (Worth, 1984).

In what follows an attempt is made to assess, based on available literature data, whether the concept of equality of plane strain shear strength data at large strains for different modes of loading, is valid.

A.4 Dependency of large strain plane shear strength on the mode of loading

Wrzesinski and Lechowiz (2001) examined the influence of rotation of the principal stress direction on the undrained shear strength of cohesive soil. Tests were carried out in the Hollow Cylinder Apparatus (HCA) on anisotropically consolidated clay samples with an overconsolidation ratio (OCR) of 4. Samples were tested at different, constant, angles of rotation of the principal stress directions: $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ and 90° by having the intermediate stress parameter b equal to 0.5. This value allows to keep plane strain conditions (Zdravkovic and Jardine, 2001). The test results are given in Figure A.4 in terms of deviator stress, q , as a function of axial strain, ϵ_{axial} . As expected the values of peak undrained shear strength decreases with increasing angle α . The tests were terminated at an axial strain level of approximately 9%. Therefore the influence of mode of loading under plane strain conditions at large strains cannot be assessed. Nevertheless, it can be seen that at least at the strain level of 9% the deviator stress values are still dependent on the mode of loading. This conclusion is in line with the findings of Smith (1983). Smith performed true triaxial undrained tests on K_0 – consolidated clay samples under three different orientations of the principal stress axes ($\alpha = 0, 45^\circ$ and 90°). The intermediate principal stress, b , was not independently controlled and received a value of $b = \sin^2 \alpha$ for each test. Figure A.5 shows the deviatoric stress – axial strain response. Up to an axial strain level of $\epsilon_{axial} = 13\%$ the behaviour of the samples differentiates per principal stress direction. It should be noted that the stress history (OCR) of the samples tested in Figure A.5 is not reported.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

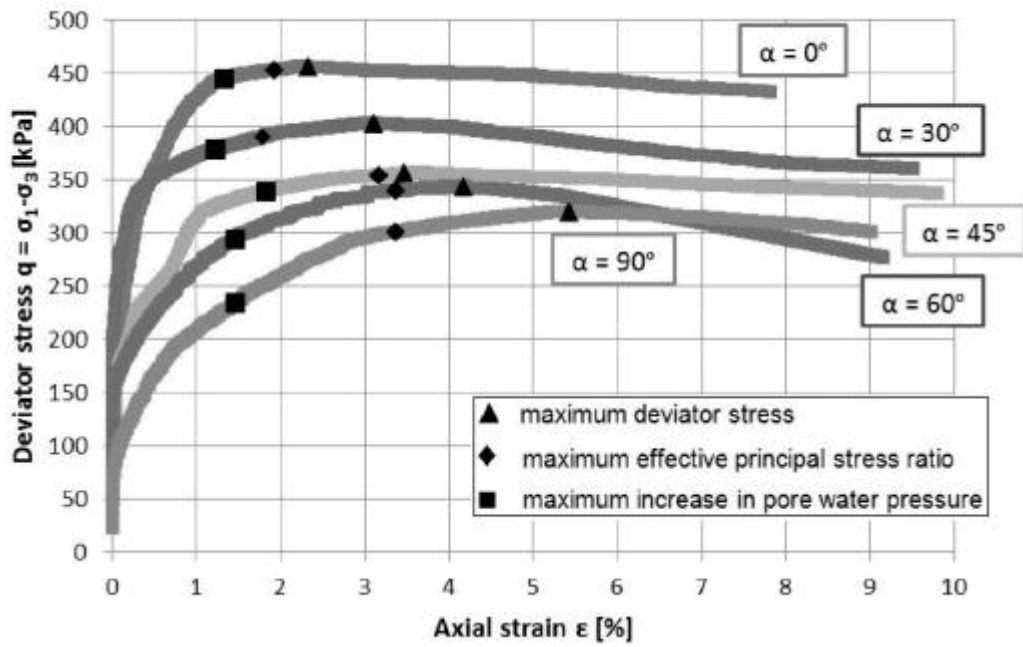


Figure A.4 Deviator stress versus axial strain (after Wrzesinski and Lechowiz, 2001); $b=0.5$, plane strain conditions

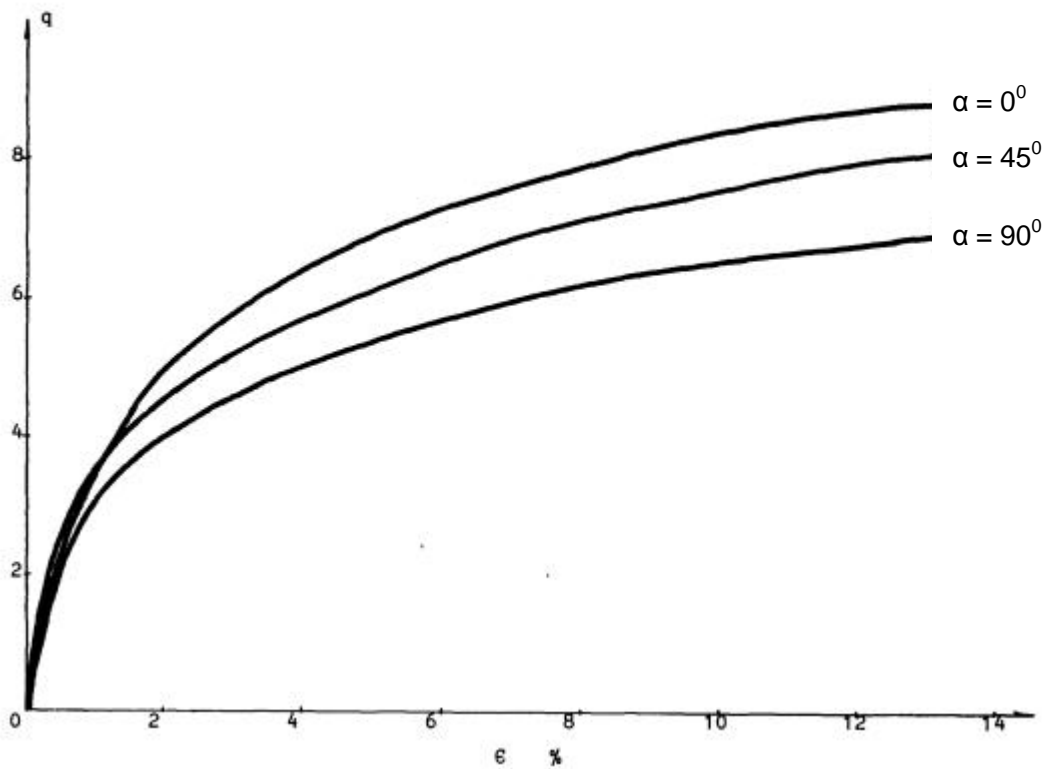


Figure A.5 Deviator stress versus axial strain for samples tested under different angles of principal stress direction (after Smith, 1983)

Figure A.6 plots normalised shear stress – shear strain and effective stress path data from plane strain and direct simple shear tests performed on normally consolidated clay specimens. In this figure (as is the case in Figure A.4 and Figure A.5) the undrained strength anisotropy is evident with shear strength at peak decreasing with rotation of the principal stress direction from 0° (PSC) to 90° (PSE). At high shear strain levels ($\gamma > 20\%$), however, a unique value of normalized shear stress is obtained regardless of the mode of loading.

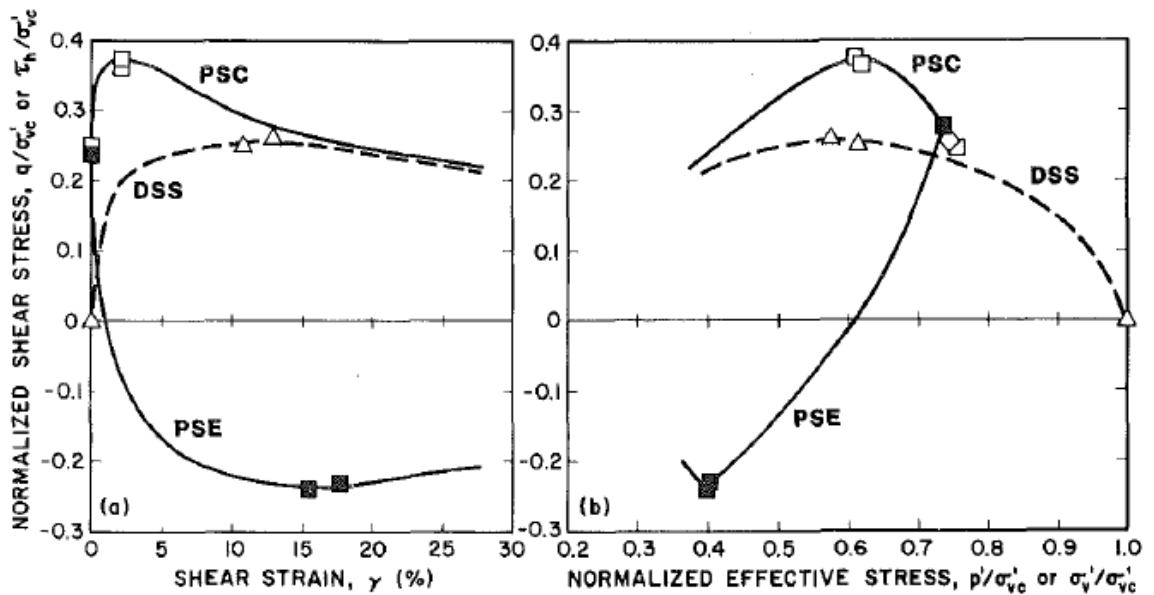


Figure A.6 CKoU plane strain and direct simple shear data on normally consolidated clay samples (a) Normalized shear stress versus shear strain and (b) normalized effective stress paths (after Koutsoftas et al., 1985)

At this point it should be highlighted that soil anisotropy depends on the soil stress history, sensitivity and water content (Karlsrud and Martinez, 2013). The soil anisotropy at peak shear stress can be expressed in terms of s_{uE}/s_{uC} and s_{uD}/s_{uC} ratios. Where s_{uE} , s_{uC} and s_{uD} is the peak undrained shear strength as determined via extension, compression and direct simple shear tests. These anisotropy ratios receive a higher values for high sensitivity ($S_t > 15$) compare to low sensitivity clays ($S_t < 15$) while OCR influences these values especially for the case of high sensitivity clays. The tendency is an increase in the s_{uE}/s_{uC} and s_{uD}/s_{uC} ratios as OCR becomes higher. Additionally the anisotropic strength ratios tend to increase with water content of the clays.

It remains unknown what is the influence of the above factors (sensitivity, stress history and water content) on the anisotropy ratios at large plane strain conditions. The test data in Figure A.2 indicate that at each strain level (including the large shear strain level of $\gamma = 14\%$) the soil anisotropy is enhanced as OCR increases from unity to OCR = 4.

B Archive on OVP-clay

In summary, triaxial and direct simple shear data from tests on OVP clay samples were cited in the following reports/studies:

- Dijken op Veen 2 (2014).
- CO-710301 (2000).
- CO347150/4 (1993).
- Den Haan (2003).
- Tigchelaar et al. (2000).
- CO-710203/28 (2001).

(A) Dijken op Veen 2 (2014)

A slurry is made with initial water content of $WC = 200\%$. The consolidation stress was 30 kPa. At the end of consolidation the $WC = 149 - 150\%$. We used the same OVP material as in DOV2. But for us the consolidation stress is 40 kPa.

Parameter	Value
Specific weight dry material	23.30 kN/m ³
LOI	18.18%
LL	200 %
PL	89 %
PI	111 %

Table B.1 Classification remoulded OVP-clay (DOVII)

- TX tests:

ID	w [%]	ρ_i [kg/m ³]	ρ_{droog} [kg/m ³]	$\sigma_{v;c}$ [kPa]	$\sigma_{h;c}$ [kPa]	$S_{u;max}$ [kPa]	$S_{u;20\%}$ [kPa]	$\sigma'_{1;su;max}$ [kPa]	$\sigma'_{3;su;max}$ [kPa]
14	146.4	1284	521	15	6	6.9	6.3	19.3	5.5
15	147.1	1288	521	30	12	12.6	11	34.3	9.1
16	147.2	1296	524	45	17	21.3	18.5	50.5	7.9

Table B.2 Results of CU TX compression tests (DOVII)

- DSS tests:

Test ID	$\sigma_{vc'}$ [kPa]	$\sigma_{n;su;max}$ [kPa]	$S_{u;max}$ [kPa]	w (%)	$S_{u;40\%}$ [kPa]
17	15.1	9.1	6.1	151.3	5.8
18	30.1	17.7	11	149.3	10.8
19	45.2	26.9	15.1	148.8	14.5

Table B.3 Results of DSS tests (DOVII)

- KO CRS tests:

$K_0 = 0.34$ (0.31-0.35)

(B) CO-710301 (2000)

In total 3 isotropically consolidated TXc tests were performed. It is unknown if the tests were performed on intact or remoulded material and in the latter case what is the consolidation stress applied (single stage tests).

w [%]	ρ_i [kg/m ³]	ρ_{droog} [kg/m ³]	σ_c [kPa]	$S_{u,max}$ [kPa]	$\sigma'_{1;su,max}$ [kPa]	$\sigma'_{3;su,max}$ [kPa]	$E_{undr.;50}$ [MPa]
127.14	1335.63	588.02	30	33.36	80.78	14.06	3.84
126.09	1354.57	599.13	61	48.25	118.14	21.64	4.43
126.3	1336.98	590.8	122	53.66	139.48	32.16	6.35

Table B.4 Results CU TX compression tests CO-710301 (2000)

Based on the above 3 tests a $\phi' = 33.16^\circ$ and $c' = 8.20$ kPa is assessed.

(C) CO-347150/4 (1993)

Three isotropically consolidated CU triaxial tests were performed. The triaxial tests were performed at 6 stages (multi stage tests). The loading stages are as follow: 5, 15, 45, 75, 125, 175 kPa. The remoulded samples were consolidated to a vertical stress of 15 kPa. The results from the three tests are shown in Figure B.1 below in a p-q space. Each point in the figure presents the top point of a stress circle. By linear regression a best fit is made to the test results. The angle of internal friction and the cohesion based on all the test results are as follow: $\phi' = 28.6^\circ$ and $c' = 1.24$ kPa.

The ratio s_u/σ'_v is determined for each loading step. The average ratio s_u/σ'_v receives a value of 0.33. These tests were performed to evaluate the influence of storage time. These tests were performed after 1.5 years of storage. The test results from the test performed immediately after samples were remoulded and consolidated are given in Table B.5 below.

The water content LL, PL and PI value of the tested samples receives a value of 137.9%, 116.1%, 33.8% and 82.3% respectively.

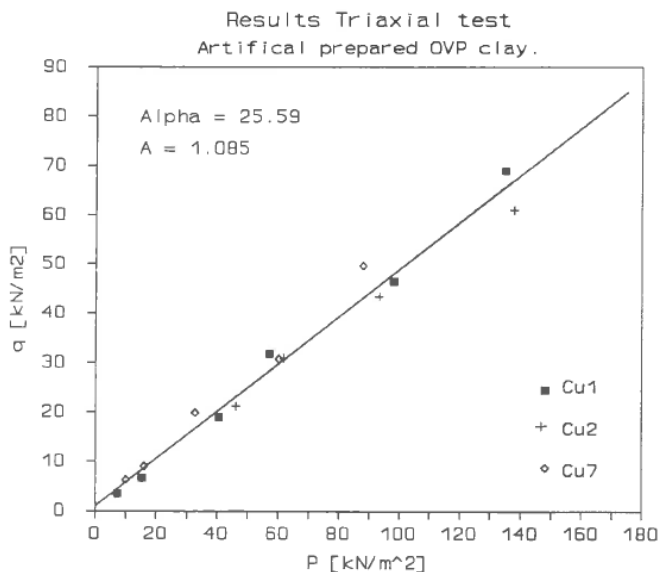


Figure B.1 Results of the triaxial test on OVP clay in p-q plane (Project CO-347150).

Mechanical properties			
specific gravity	(d_s)	2.53	(kPa/m)
water content	(w)	91.3	(%)
liquid limit	(LL)	112.8	(%)
plasticity index	(PI)	84.1	(%)
plastic limit	(PL)	28.7	(%)
unit weight	(γ)	15.2	(kPa/m)
liquidity index	(LI)	0.74	
ignition loss		9.51	(%)
Consolidation/strength properties			
<i>Remoulded OVP clay</i>			
cons. coef. (1)	(c_v)	5.0E-09	(m ² /s)
cons. coef. (2)	(c_v)	2.0E-08	(m ² /s)
comp. coef. (1)	(C_p)	8.0	
comp. coef. (2)	(C_p)	7.3	
$\sigma'_v(e)-e$ (2)		exp(8.37-2.3e)	
$\sigma'_v(e)-e$ (3)		exp(9.37-2.59e)	
k(e)-e (3)		exp(-22.6+2.6e)	
friction angle (4)	(ϕ)	28.4	(°)
cohesion (4)	(c)	3.9	(kPa)
c_u/σ'_v	(-)	0.37	
<i>Natural OVP clay</i>			
cons. coef. (1)	(c_v)	3.0E-09	(m ² /s)
comp. coef. (1)	(C_p)	6.3	
friction angle (4)	(ϕ)	32.0	(°)
cohesion (4)	(c)	6.8	(kPa)
c_u/σ'_v	(-)	0.40	

Table B.5 Properties of OVP clay (Project CO-347150)

(D) Den Haan (2003)

Proceedings of the 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1(49-55).

The sampling disturbance of soft organic OVP clay has been investigated via different sampling techniques (thin walled tube samples, continuous Delft samples and Laval samples). CIU and CAU tests were performed on intact samples. CIU tests were performed at a consolidation pressure of 25 kPa while CAU tests were performed at an effective vertical consolidation stress level of 50 and 100 kPa under a $K_0=0.5$. The CIU and CAU tests are shown in Figure B.2. Significantly high values of $50 - 60^\circ$ are obtained regardless of sampling technique and consolidation conditions.

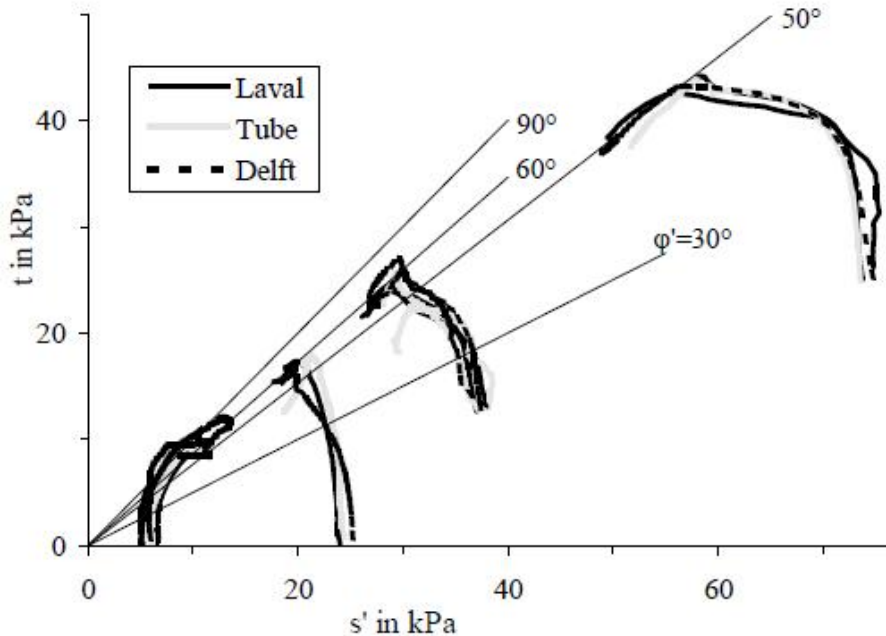


Figure B.2 Effective stress paths from triaxial tests (after Den Haan, 2003).

(E) Tigchelaar et al. (2000)
Soft ground technology conference, ASCE 112 (67-81).

The shear properties of normally consolidated reconstituted OVP clay have been investigated. Undrained triaxial compression and extension tests and undrained direct simple shear tests were performed. The characteristics of the OVP clay are summarized in Table B.6 below. Triaxial compression and extension tests were performed on isotropically consolidated samples. Table B.7, Figure B.3 and Figure B.4 present the test results. The data are limited to an axial strain of 10% and 15% respectively. All tests exhibit a peak shear strength before falling to the critical state strength. The angle of internal friction, $\phi'_{\text{TXL,C}}$ and cohesion, c' , at peak deviator stress are equal to 26° and 2 kPa respectively. For the triaxial extension tests the angle of internal friction, $\phi'_{\text{TXL,E}}$ and cohesion, c' , at peak deviator stress are equal to 34° and 5.8 kPa respectively. These results are recalculated in terms of p and q' and plotted in Figure B.3.

CIU and CIE tests were performed on overconsolidated samples. After the isotropic consolidation the samples were left to swell for a period of 24 hours to overconsolidation ratios $\text{OCR} = 2 - 9$. The results are presented in Table B.8 and Figure B.5

The specific volume, v , and the effective isotropic stress at the end of the consolidation stage, p' , are presented. The critical stress states of the normally consolidated and overconsolidated samples are shown, as is the swelling line. The critical states have been defined by collecting data at ultimate states. These are states at which increasing deviatoric strain do not result in a change of excess pore water pressure, in case of undrained tests. The slope of the critical state line, λ_{CSL} determined from these ultimate states almost equals λ_{ISL} . A critical state angle of 33° was found (see Figure B.6).

Two series of undrained DSS tests were performed on reconstituted OVP clay samples. The first series refers to samples consolidated in one stage of 24 hours at 67 kPa and in the second series the samples were consolidated in two stages of 24 hours to an effective

vertical stress of 142 kPa. In Table B.9 and Figure B.7 the results are presented. Assuming zero dilatancy the angle of internal friction can be found from $\sin \varphi'_{DSS} = \tan \alpha$, where $\tan \alpha$ is the ratio between τ and σ_v . The determined φ'_{DSS} and cohesion, c' , are equal to 29° and 3.8 kPa respectively. This angle of internal friction lies between $\varphi'_{TXL,C}$ measured in triaxial compression and $\varphi'_{TXL,E}$ measured in triaxial extension tests.

w [%]	w _L ¹ [%]	w _p [%]	G _s [-]	SA ² [m ² /g]	S _t ³ [-]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]
79	120	37	2.53	144	4	3	71	26

1) Casagrande device 2) Specific area 3) Sensitivity using fall cone device

Table B.6 Characteristics of OVP clay (after Tigchelaar et al., 2000)

Test	p' ₁ [kPa]	p' ₂ [kPa]	ε _i [*] 10 ⁻⁶ [s ⁻¹]	p _f ' [kPa]	q _f [kPa]	ε _f [kPa]	E _{u,50} [MPa]
C1	48.1	-	1.22	29.7	42.3	4.5	5.5
C2	61.6	-	1.22	34.8	49.5	6.5	6.4
C3	43.7	95.0	1.33	54.9	71.4	6.0	8.1
C4	43.4	95.9	1.33	55.6	75.8	5.7	8.2
C5	45.9	97.3	1.33	55.6	72.3	6.5	8.9
C6	46.6	127	1.22	69.6	93.4	7.5	12.2
E1	50.3	98.6	-1.25	63.6	-65.8	-12.3	7.0
E2	50.1	98.1	-1.25	61.2	-68.2	-9.2	9.2
E3	49.7	-	-1.22	30.4	-34.8	-10.7	4.5
E4	49.8	-	-1.22	28.1	-36.1	-10.7	4.1

p'_i = effective isotropic consolidation pressure in stage i, ε_i^{*} = axial rate of strain during loading, p_f' = isotropic effective stress at failure, q_f = deviator stress at failure, ε_f = axial strain at failure, E_{u,50} = undrained secant modulus at 50% of peak deviator stress.

Table B.7 Data CIU tests; compression and extension (after Tigchelaar et al., 2000)

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

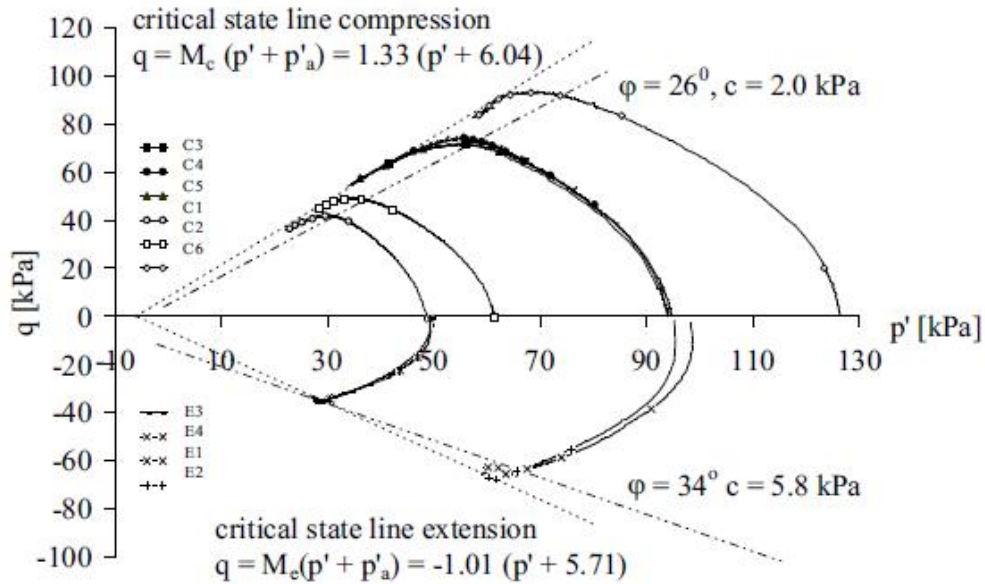


Figure B.3 Effective stress paths for normally consolidated OVP clay (after Tigheelaar et al. 2000)

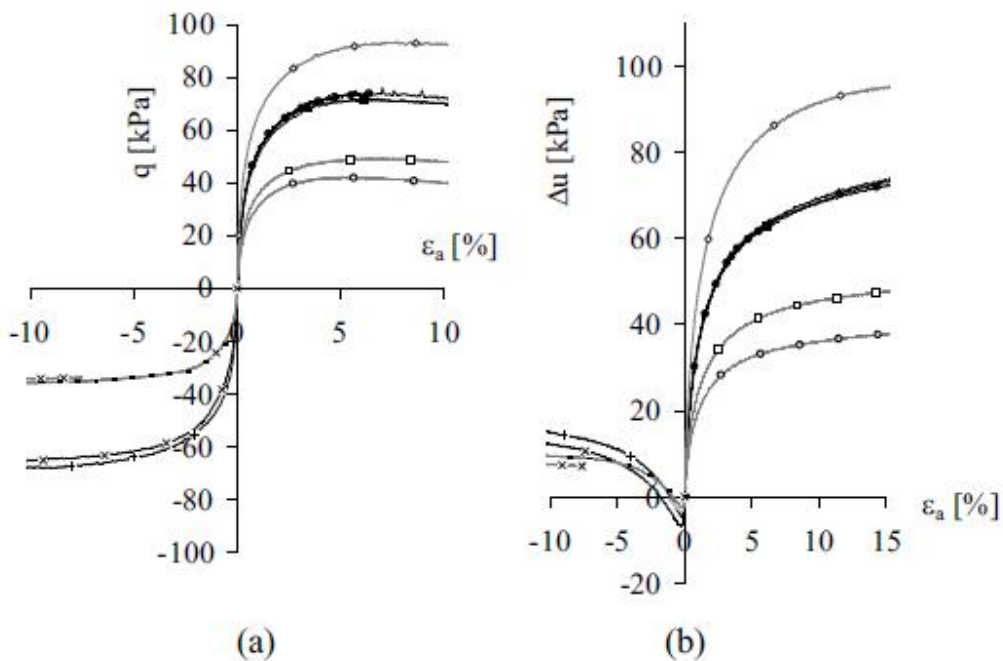


Figure B.4 $q - \epsilon_a$ and $\Delta u - \epsilon_a$ diagrams for normally consolidated OVP clay (after Tigheelaar et al., 2000)

Test	R_p	p'_1	p'_2	p'_3	ϵ_v'	p'_f	q_f	ϵ_f	$E_{u,50}$
[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	$10^{-6} [s^{-1}]$	[kPa]	[kPa]	[%]	[MPa]
COC1	9	48.0	95.5	10.5	0.64	25.5	41.8	9.2	1.9
COC2	4	48.8	96.0	22.2	0.67	33.8	52.6	8.1	3.7
COC3	2	46.8	95.3	47.3	0.67	44.9	69.1	7.3	8.1
EOC1	6	49.2	95.7	15.1	-0.58	29.9	-36.2	-8.0	1.8
EOC2	4	49.9	99.1	23.4	-0.61	38.6	-47.0	-10.7	3.0
EOC3	2	50.5	99.1	50.0	-0.61	50.1	-58.6	-10.3	7.1

Table B.8 Data tests on Overconsolidated samples (after Tigchelaar et al., 2000)

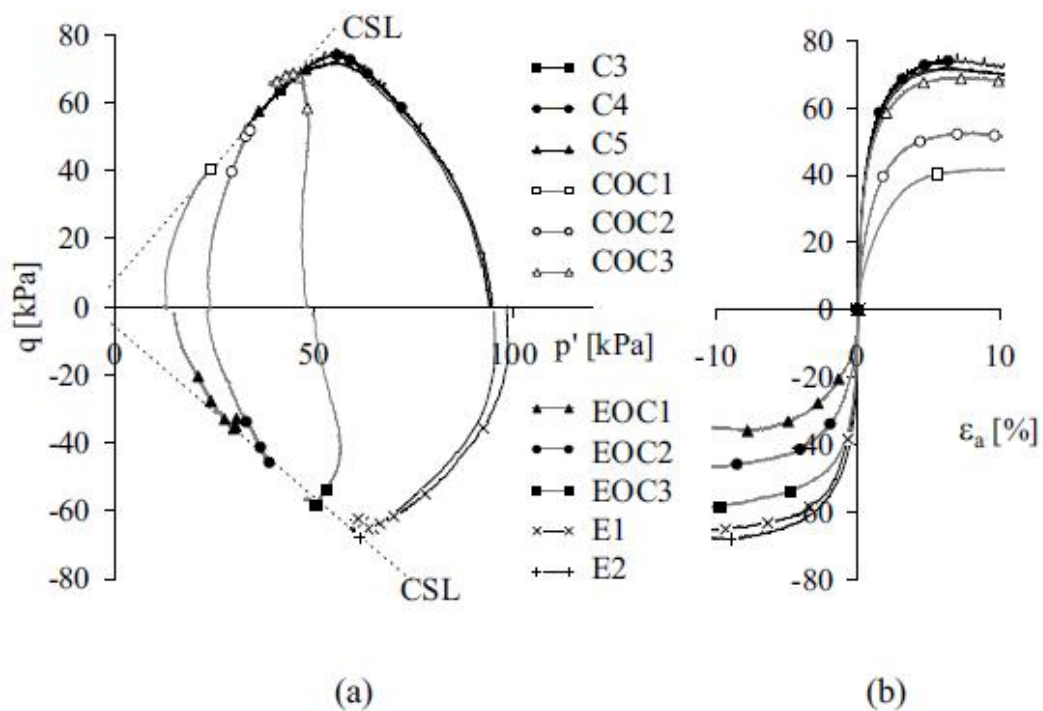


Figure B.5 Effective stress paths and q - ϵ_a diagram for overconsolidated samples (after Tigchelaar et al., 2000).

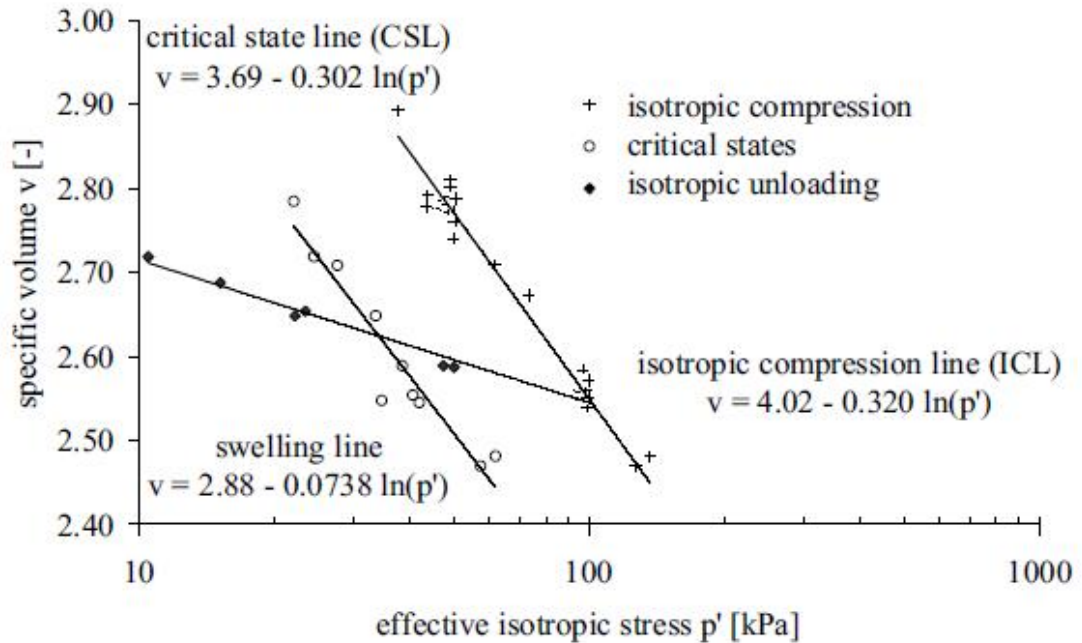


Figure B.6 $v - \ln(p')$ diagram OVP clay (after Tigchelaar et al., 2000)

Test	T	σ_{vc}'	v	$\dot{\gamma}_e'$
[-]	[°C]	[kPa]	[-]	$10^{-6} [s^{-1}]$
DSS1	18.4	142	2.56	2.83
DSS2	18.4	142	2.56	2.92
DSS3	18.4	68.2	2.78	2.78
DSS4	18.5	69.1	2.86	2.81
DSS5	18.1	66.0	2.83	2.81

T= temperature during test, σ_{vc}' = effective vertical stress at the beginning of the test, v = specific volume after the test and $\dot{\gamma}_e'$ = rate of engineering strain.

Table B.9 Data DSS tests on normally K_0 consolidated OVP clay (after Tigchelaar et al., 2000)

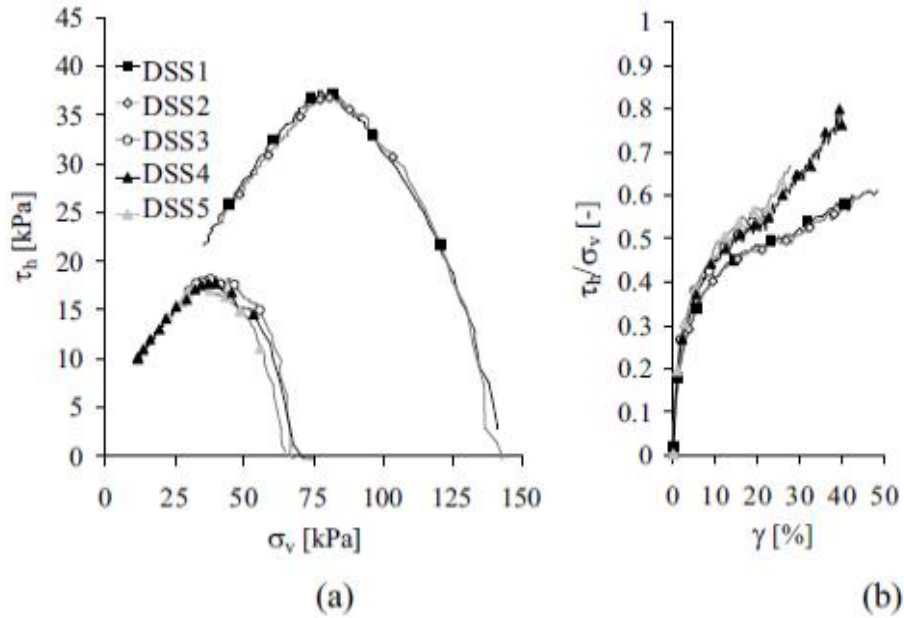


Figure B.7 $\tau_h - \sigma_v$ and $\tau_h/\sigma_v - \gamma$ diagrams for normally consolidated OVP clay (after Tigheelaar et al. 2000)

(F) CO-710203/28

- **TXL tests**

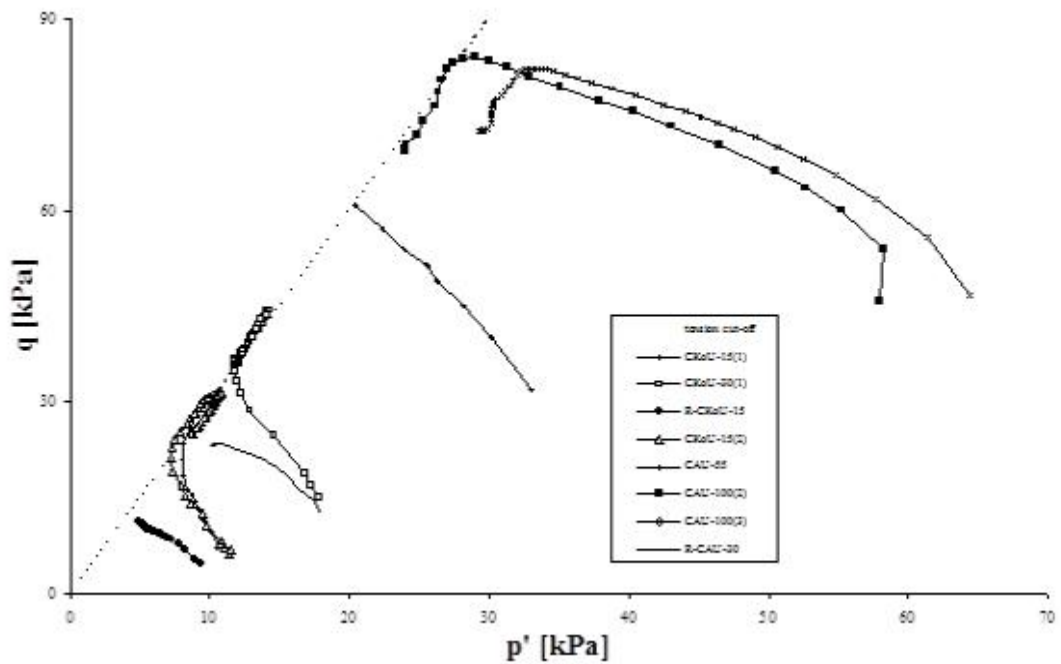


Figure B.8 $q - p'$ diagram

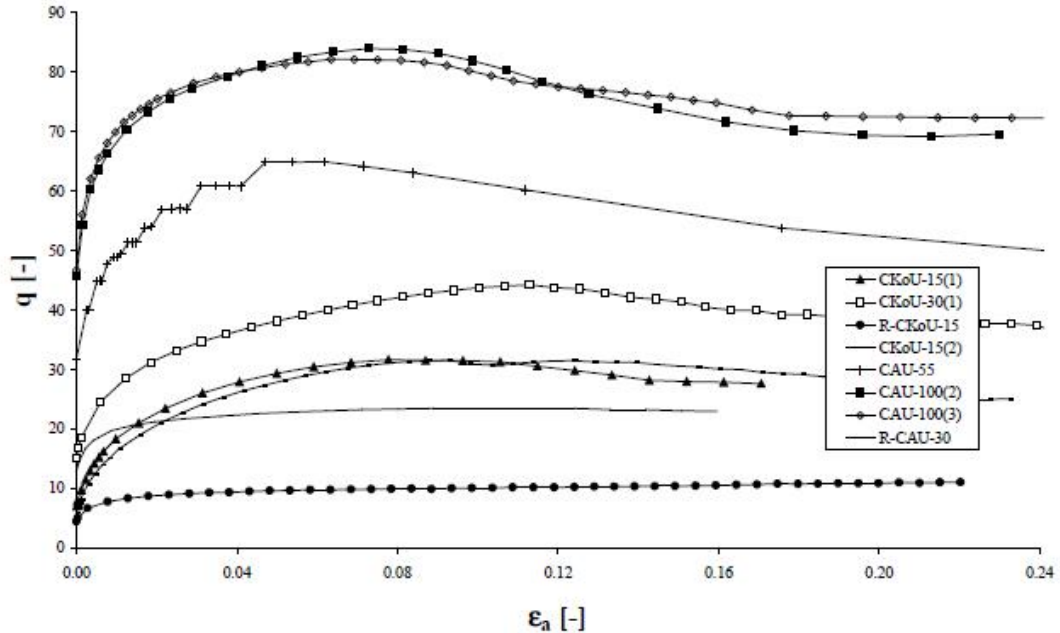


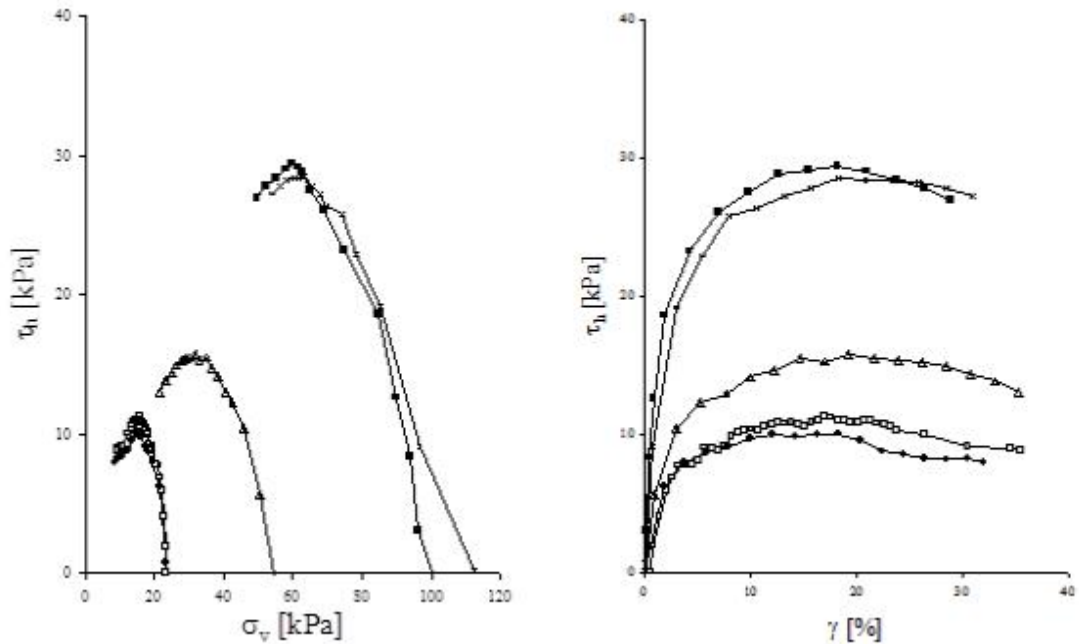
Figure B.9 $q - \varepsilon_a$ diagram

Main conclusions from the triaxial tests:

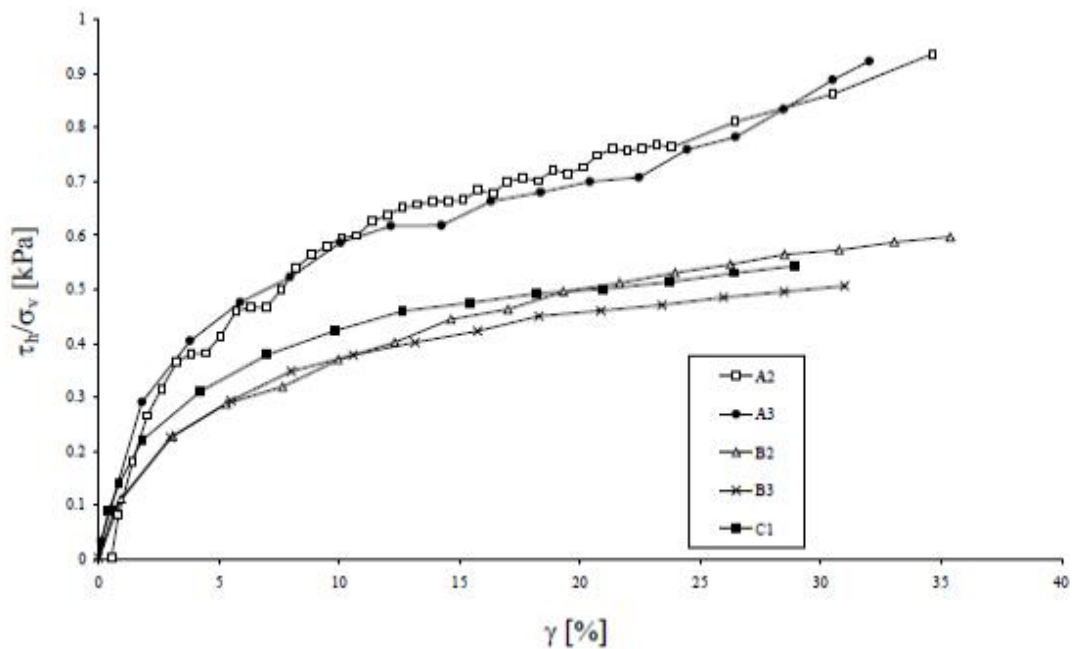
- Alle monsters lijken tijdens ongedraineerd afschuiven te bezwijken op de tension cut-off. Dit vlak in de spanningsruimte scheidt druk- en trekspanningen en kan worden geassocieerd met een φ' van 90° . Dit impliceert niet dat de φ' gelijk is aan 90° graden. Wellicht hebben de monsters een zekere capaciteit om trek op te nemen (cohesie) en is φ' iets lager. Na het bereiken van dit vlak hebben de monsters bij relatief lage spanningen ($OCR > 1$) laten zien nog te beschikken over een extra sterkte. Dit uit zich in toenemende waarden van de deviator- en effectieve isotrope spanning (verhouding 3:1). Bij doorgaan vervormen wordt niet meer voldaan aan 'the undrained condition'. Op de tension cut-off laten normaalgeconsolideerde monsters juist afnemende waarden van de deviator- en effectieve isotrope spanning zien (verhouding 3:1); er is sprake van een duidelijke 'failure' toestand. In ieder geval is dit geschetste gedrag voor klei bijzonder. Bij beproeving van veen wordt dit vaker waargenomen.
- The normalized undrained shear strength s_u/σ_v' of the normally consolidated samples is approximately 0.45. The overconsolidated samples are relatively strong and are above the Skempton relationship.

11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

- **DSS tests**



Figuur B.10 $\tau - \sigma_v'$ diagram



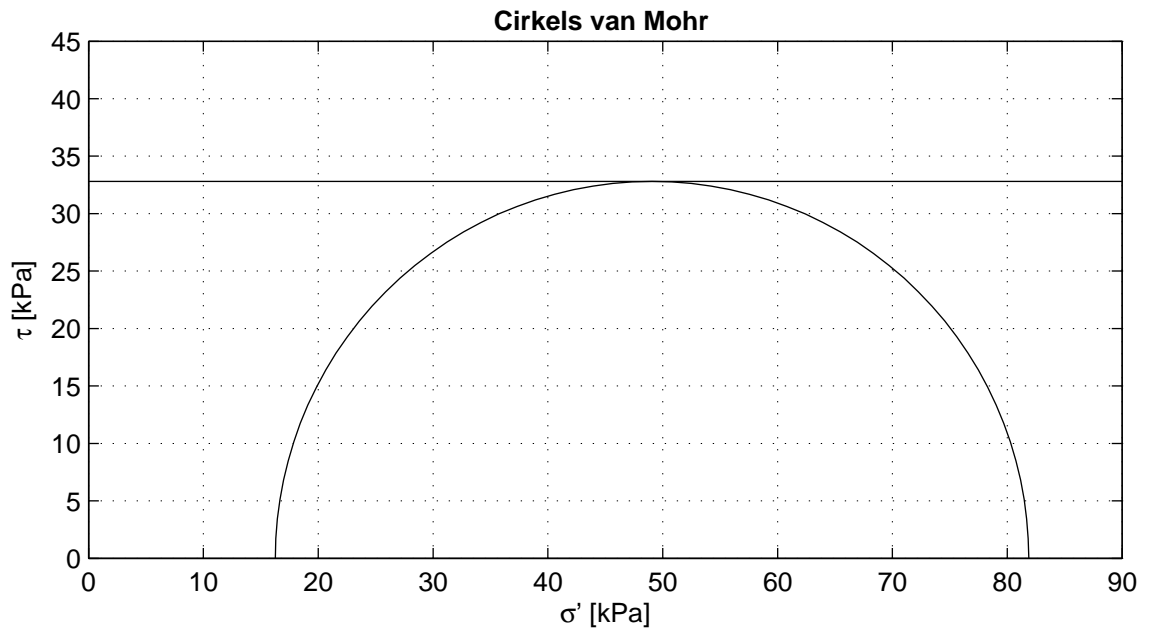
Figuur B.11 τ_u/σ_v' versus shear strain

The normalized undrained shear strength, s_u/σ_v' is approximately 0.3. The angle of internal friction, ϕ' , and the cohesion, c' , are 27.7° and 3.3 respectively.



11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

C Uitwerking triaxiaalproeven



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	32.8

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	5		
m_i [g]	668.1		
D_i [mm]	66.7		
h_i [mm]	139.5		
w_i [%]	115.1		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1371		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	637		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 5, depth 0.00 till -0.20m GL

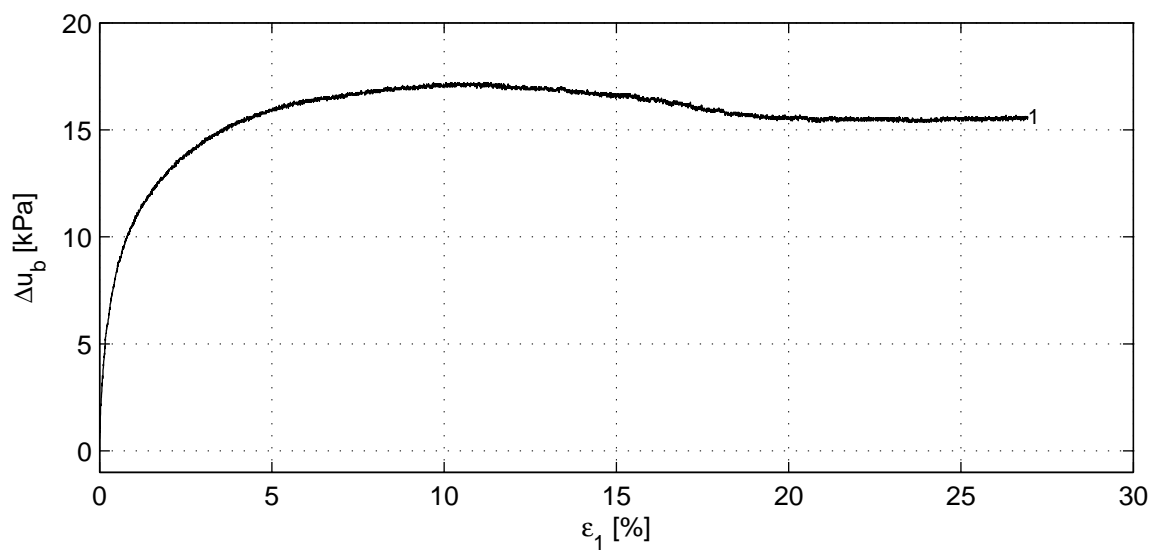
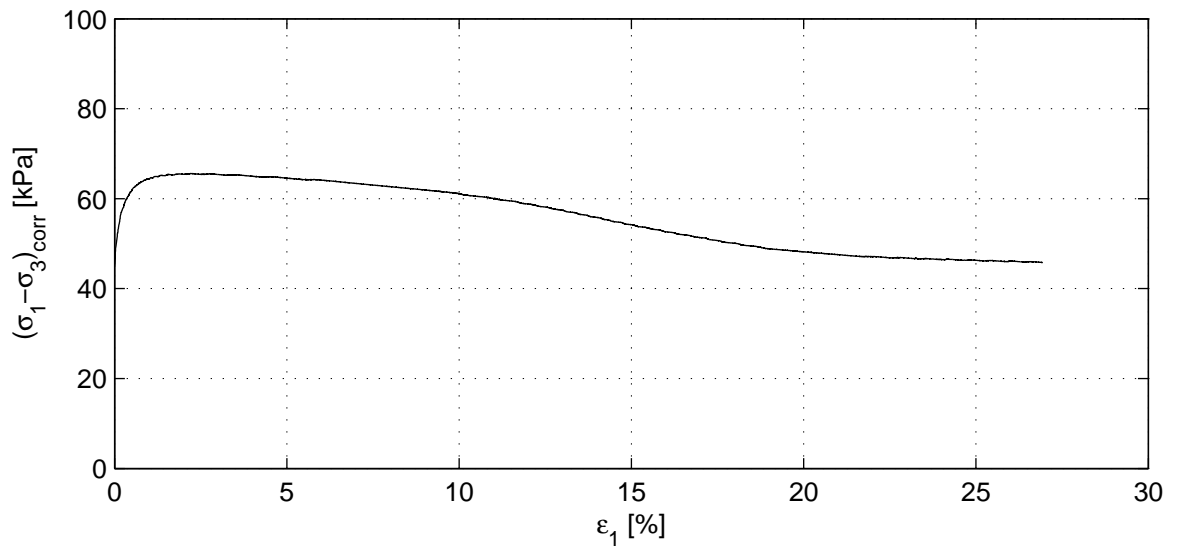
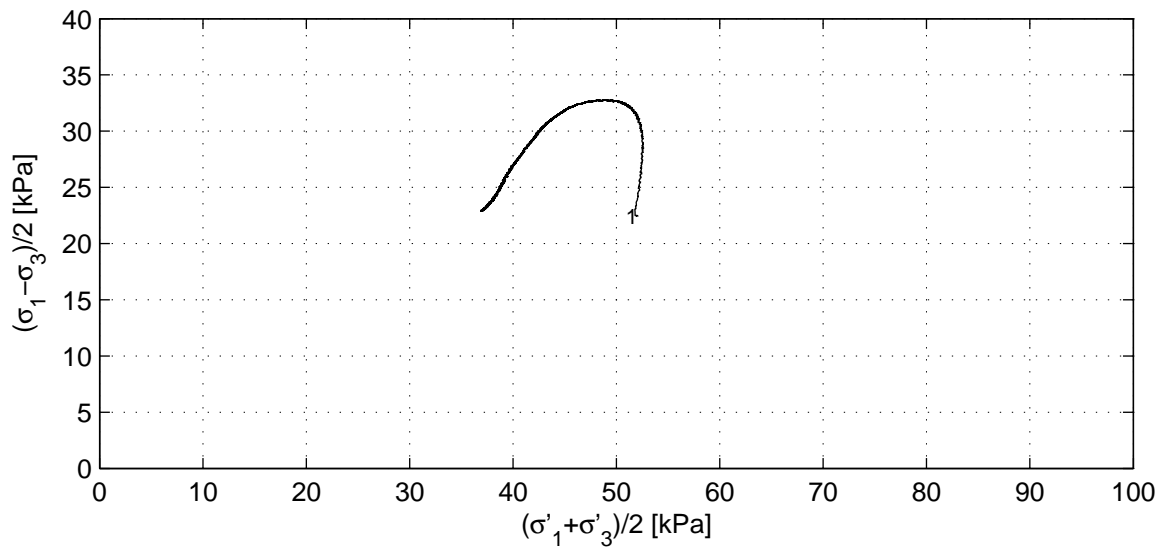
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX5

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft

Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273

Telefax (0)88 335 8582

Homepage:

www.deltares.nl

datum

2018-02-09

get.

grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C1, Sample 5, depth 0.00 till -0.20m GL

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

project

11200999.4

Versie

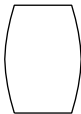
1.1

bijlage

TX5

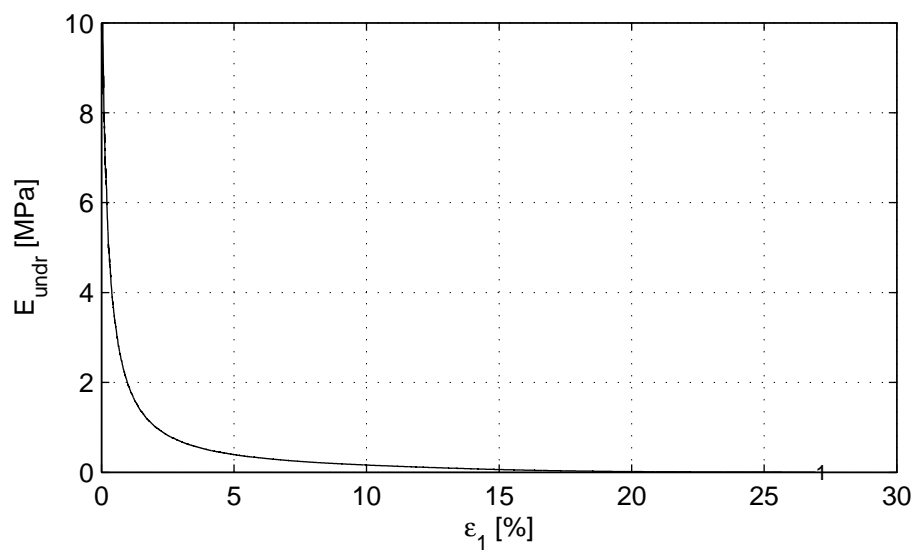
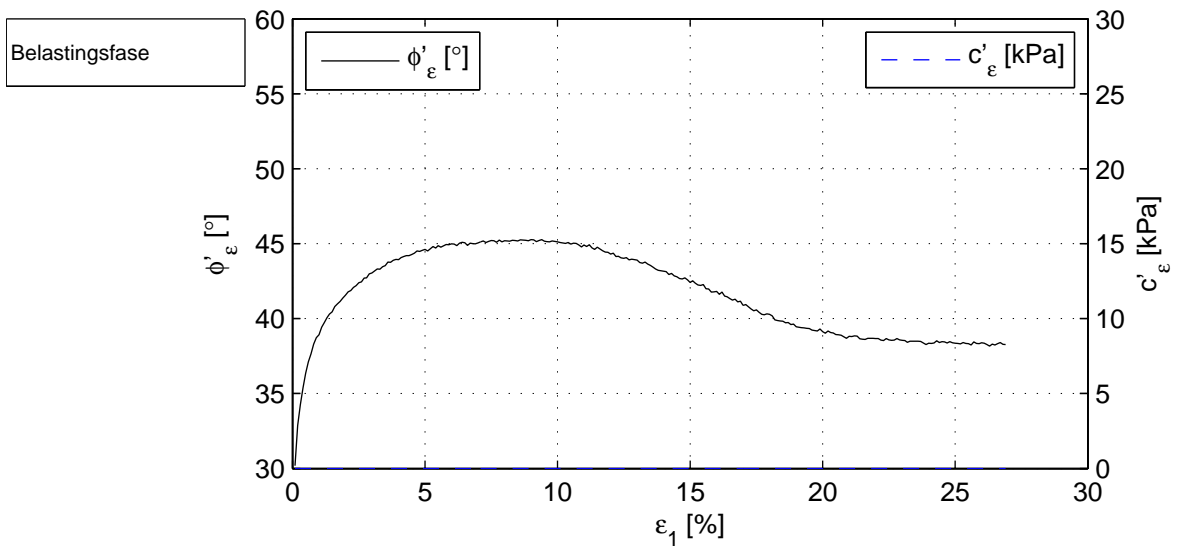
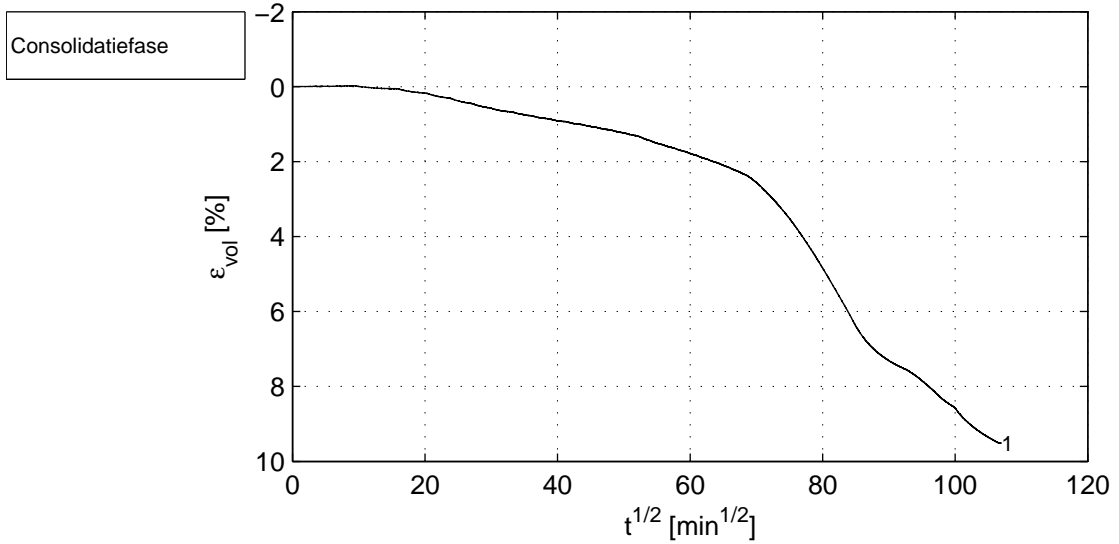
pag.

2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.98		
	B_1 [-]	0.98		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	40.8		
	t_{100} [min]	–		
	h_c [mm]	125.9		
	V_c [cm ³]	441.1		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1410		
	w_c [%]	100.1		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.033		
	v_{max} [%/h]	–		
Belastingsfase	v [%/h]	2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	65.6		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	32.8		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.16		
	E_{50} [MPa]	6.6		
	w_e [%]	98.1		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	49.3	32.7	32.7
5.0	46.0	32.3	32.3
10.0	43.1	30.5	30.5
$\epsilon_{1,max}$ [%]	49.1	32.8	32.8

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018–02–09	grw
	POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek			project	Versie
Boring OVP_C1, Sample 5, depth 0.00 till –0.20m GL			11200999.4	1.1	
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892–9:2004			bijlage	pag.	
			TX5	3	



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 5, depth 0.00 till -0.20m GL

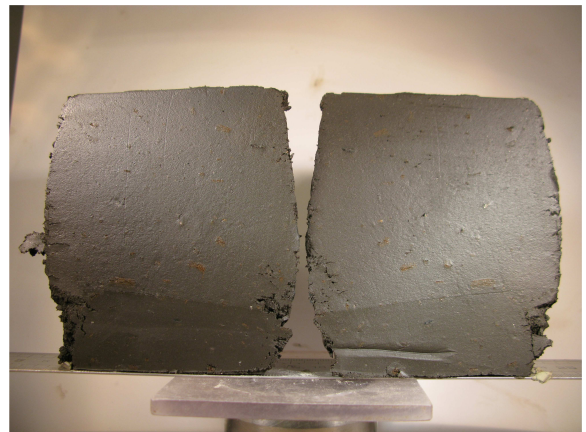
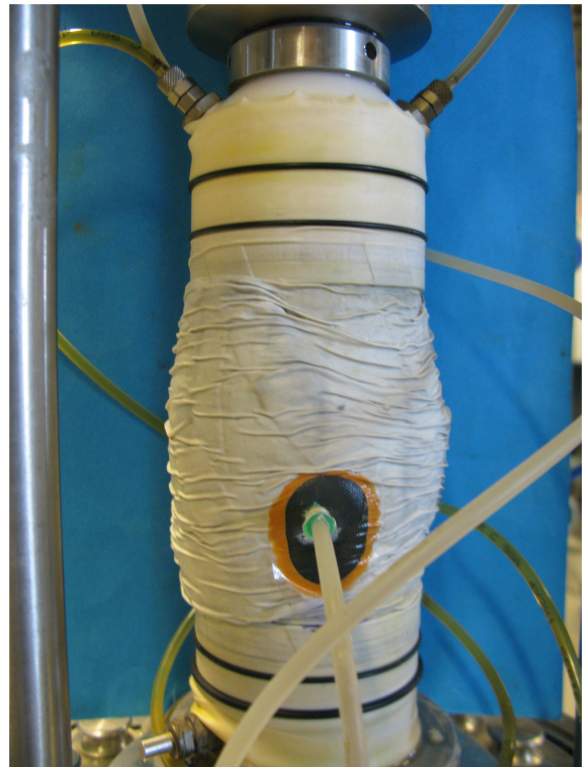
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX5

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-09

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 5, depth 0.00 till -0.20m GL

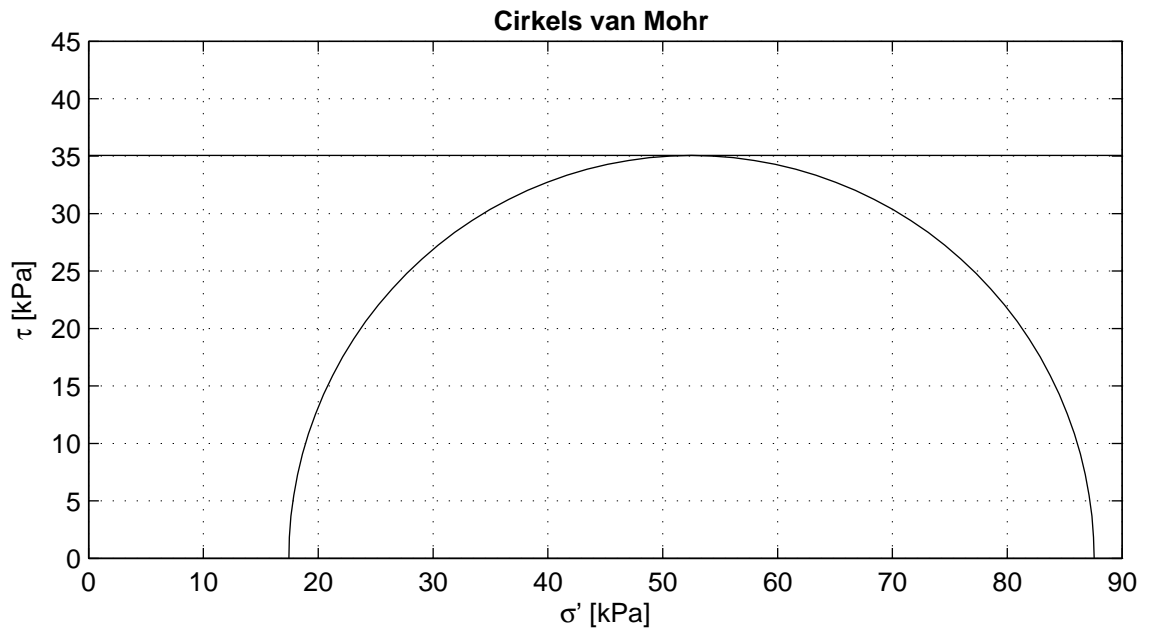
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX5

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	35.1

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	6		
m_i [g]	641.4		
D_i [mm]	66.5		
h_i [mm]	134.7		
w_i [%]	114.9		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1371		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	638		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 6, depth 0.00 till 0.00m GL

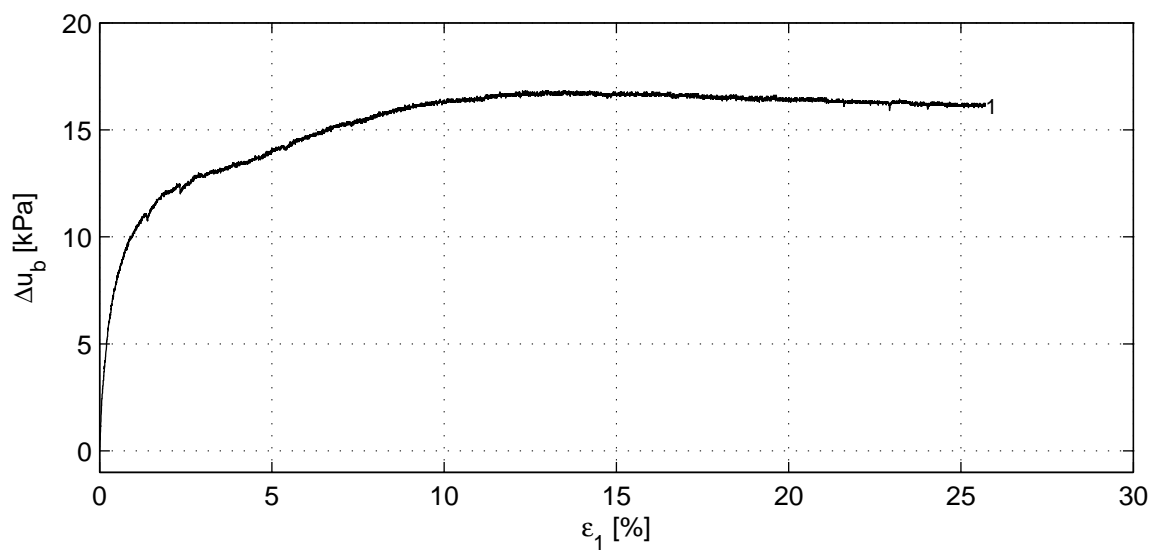
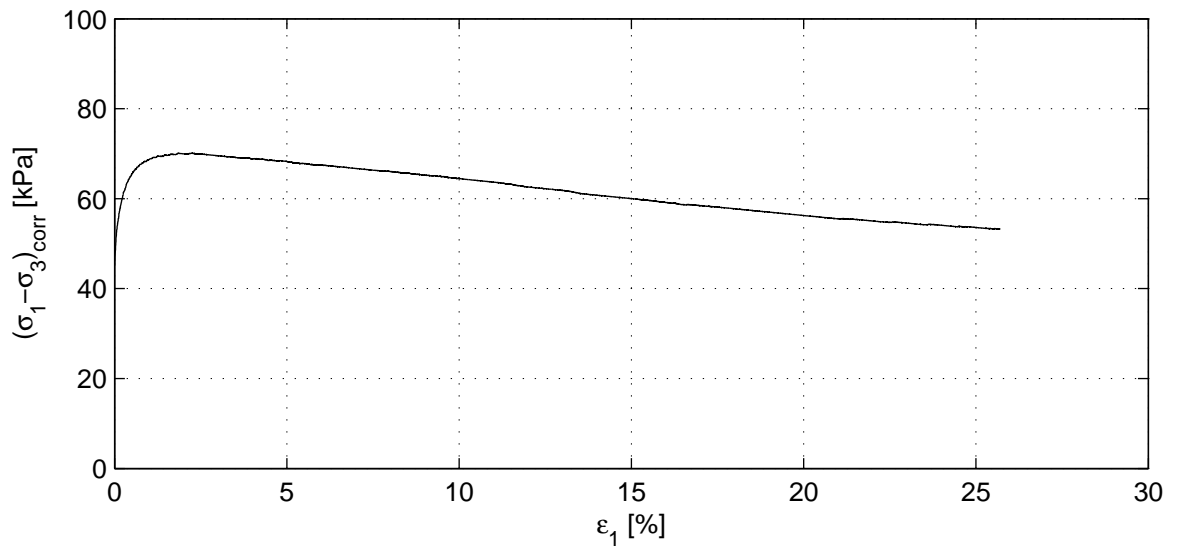
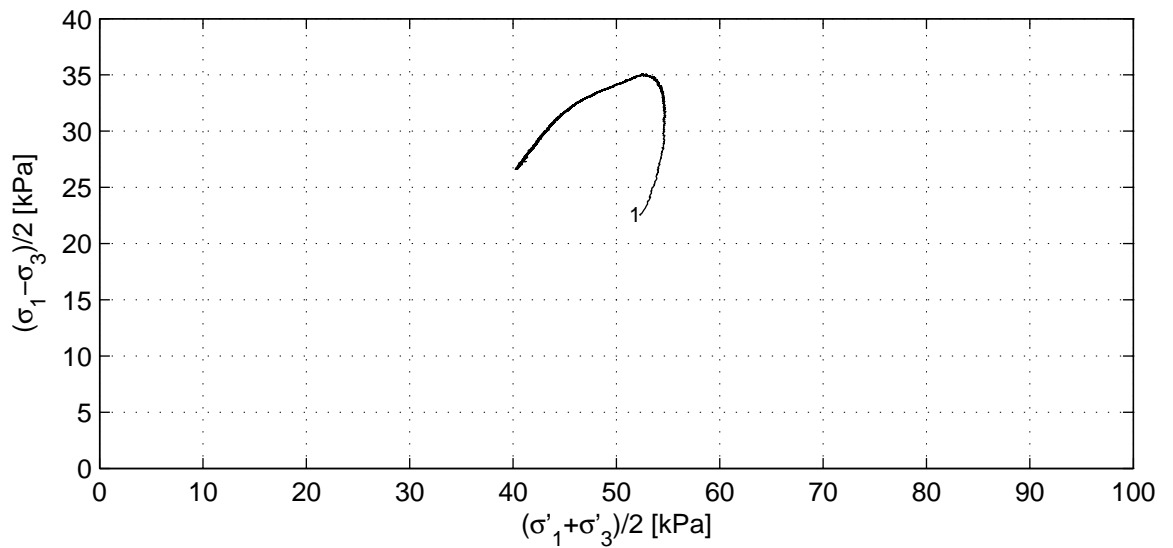
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX6

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 6, depth 0.00 till 0.00m GL

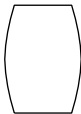
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX6

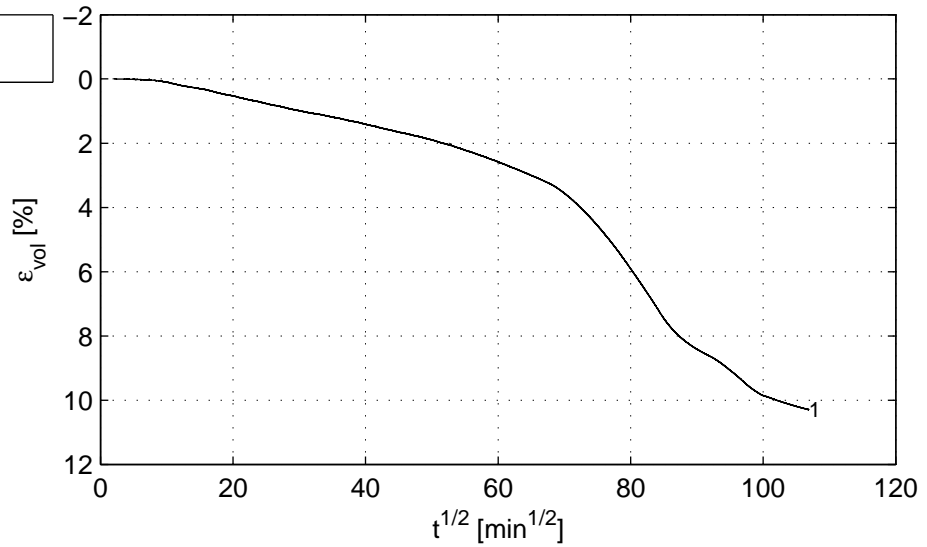
pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.98		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	35.1		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	121.0		
	V_c [cm ³]	419.7		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1414		
	w_c [%]	98.8		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.018		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	70.1		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	35.1		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.15		
	E_{50} [MPa]	8.2		
	w_e [%]	103.0		
	Bezwijkfiguur			

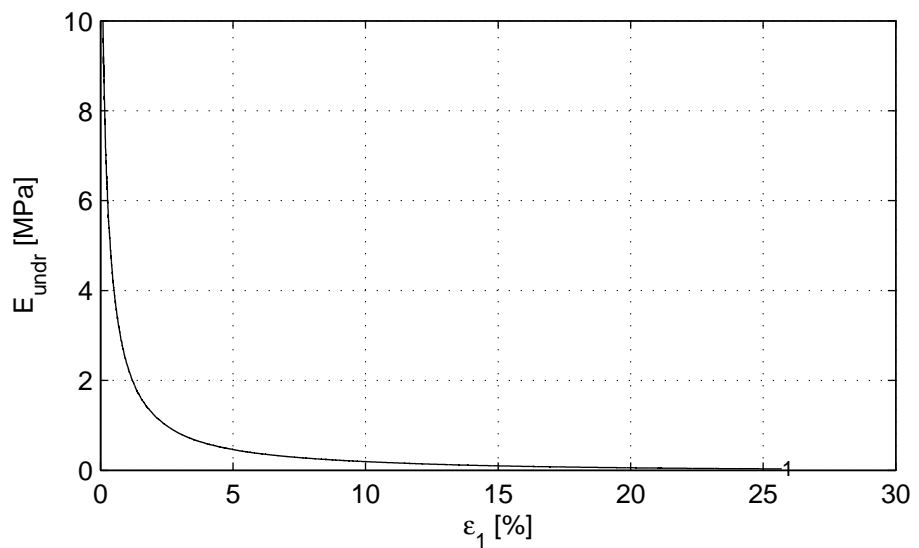
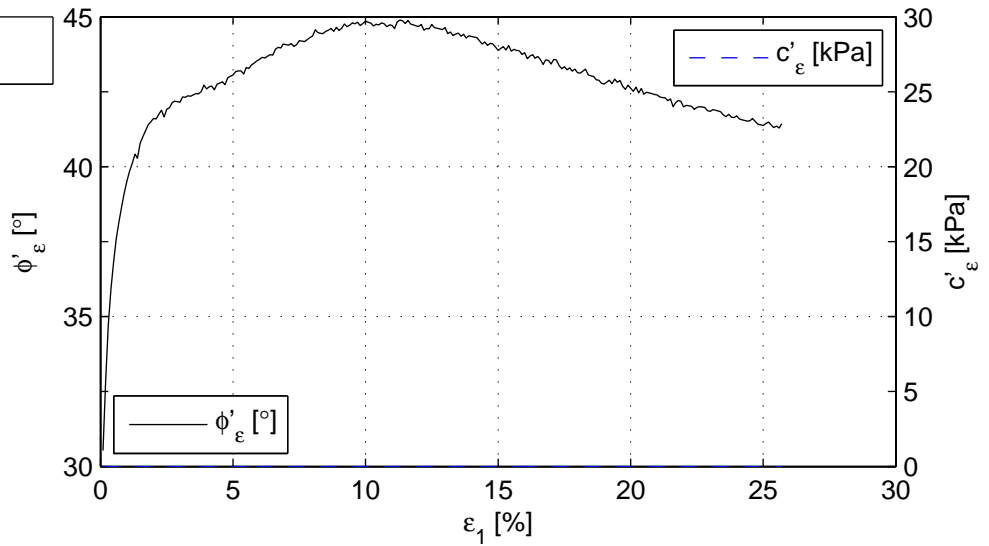
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	52.7	35.0	35.0
5.0	50.0	34.1	34.1
10.0	45.7	32.3	32.3
$\epsilon_{1,max}$ [%]	52.5	35.1	35.1

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-02-09	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek Boring OVP_C1, Sample 6, depth 0.00 till 0.00m GL				project	Versie
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				11200999.4	1.1
				bijlage	pag.
				TX6	3

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 6, depth 0.00 till 0.00m GL

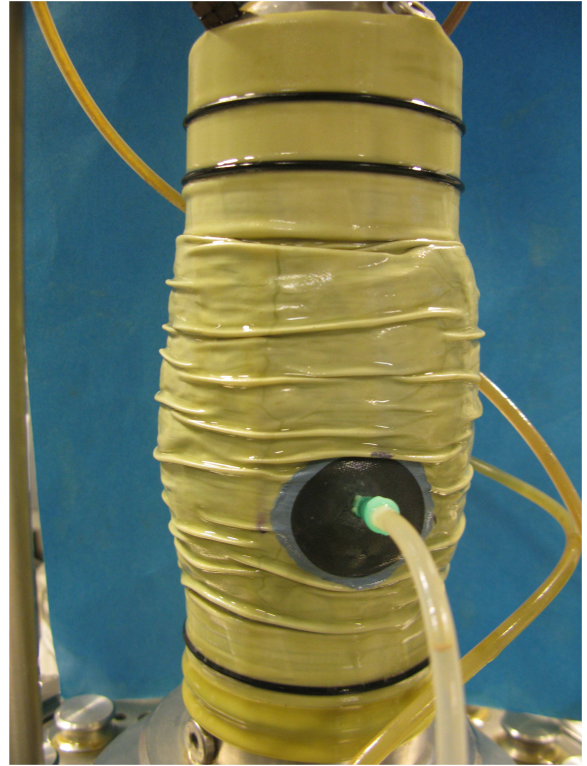
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX6

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273
Telefax +31 (0)88 3358582
Homepage: www.deltares.nl

date
2018-02-09

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 6, depth 0.00 till 0.00m GL

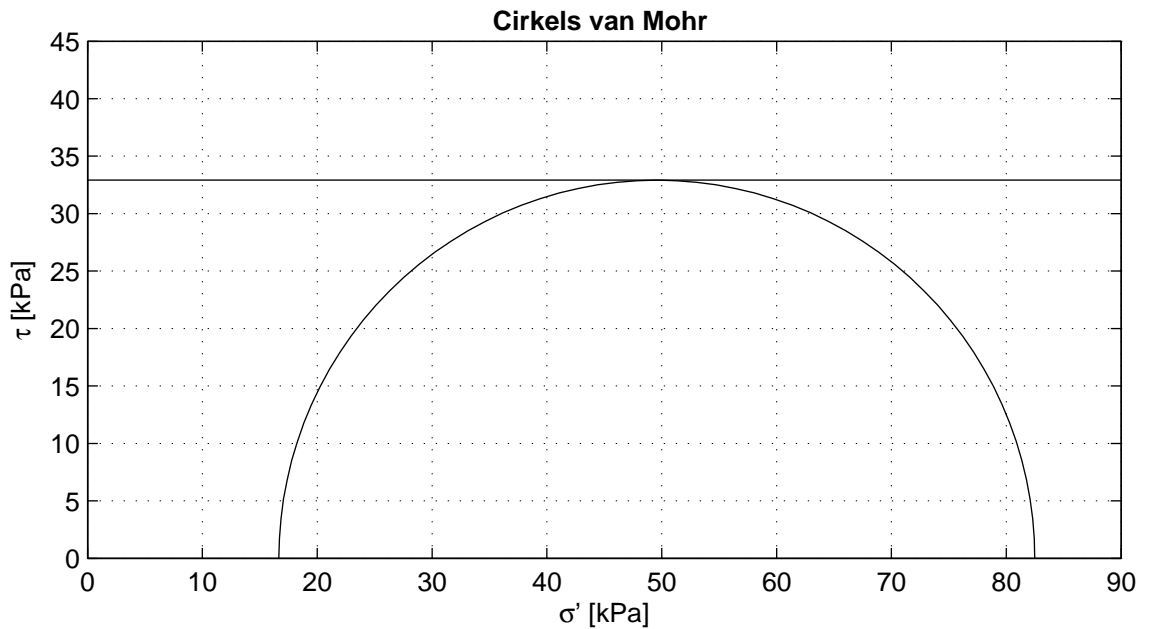
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX6

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	32.9

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	7		
m_i [g]	638.4		
D_i [mm]	66.4		
h_i [mm]	132.9		
w_i [%]	115.2		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1387		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	645		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 7, depth 0.00 till 0.00m GL

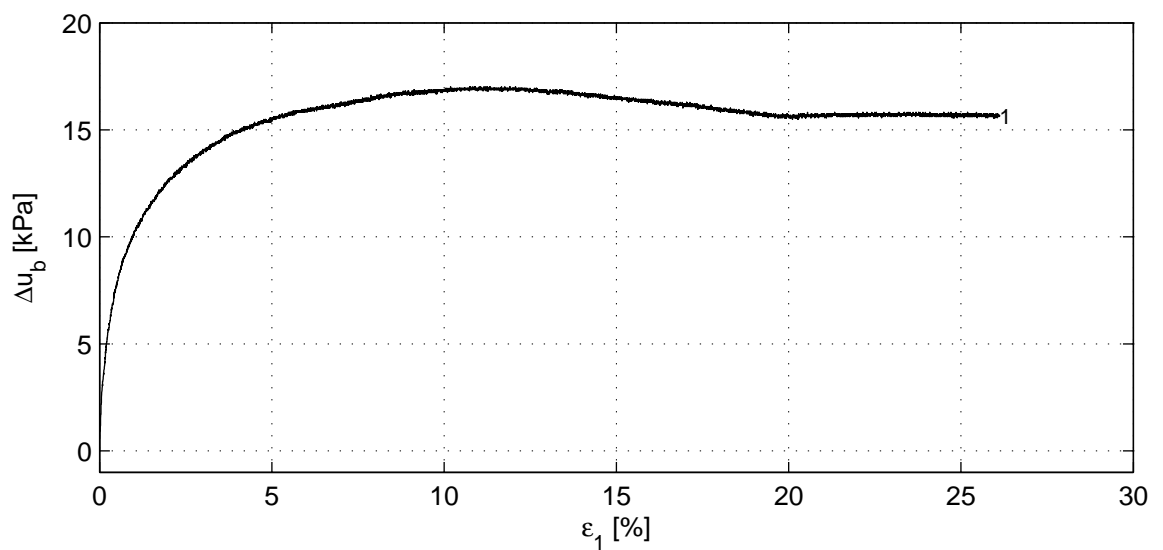
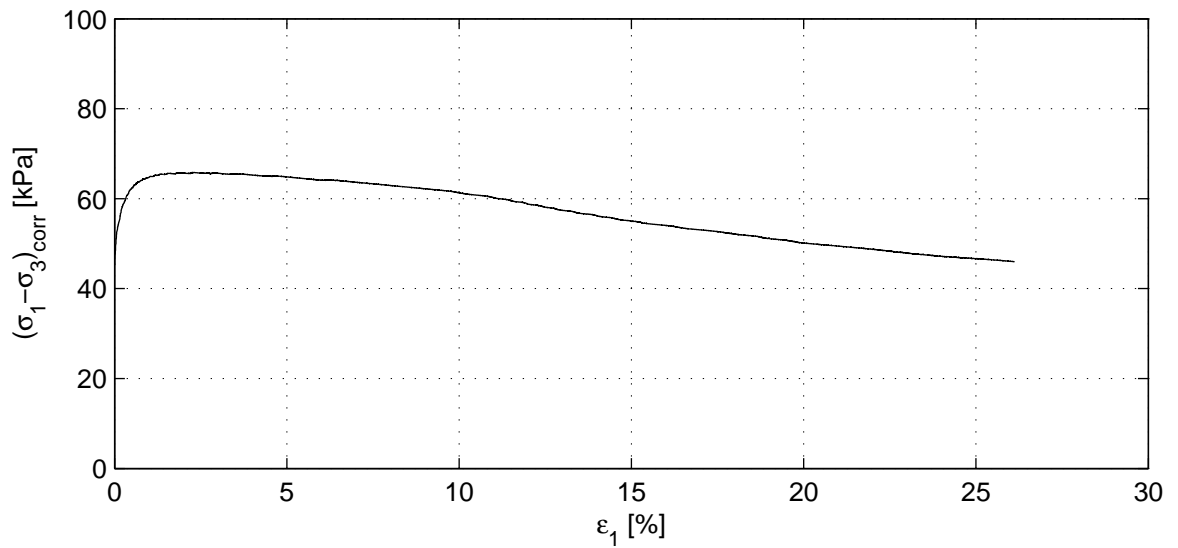
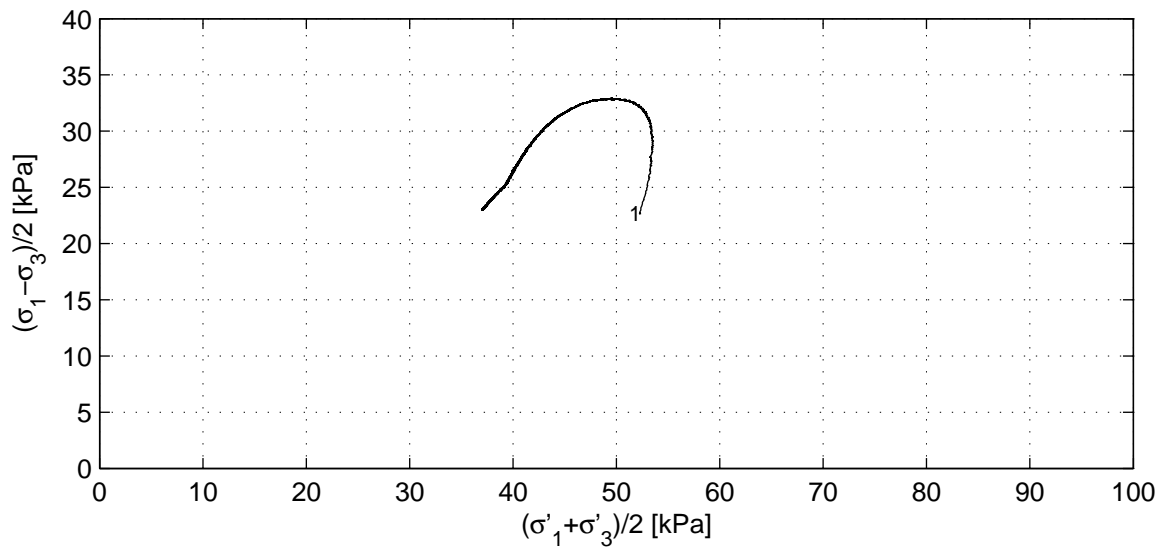
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX7

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft

Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273

Telefax (0)88 335 8582

Homepage:

www.deltares.nl

datum

2018-02-09

get.

grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C1, Sample 7, depth 0.00 till 0.00m GL

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

project

11200999.4

Versie

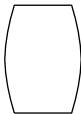
1.1

bijlage

TX7

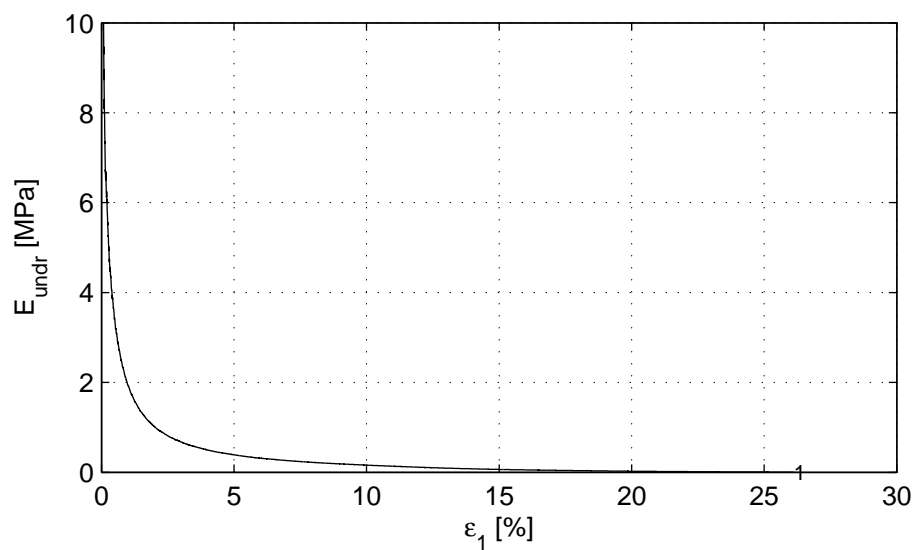
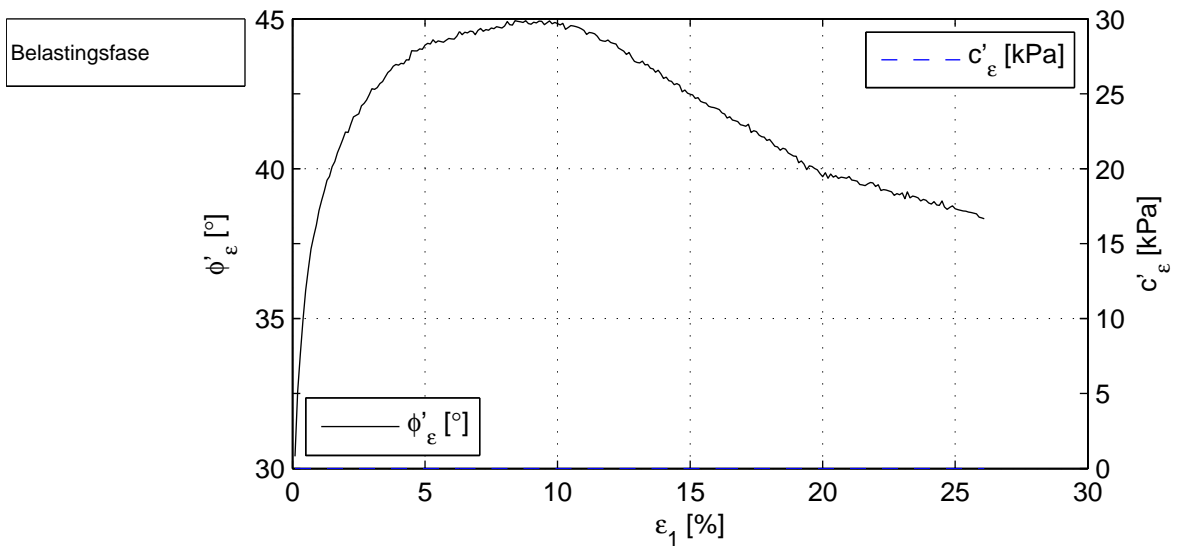
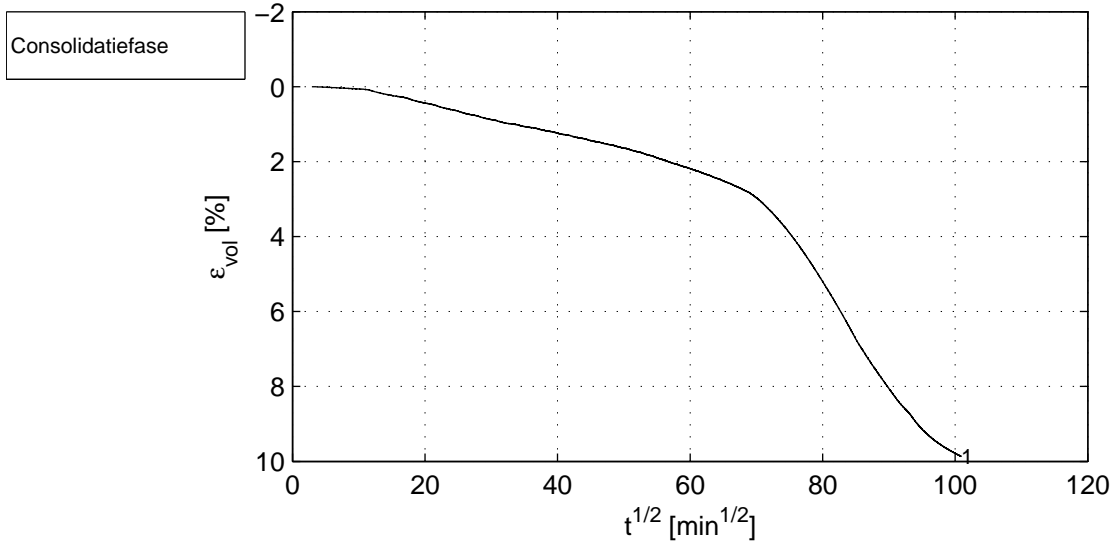
pag.

2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.96		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	48.0		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	119.6		
	V_c [cm ³]	414.8		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1430		
	w_c [%]	99.9		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.036		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	65.8		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	32.9		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.16		
	E_{50} [MPa]	6.6		
	w_e [%]	102.3		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	49.8	32.8	32.8
5.0	46.6	32.4	32.4
10.0	43.5	30.7	30.7
$\epsilon_{1,max}$ [%]	49.6	32.9	32.9

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-02-09	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek Boring OVP_C1, Sample 7, depth 0.00 till 0.00m GL				project	Versie
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				11200999.4	1.1
				bijlage	pag.
				TX7	3



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 7, depth 0.00 till 0.00m GL

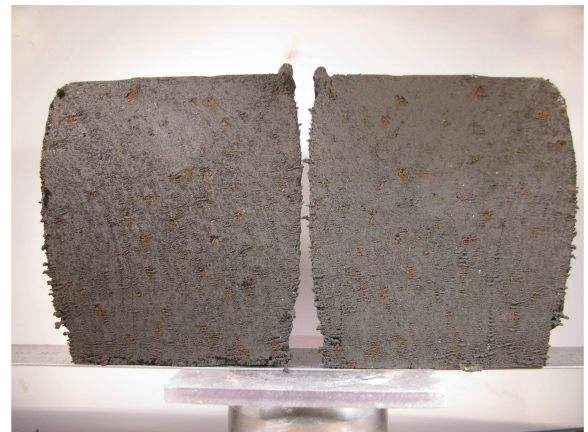
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX7

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-09

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 7, depth 0.00 till 0.00m GL

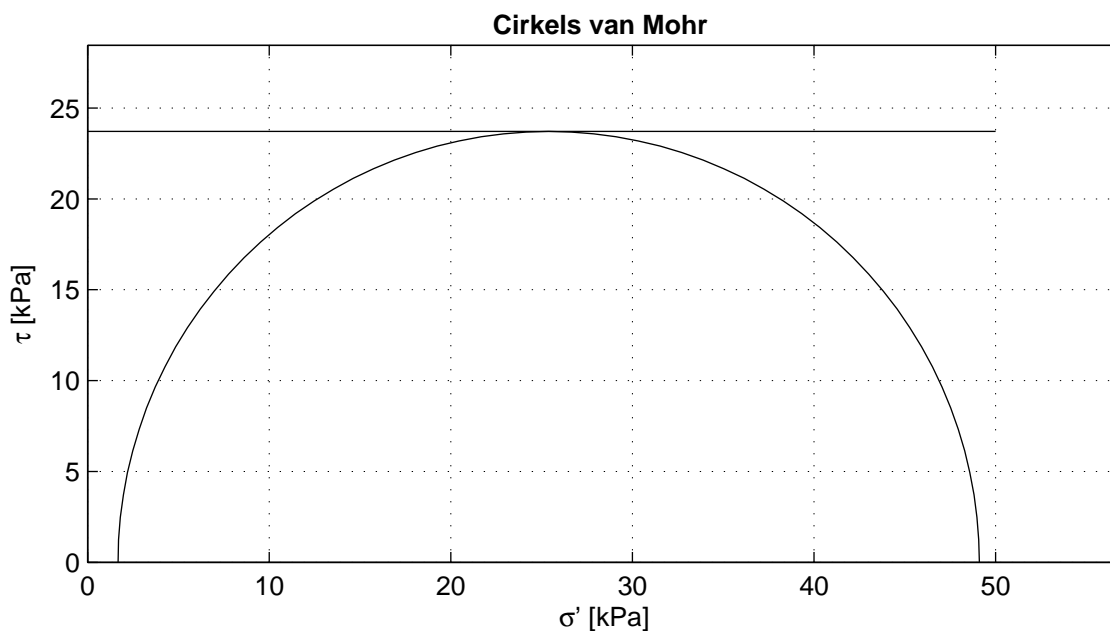
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX7

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	23.7

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	8		
m_i [g]	645.9		
D_i [mm]	67.2		
h_i [mm]	133.7		
w_i [%]	115.0		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1362		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	634		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei.
Extensie proef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 8, depth 0.00 till 0.00m GL

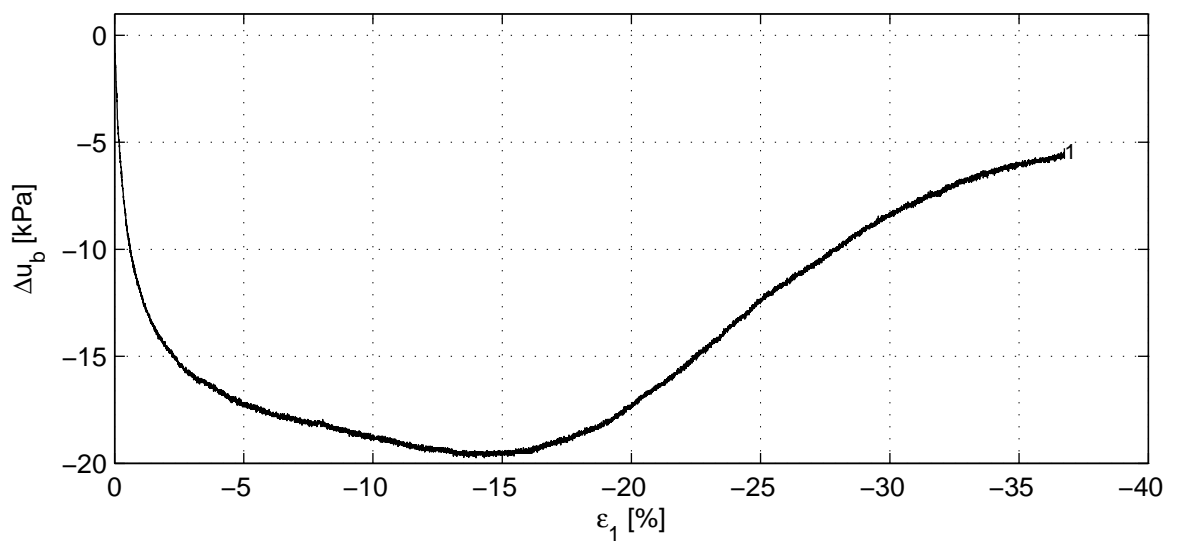
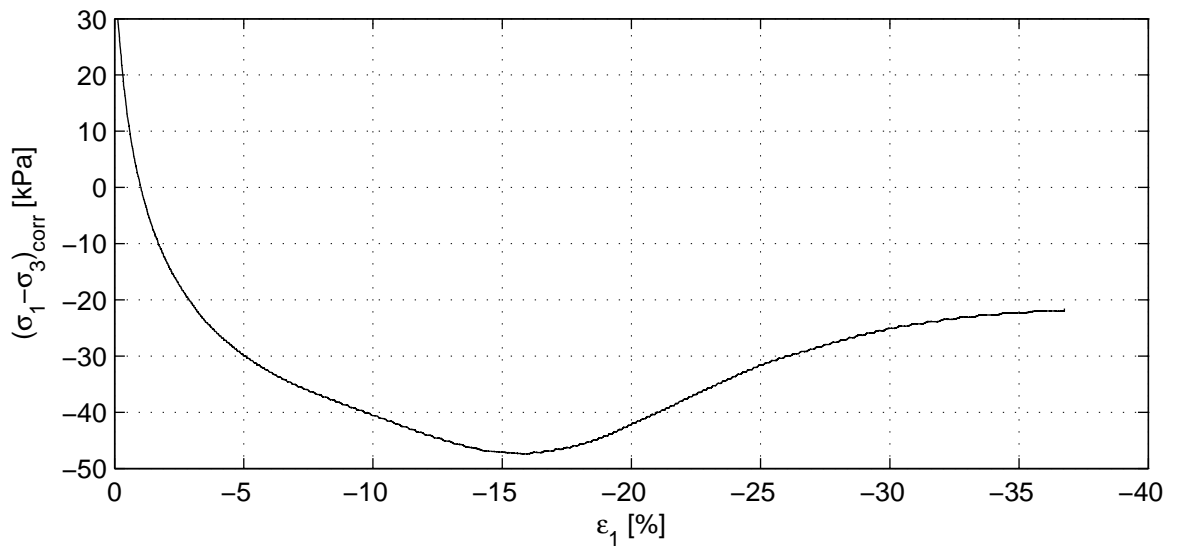
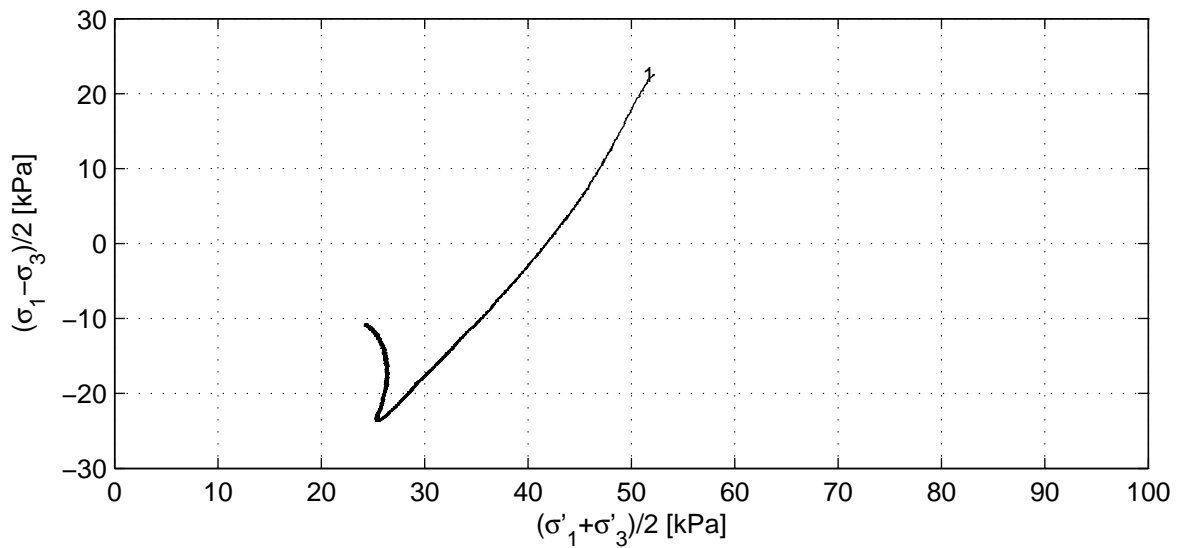
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX8

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 8, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

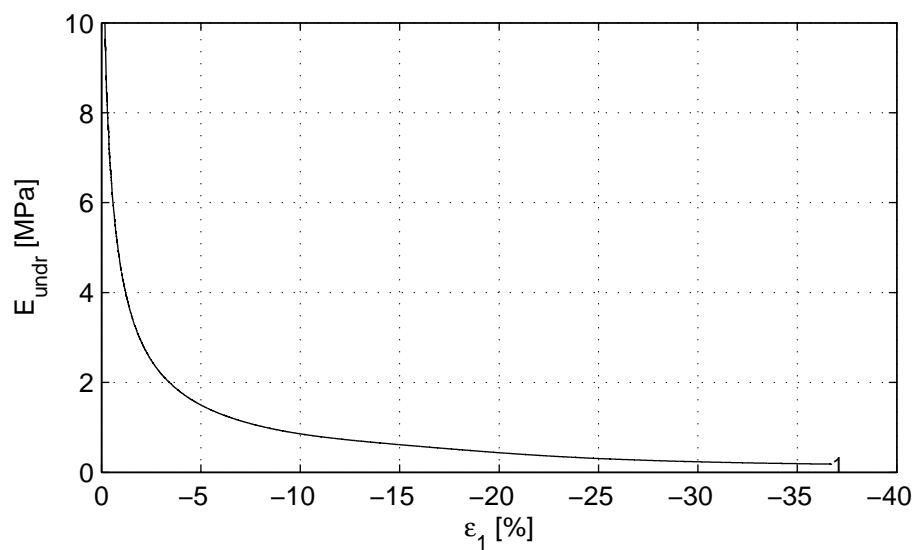
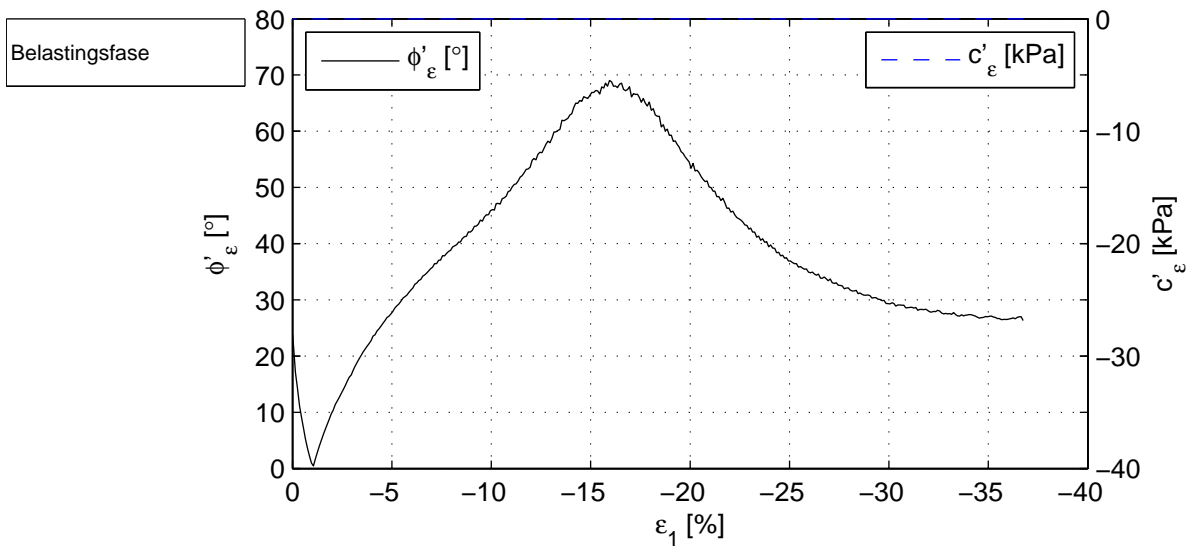
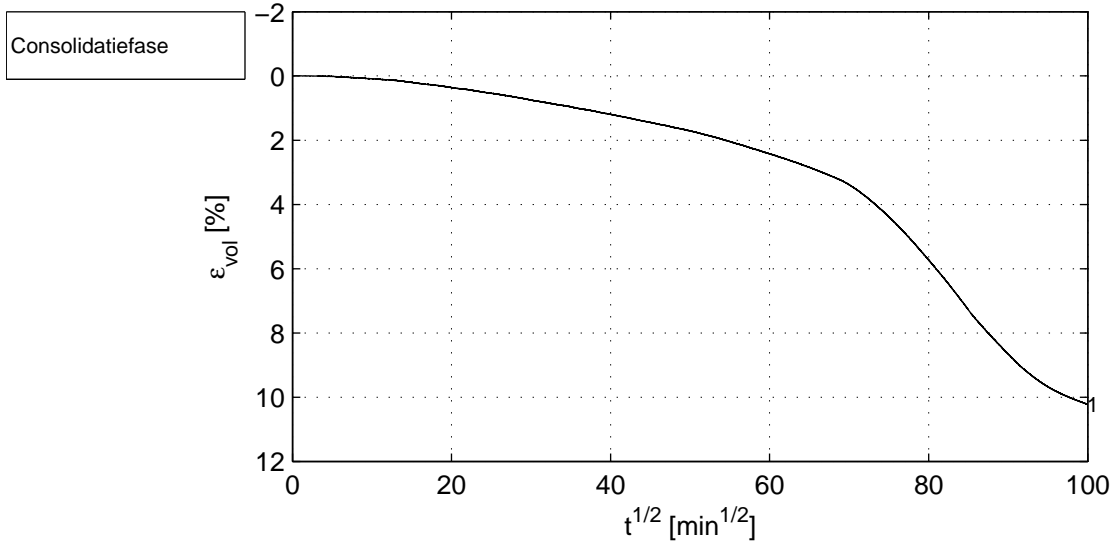
bijlage
TX8

pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.97		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	74.8		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	120.0		
	V_c [cm ³]	425.8		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1403		
	w_c [%]	98.9		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.028		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	-1.9		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	MP (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	-47.4		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	23.7		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	3.51		
	E_{50} [MPa]	2.0		
	w_e [%]	100.1		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	37.9	-6.4	6.4
5.0	32.1	-14.8	14.8
10.0	28.2	-20.3	20.3
$\epsilon_{1,max}$ [%]	25.4	23.7	23.7

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-02-08	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek				project	Versie
Boring OVP_C1, Sample 8, depth 0.00 till 0.00m GL				11200999.4	1.1
CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				bijlage	pag.
				TX8	3



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C1, Sample 8, depth 0.00 till 0.00m GL

project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX8

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-08

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 8, depth 0.00 till 0.00m GL

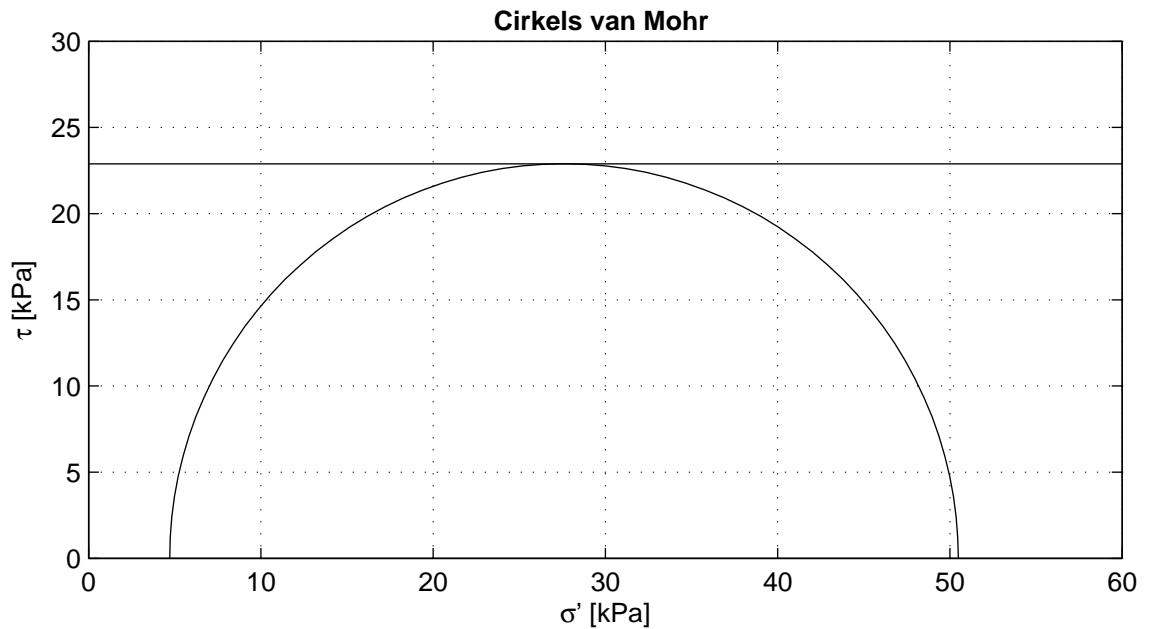
project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX8

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	22.9

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	9		
m_i [g]	648.3		
D_i [mm]	67.1		
h_i [mm]	133.5		
w_i [%]	113.9		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1373		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	642		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei.
Extensie proef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 9, depth 0.00 till 0.00m GL

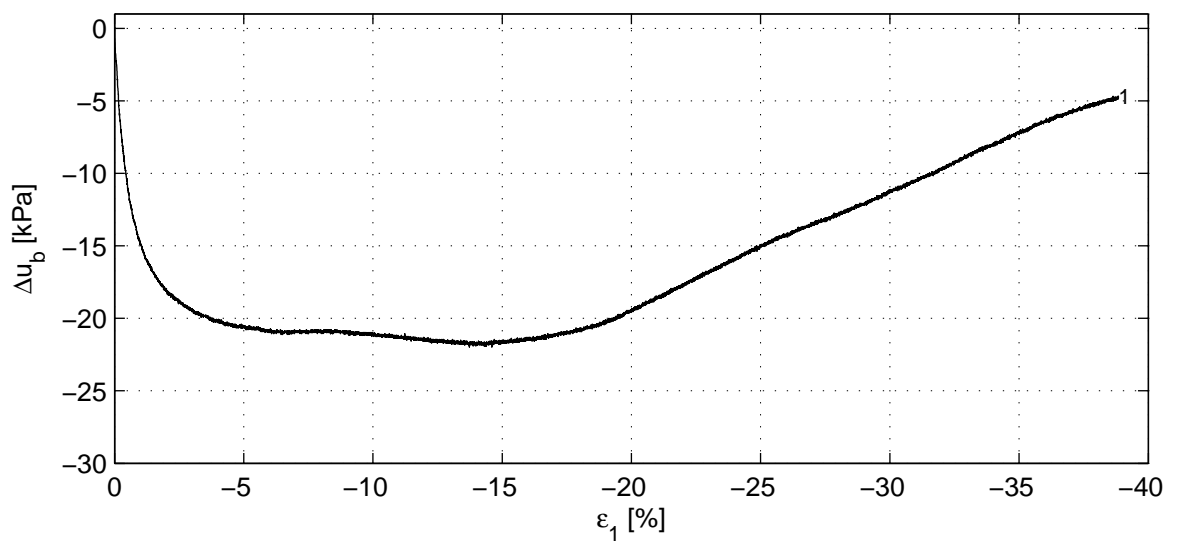
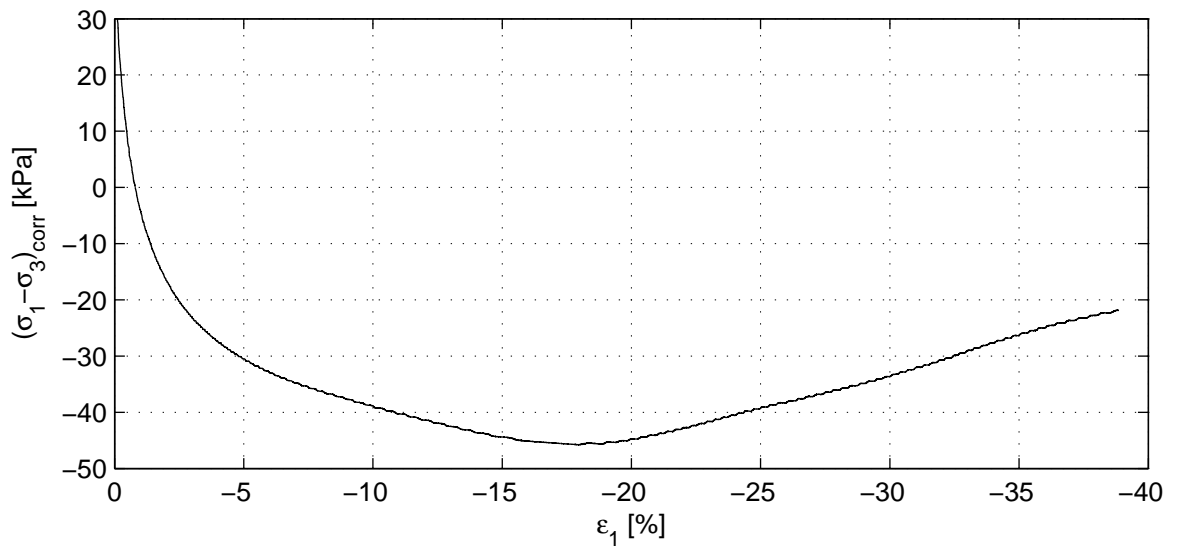
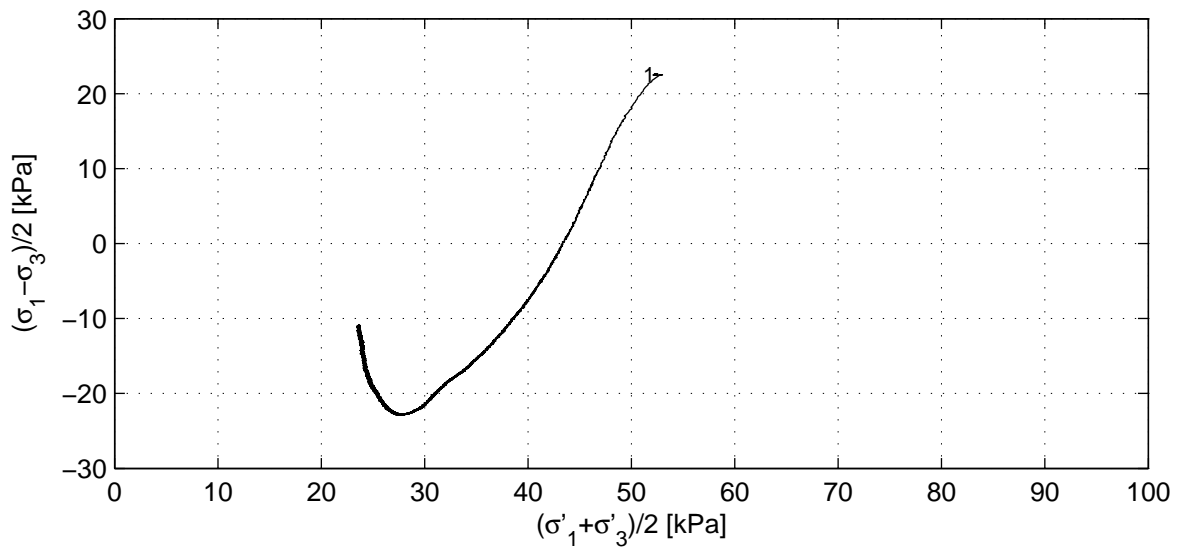
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX9

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 9, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

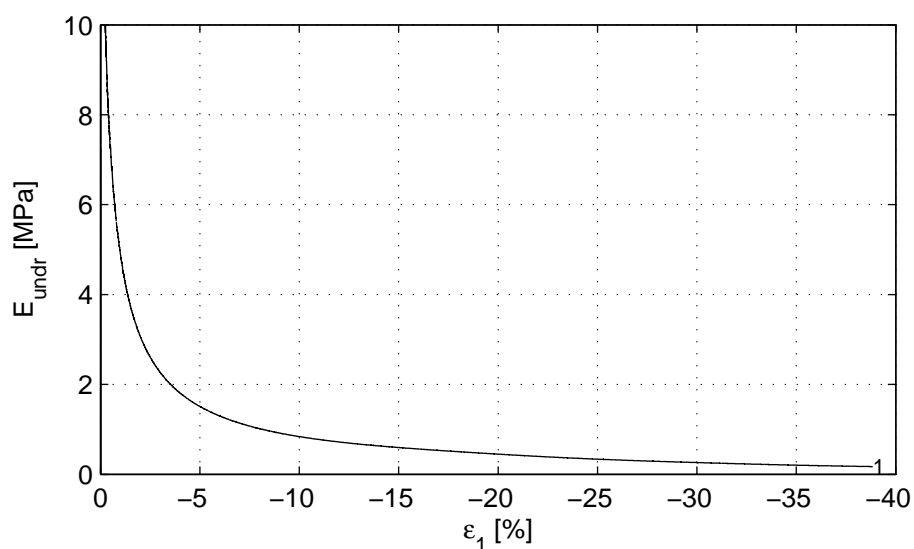
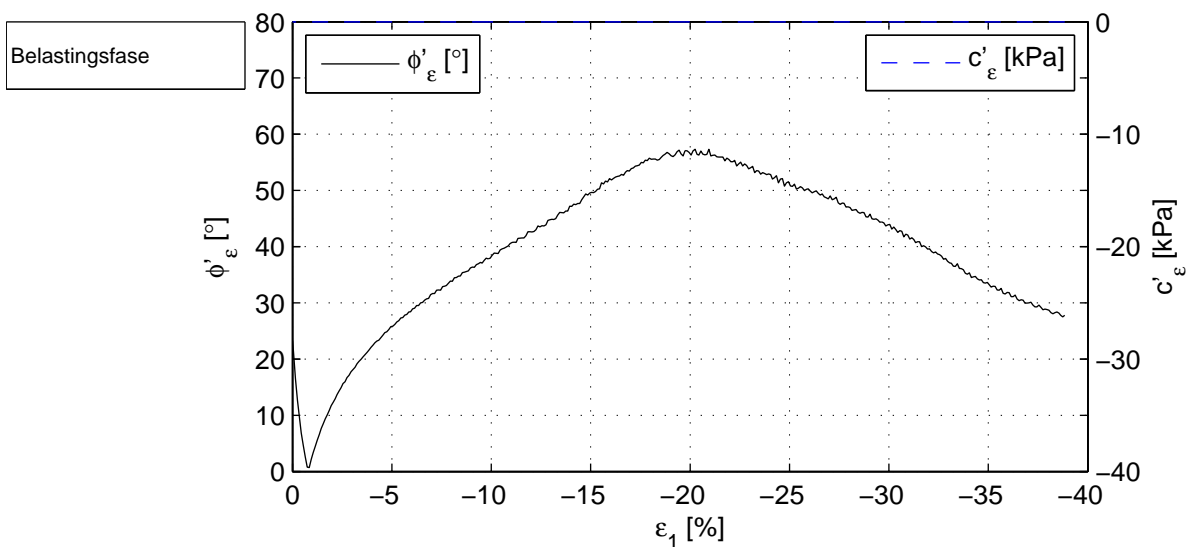
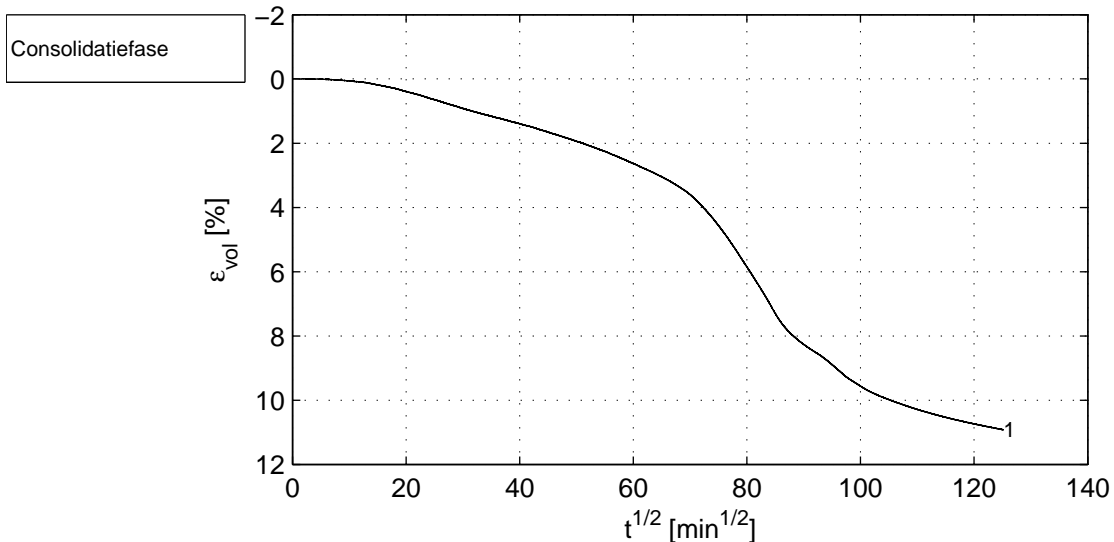
bijlage
TX9

pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.98		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	74.8		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	119.1		
	V_c [cm ³]	420.5		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1419		
	w_c [%]	96.9		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.009		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	-2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	MP (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	-45.8		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	22.9		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	2.93		
	E_{50} [MPa]	2.3		
	w_e [%]	99.6		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	39.7	-8.1	8.1
5.0	35.1	-15.2	15.2
10.0	31.6	-19.4	19.4
$\epsilon_{1,max}$ [%]	27.6	22.9	22.9

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-02-08	grw
	POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek Boring OVP_C1, Sample 9, depth 0.00 till 0.00m GL CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004			project	Versie
			11200999.4	1.1	
			bijlage	pag.	
			TX9	3	



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-08

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 9, depth 0.00 till 0.00m GL

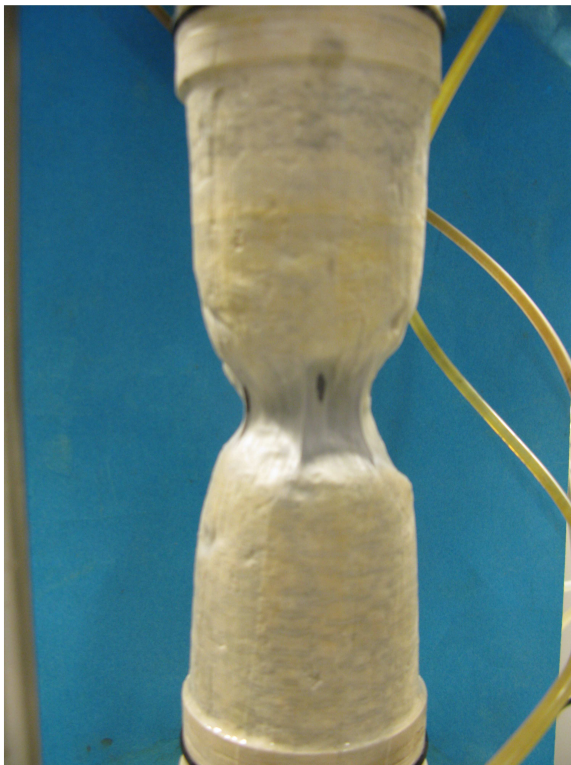
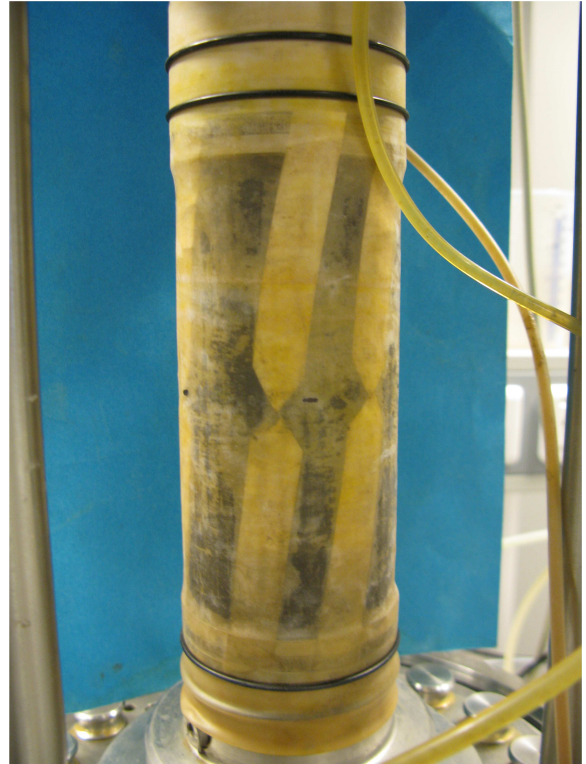
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX9

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-08

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 9, depth 0.00 till 0.00m GL

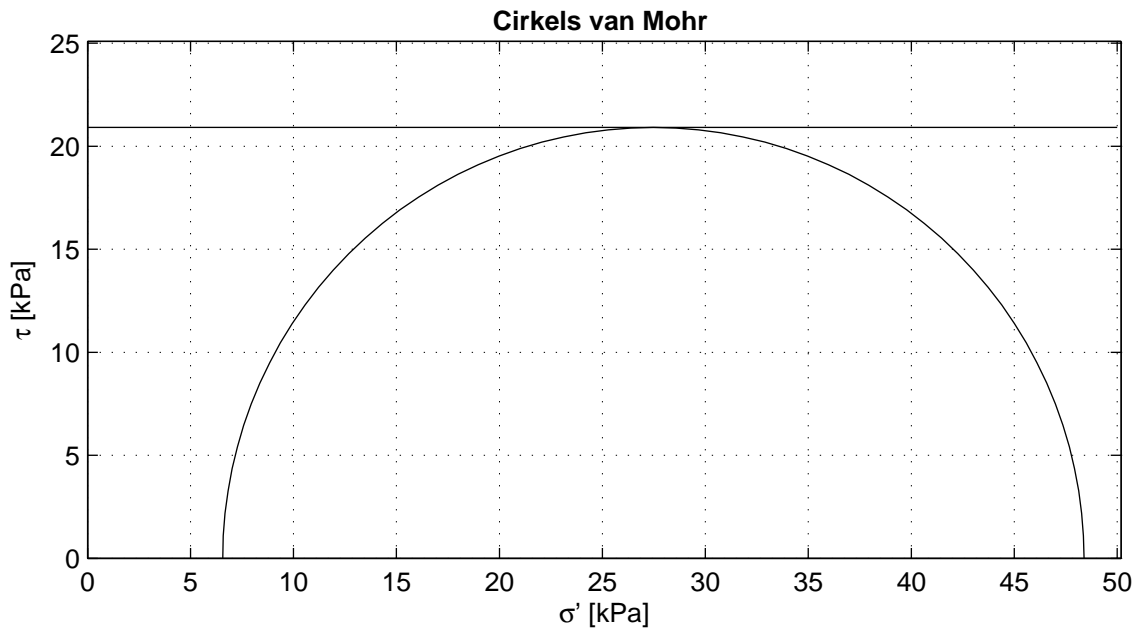
project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX9

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	20.9

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	10		
m_i [g]	630.2		
D_i [mm]	67.0		
h_i [mm]	130.0		
w_i [%]	111.6		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1375		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	650		
Grondsoort	OVP klei		

Remoulded OVP klei.
Extensie proef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 10, depth 0.00 till 0.00m GL

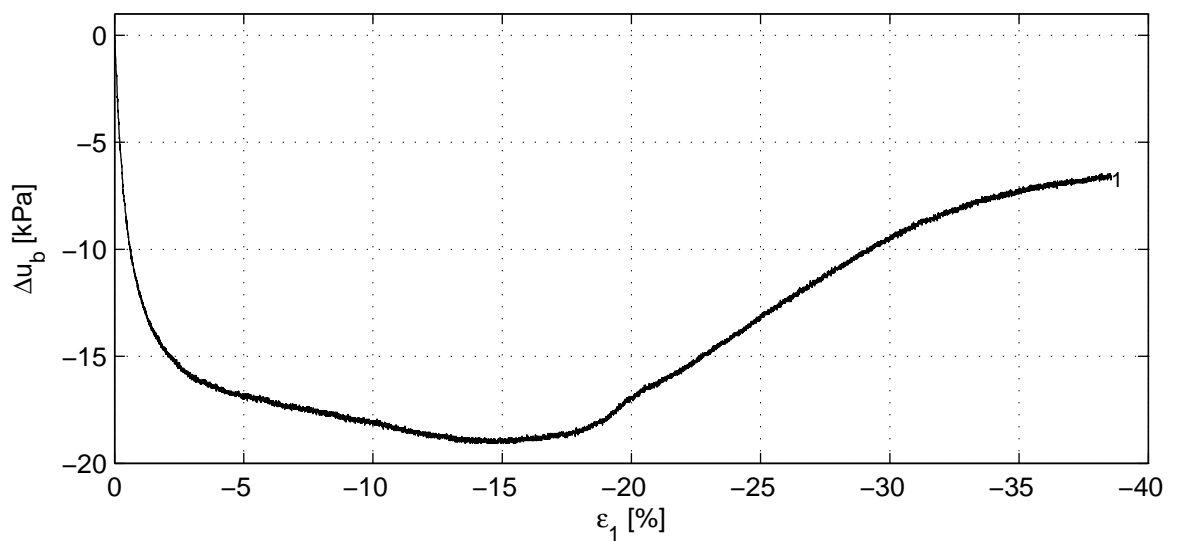
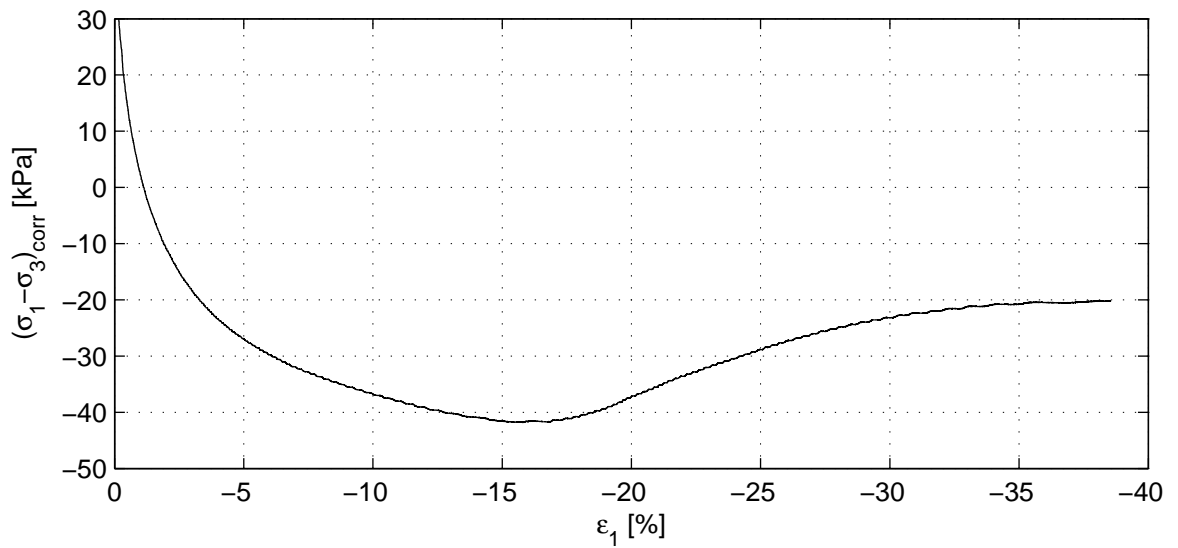
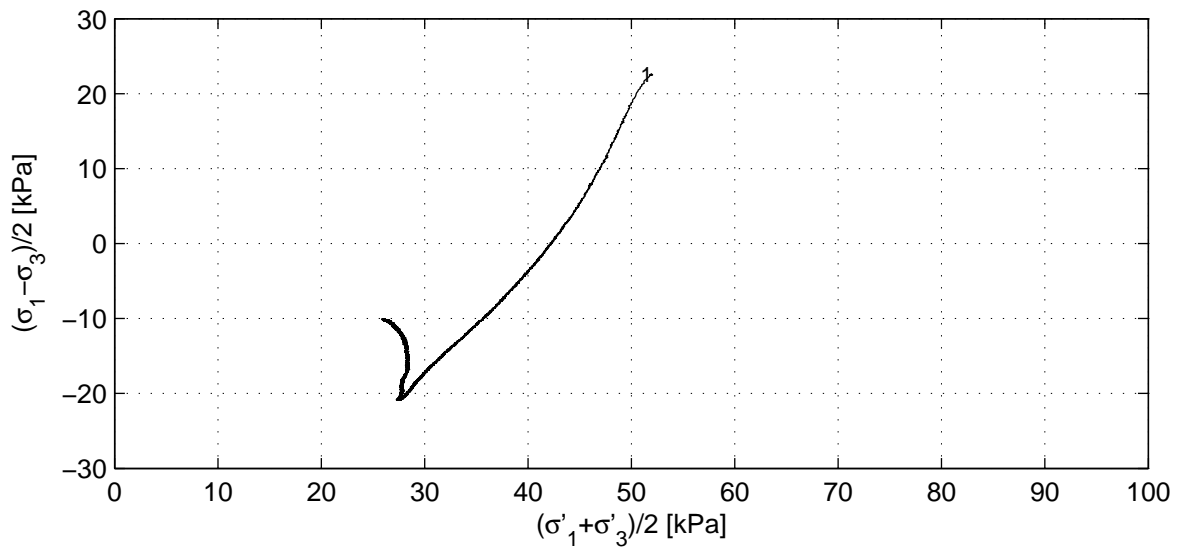
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX10

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 10, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX10

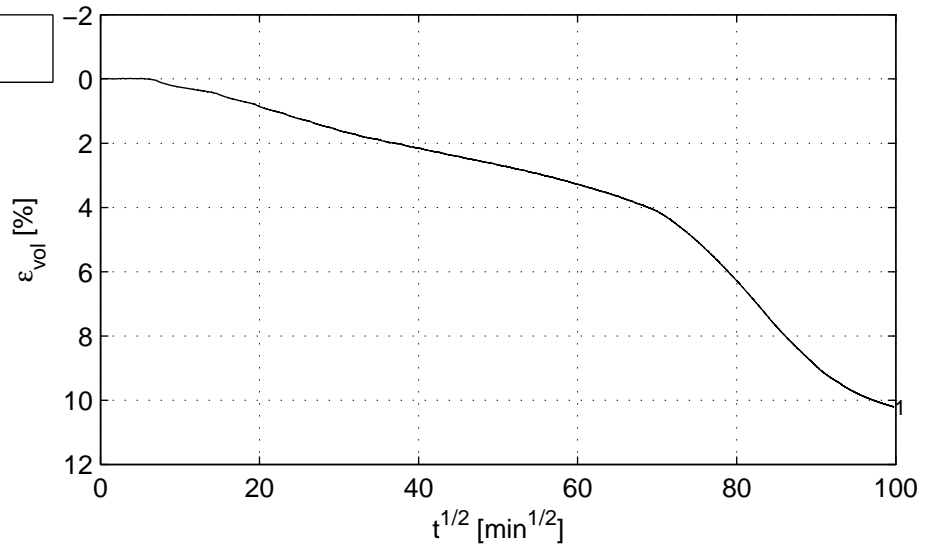
pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	74.5		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	116.9		
	V_c [cm ³]	411.5		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1418		
	w_c [%]	95.9		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.028		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	-2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	MP (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	-41.8		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	20.9		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	3.46		
	E_{50} [MPa]	1.9		
	w_e [%]	99.9		
	Bezwijkfiguur			

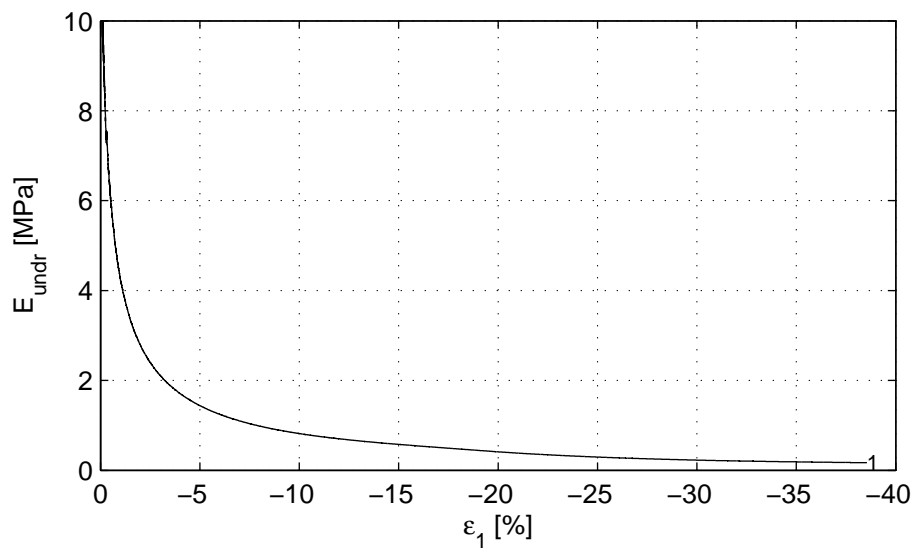
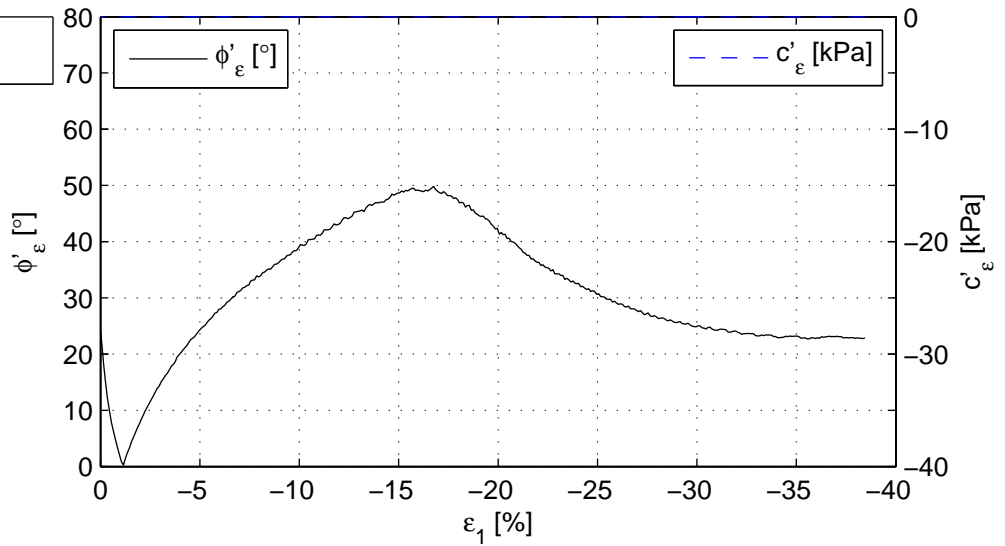
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	39.0	-5.2	5.2
5.0	32.9	-13.4	13.4
10.0	29.2	-18.3	18.3
$\epsilon_{1,max}$ [%]	27.5	20.9	20.9

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-02-09	grw
	POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek Boring OVP_C1, Sample 10, depth 0.00 till 0.00m GL CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004			project	Versie
			11200999.4	1.1	
			bijlage	pag.	
			TX10	3	

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-02-09

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 10, depth 0.00 till 0.00m GL

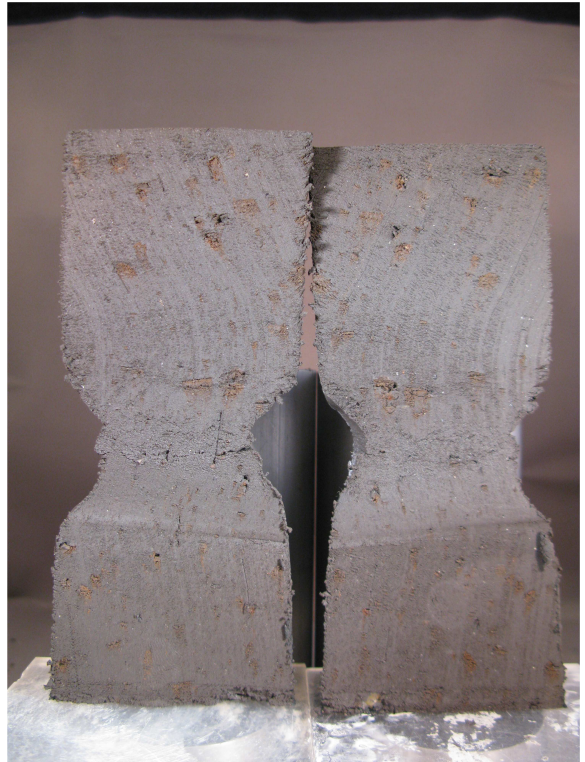
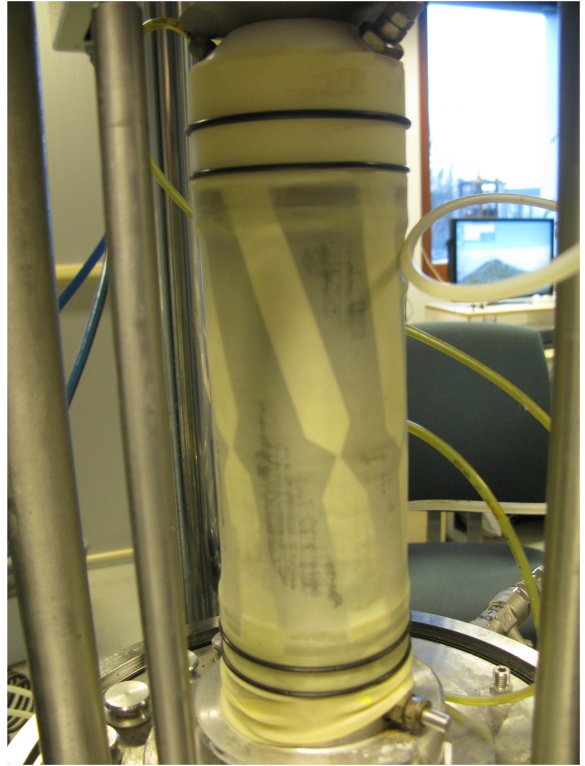
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX10

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-09

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, Sample 10, depth 0.00 till 0.00m GL

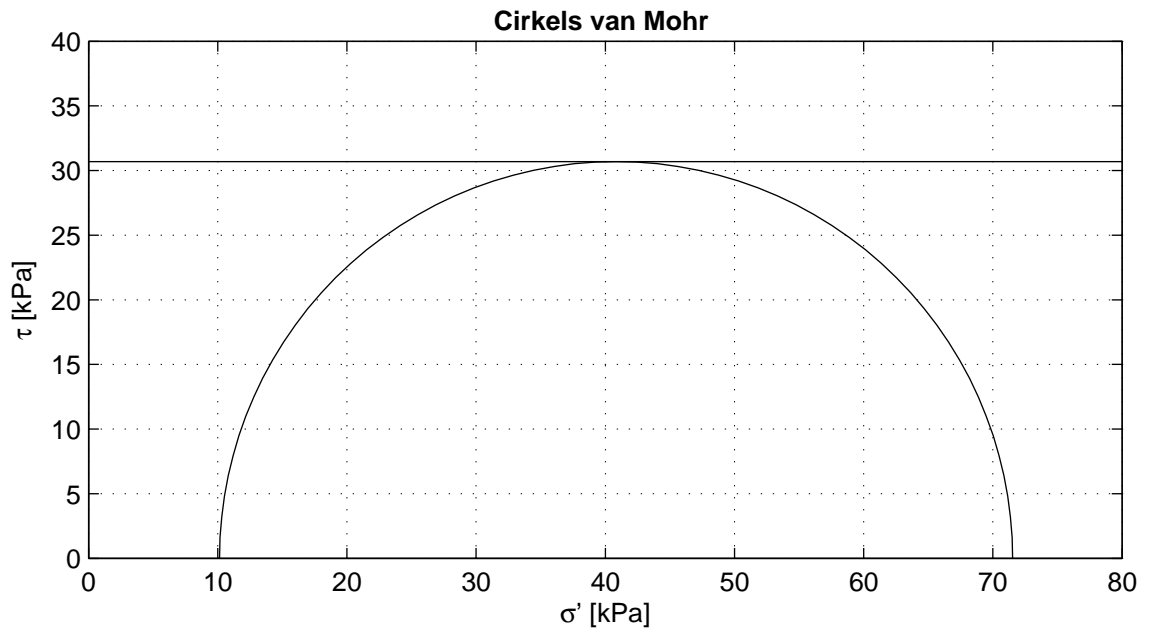
project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX10

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	30.7

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	17		
m_i [g]	646.6		
D_i [mm]	67.0		
h_i [mm]	134.0		
w_i [%]	115.9		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1369		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	634		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 17, depth 0.00 till 0.00m GL

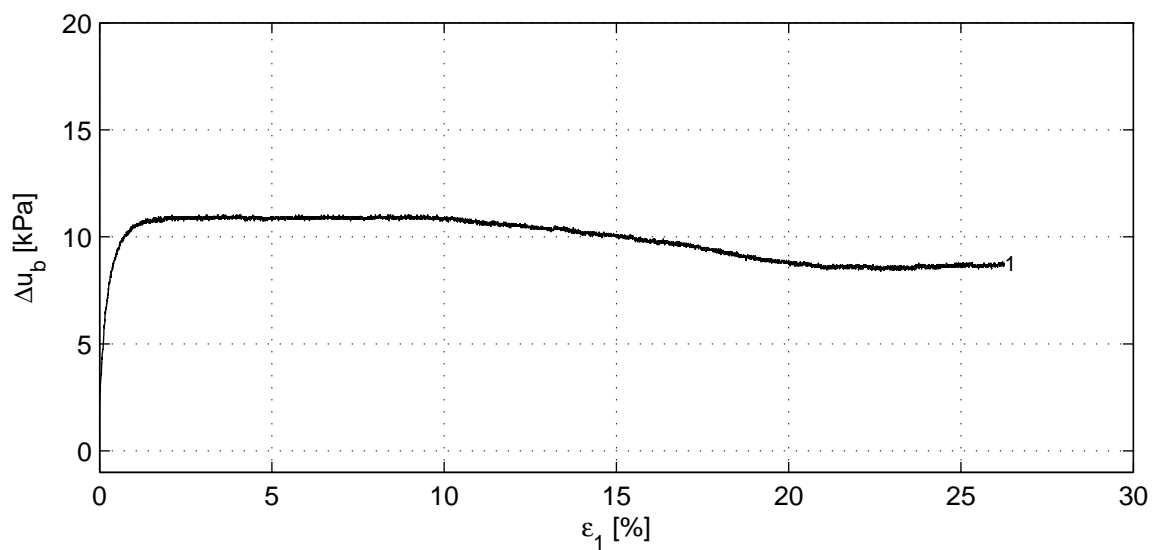
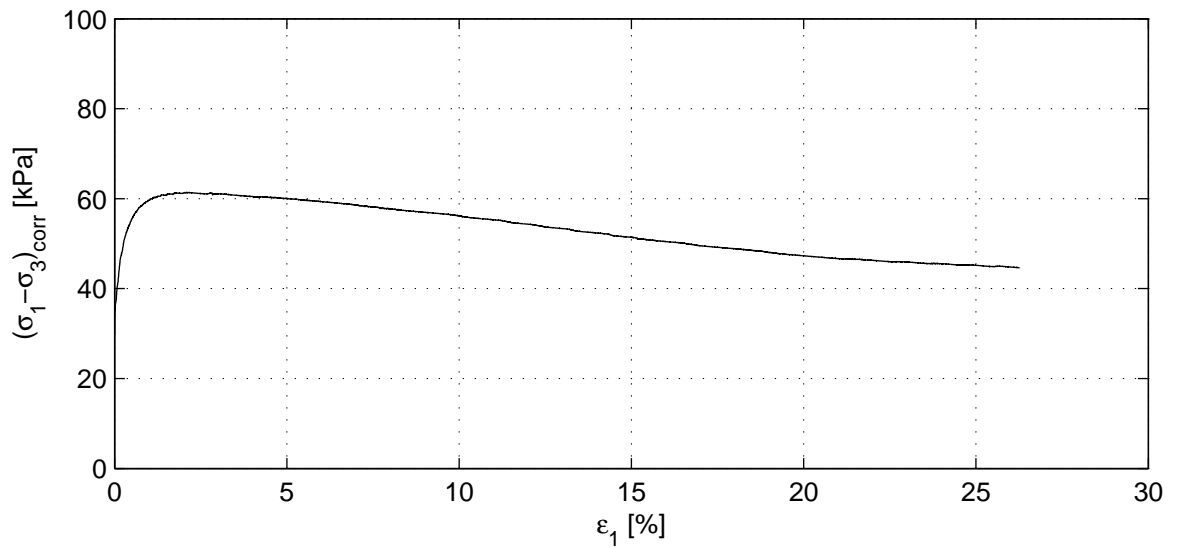
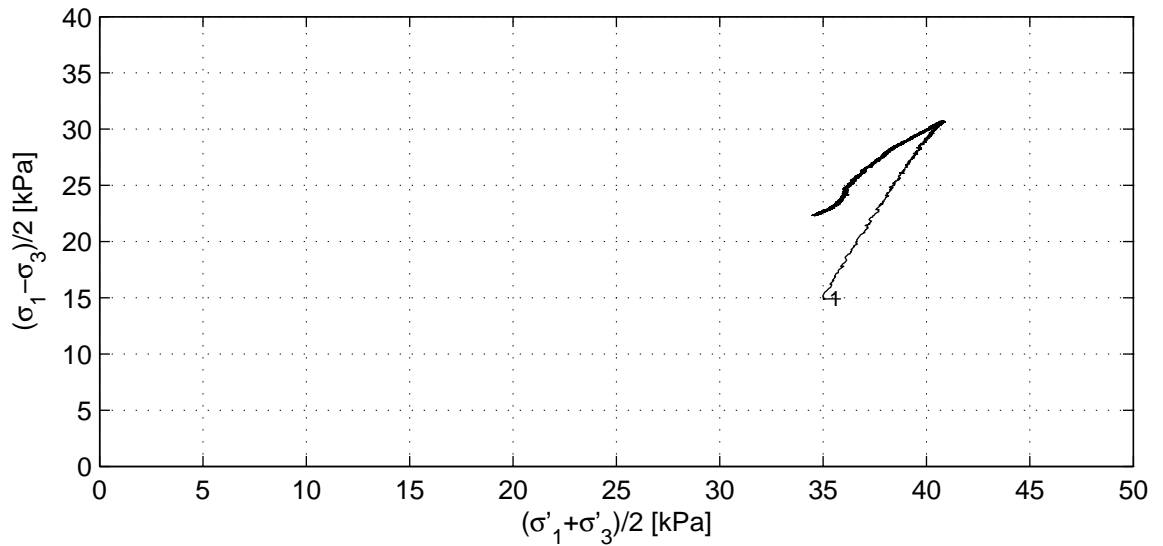
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX17

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft

Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273

Telefax (0)88 335 8582

Homepage:

www.deltares.nl

datum

2018-03-06

get.

grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C2, Sample 17, depth 0.00 till 0.00m GL

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

project

11200999.4

Versie

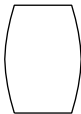
1.1

bijlage

TX17

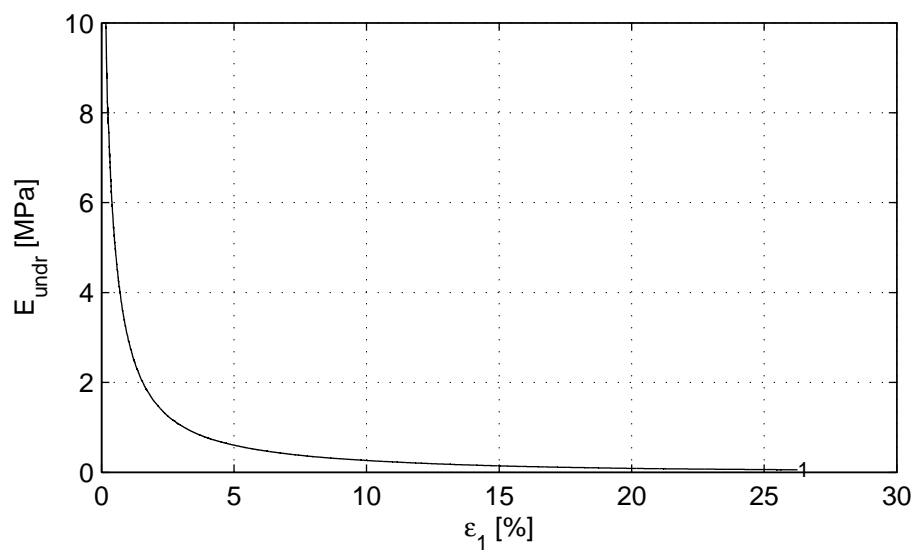
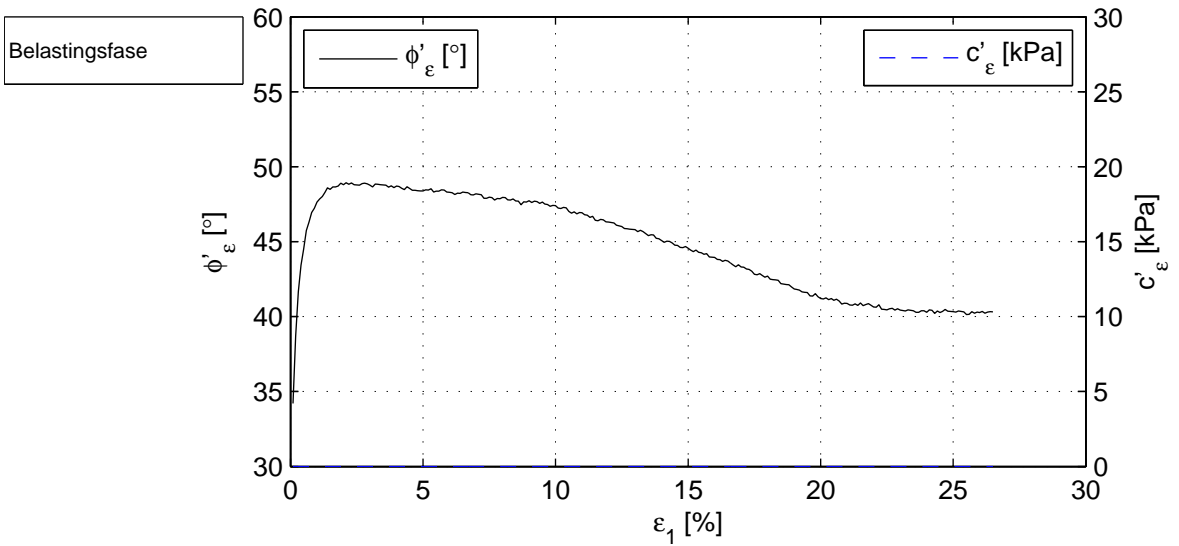
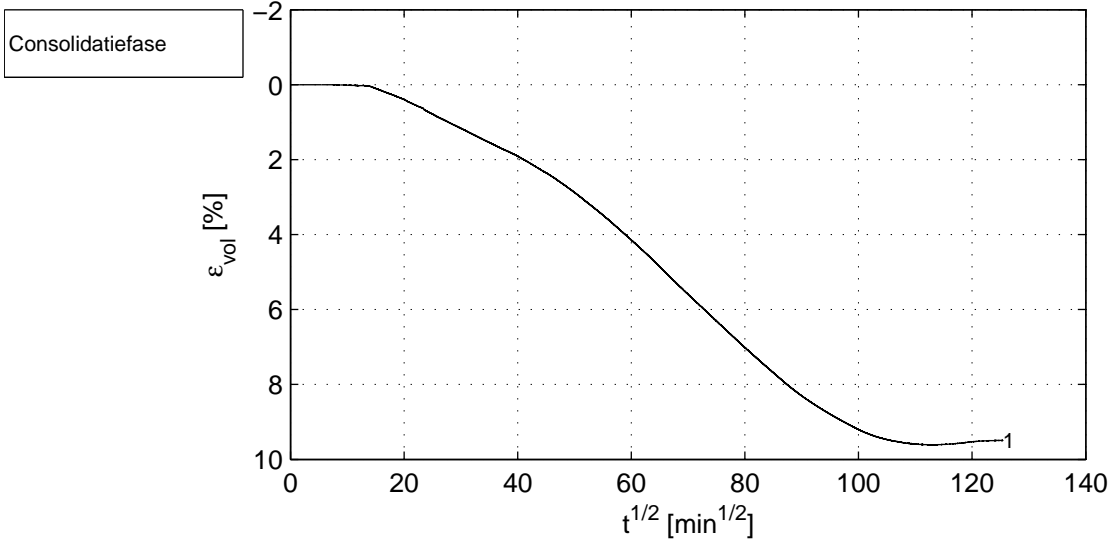
pag.

2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.98		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	30.3		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	121.3		
	V_c [cm ³]	427.6		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1407		
	w_c [%]	101.0		
	u_{bk} [kPa]	298		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	-0.002		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	61.4		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	30.7		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.15		
	E_{50} [MPa]	10.5		
	w_e [%]	106.3		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	40.7	30.6	30.6
5.0	40.2	30.0	30.0
10.0	38.2	28.1	28.1
$\epsilon_{1,max}$ [%]	40.8	30.7	30.7

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-03-06	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek				project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 17, depth 0.00 till 0.00m GL				11200999.4	1.1
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				bijlage	pag.
				TX17	3



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 17, depth 0.00 till 0.00m GL

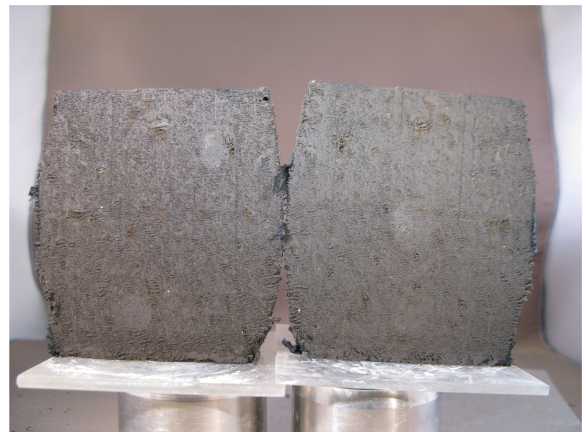
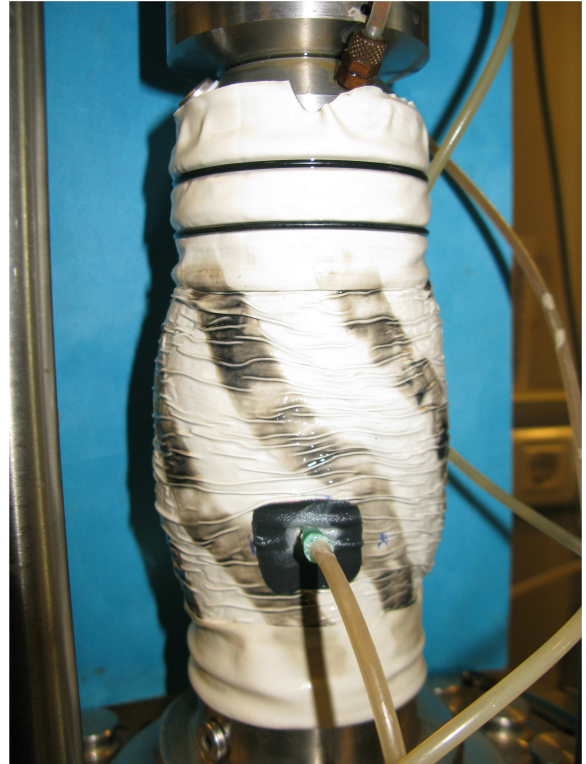
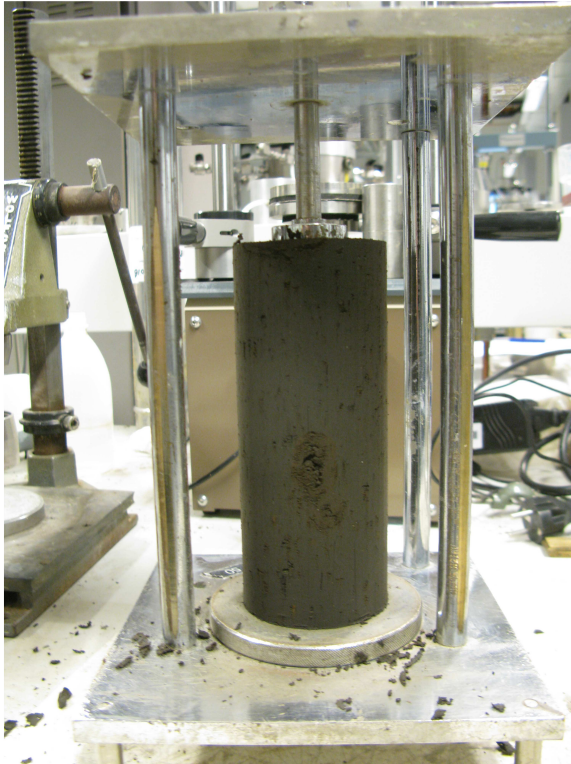
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX17

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-03-06

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 17, depth 0.00 till 0.00m GL

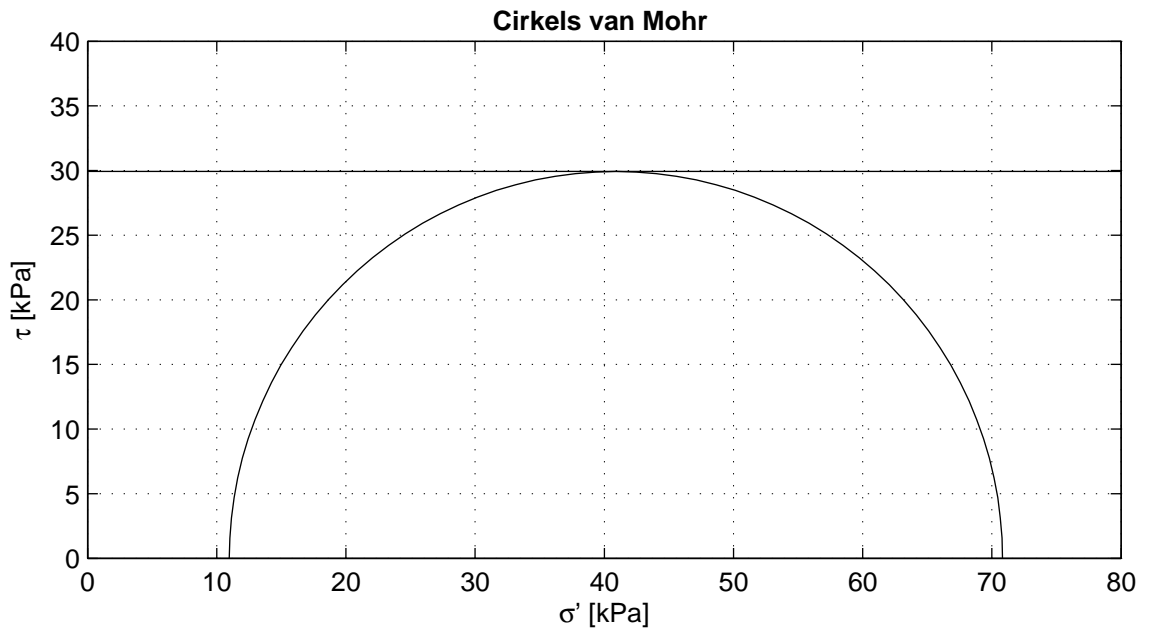
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX17

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	29.9

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	18		
m_i [g]	653.1		
D_i [mm]	66.8		
h_i [mm]	136.0		
w_i [%]	114.1		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1370		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	640		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 18, depth 0.00 till 0.00m GL

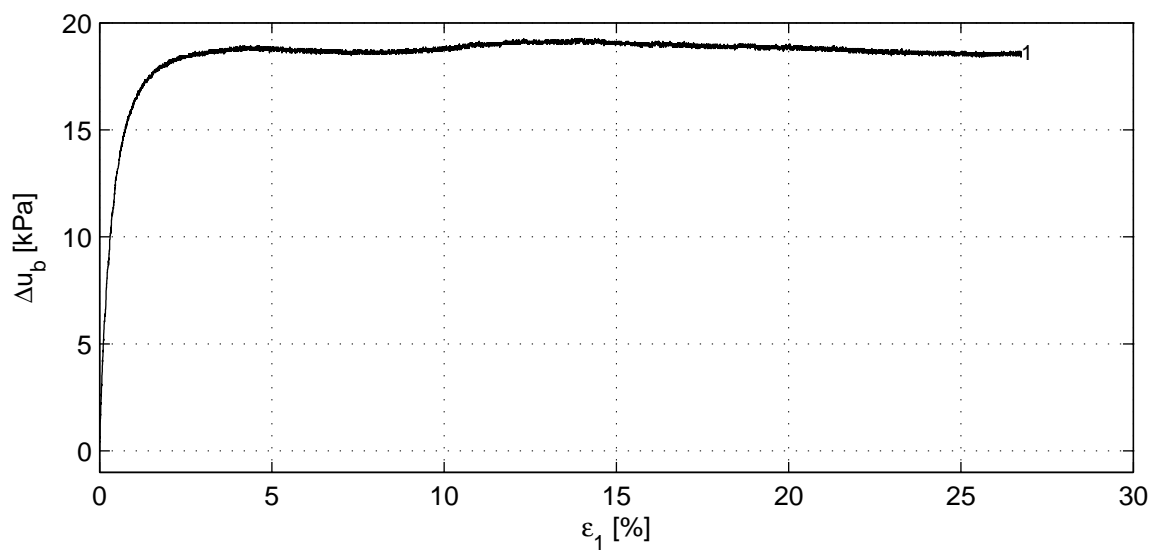
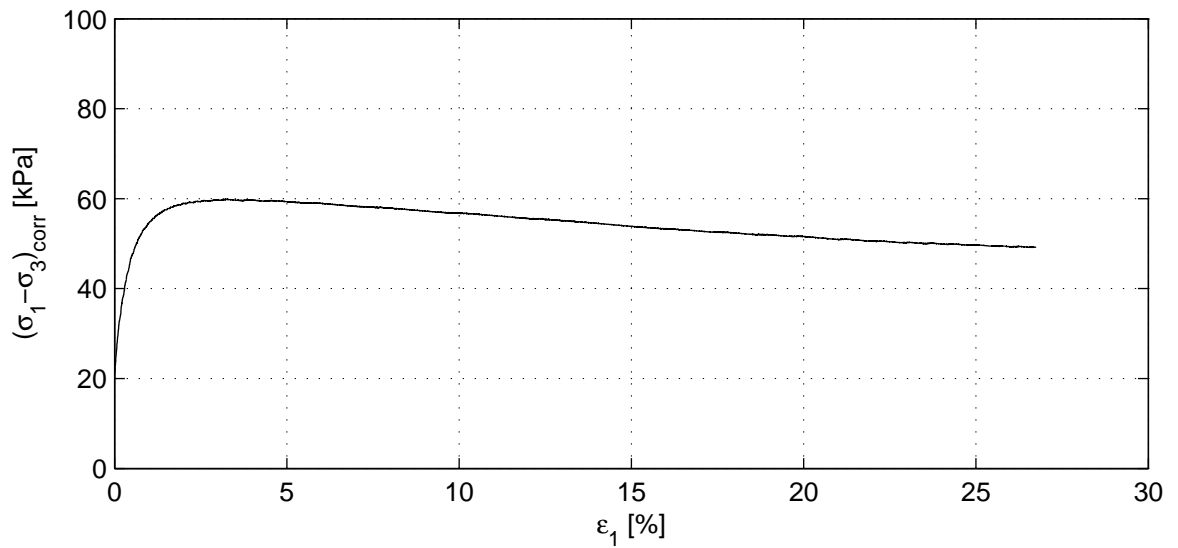
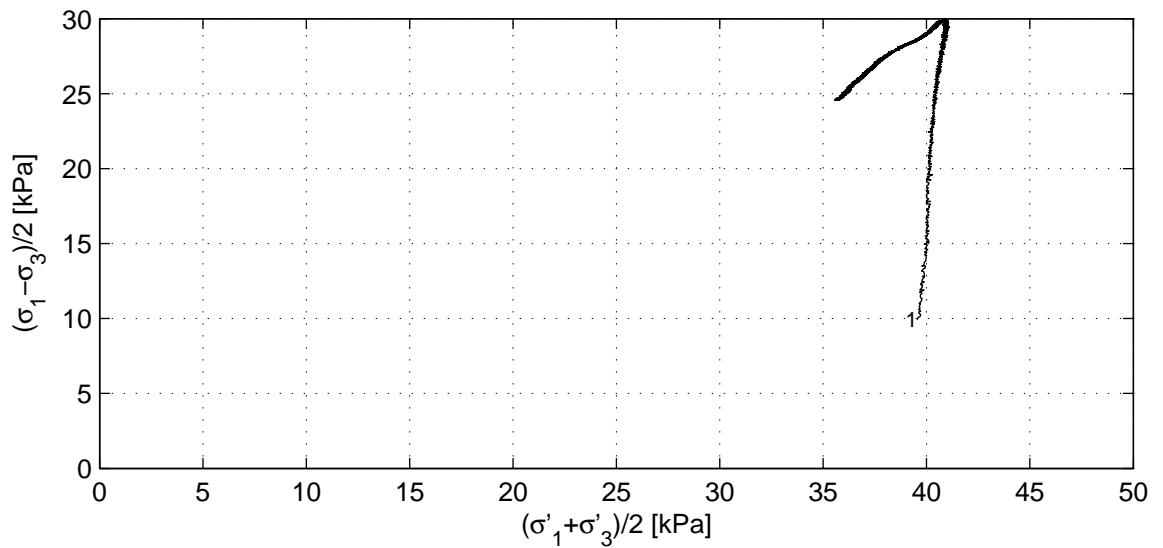
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX18

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 18, depth 0.00 till 0.00m GL

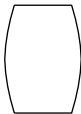
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX18

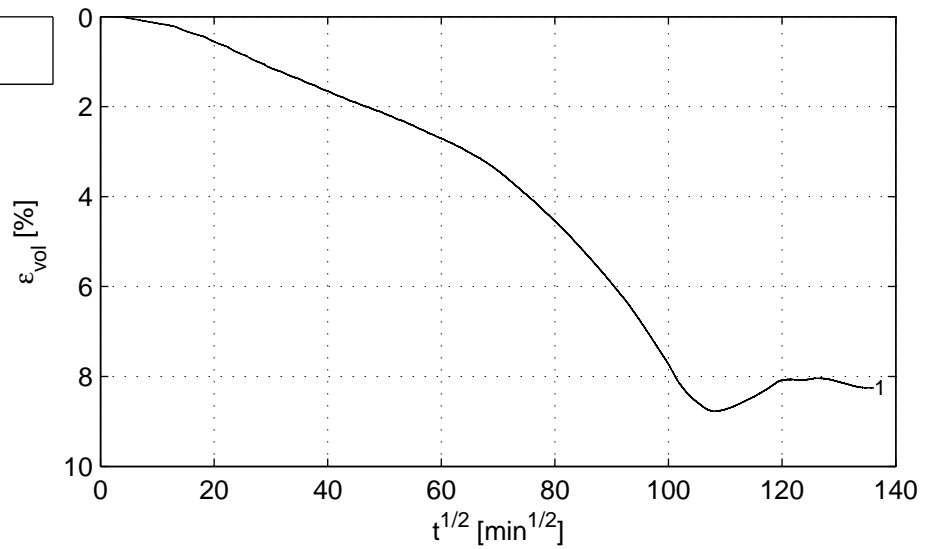
pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.98		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	31.3		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	124.7		
	V_c [cm ³]	437.3		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1404		
	w_c [%]	101.2		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.005		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	1.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	59.9		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	29.9		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.29		
	E_{50} [MPa]	6.9		
	w_e [%]	106.4		
	Bezwijkfiguur			

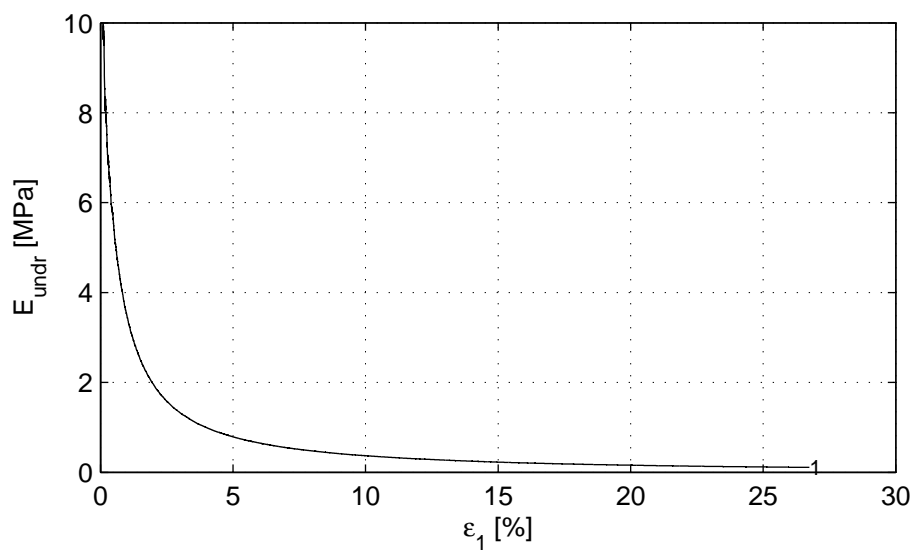
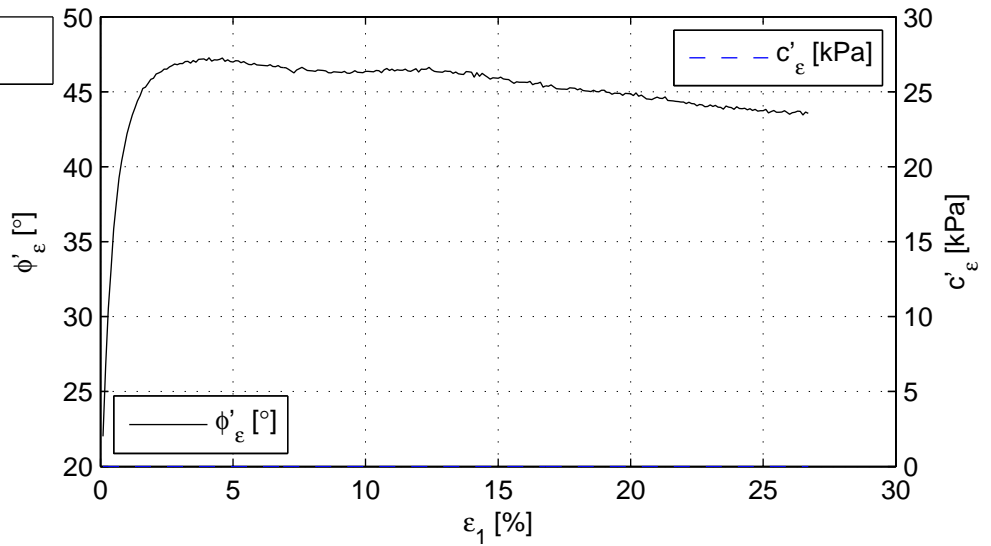
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	41.0	29.5	29.5
5.0	40.6	29.7	29.7
10.0	39.2	28.4	28.4
$\epsilon_{1,max}$ [%]	40.9	29.9	29.9

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-03-06	grw
	POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek			project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 18, depth 0.00 till 0.00m GL			11200999.4	1.1	
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004			bijlage	pag.	
			TX18	3	

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 18, depth 0.00 till 0.00m GL

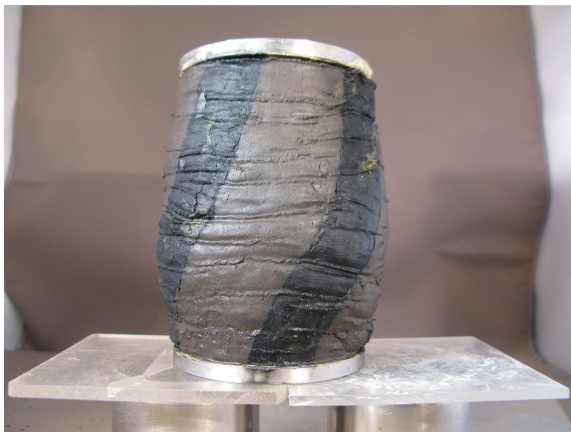
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX18

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-03-06

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 18, depth 0.00 till 0.00m GL

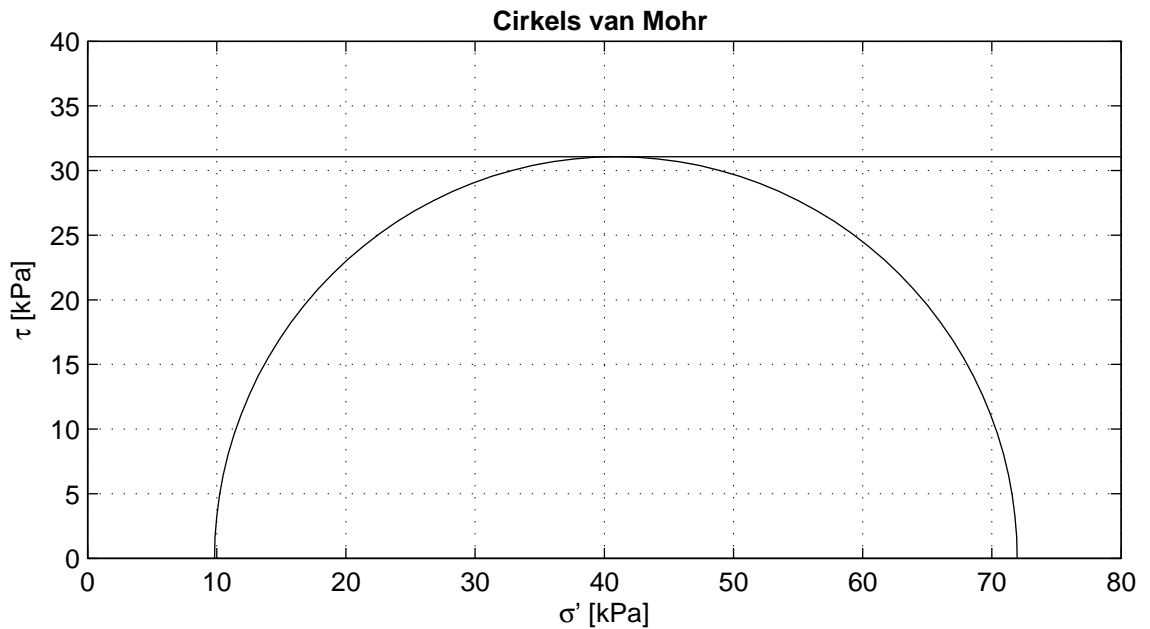
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX18

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	31.1

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	19		
m_i [g]	646.5		
D_i [mm]	66.7		
h_i [mm]	134.4		
w_i [%]	114.3		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1377		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	643		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei. Proef met naald.
Waterspanning bodemsensor gebruikt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 19, depth 0.00 till 0.00m GL

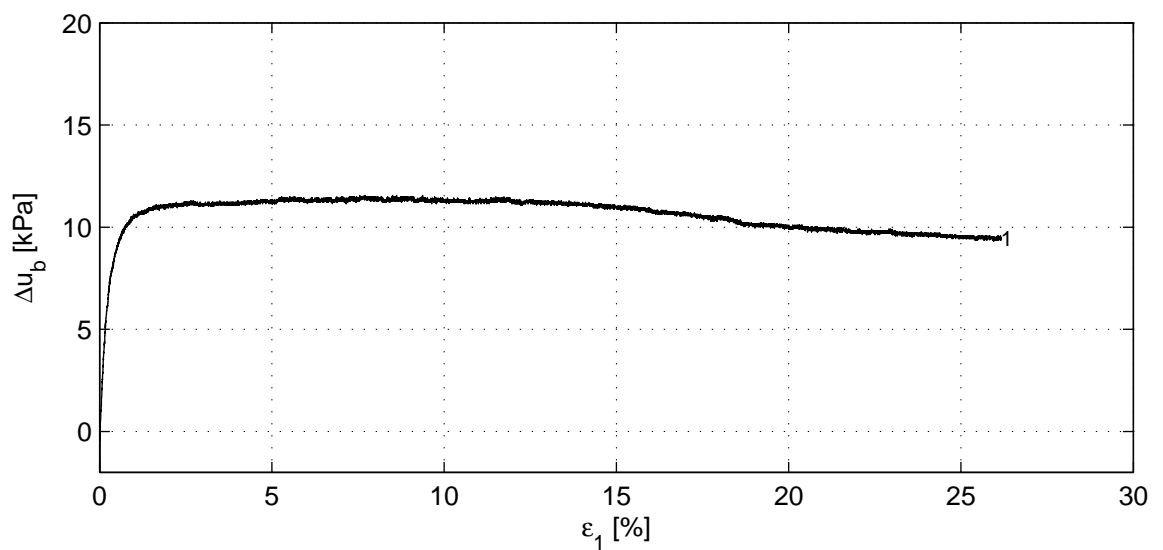
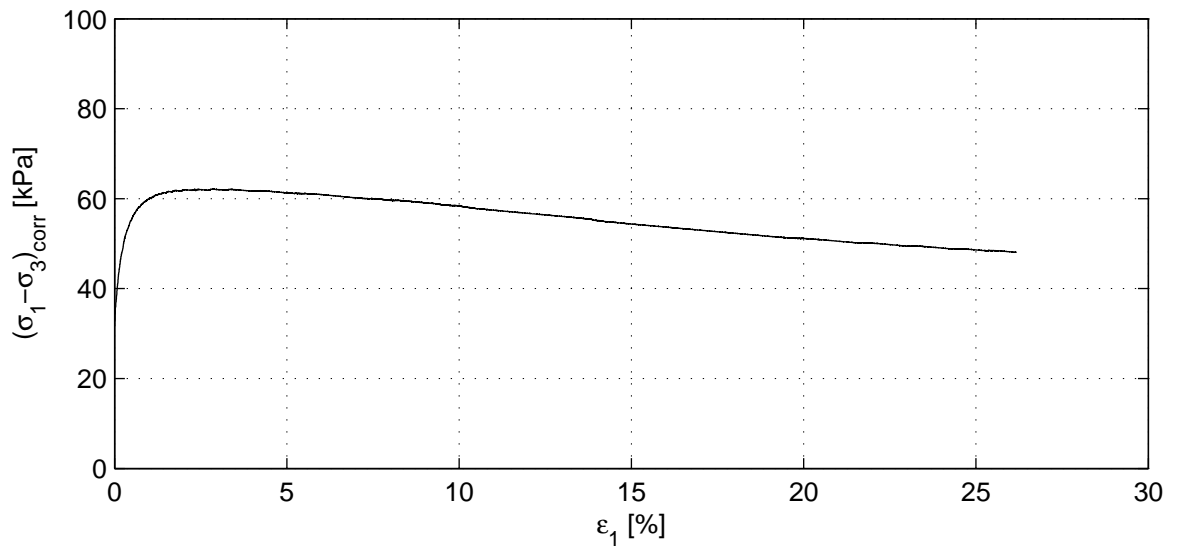
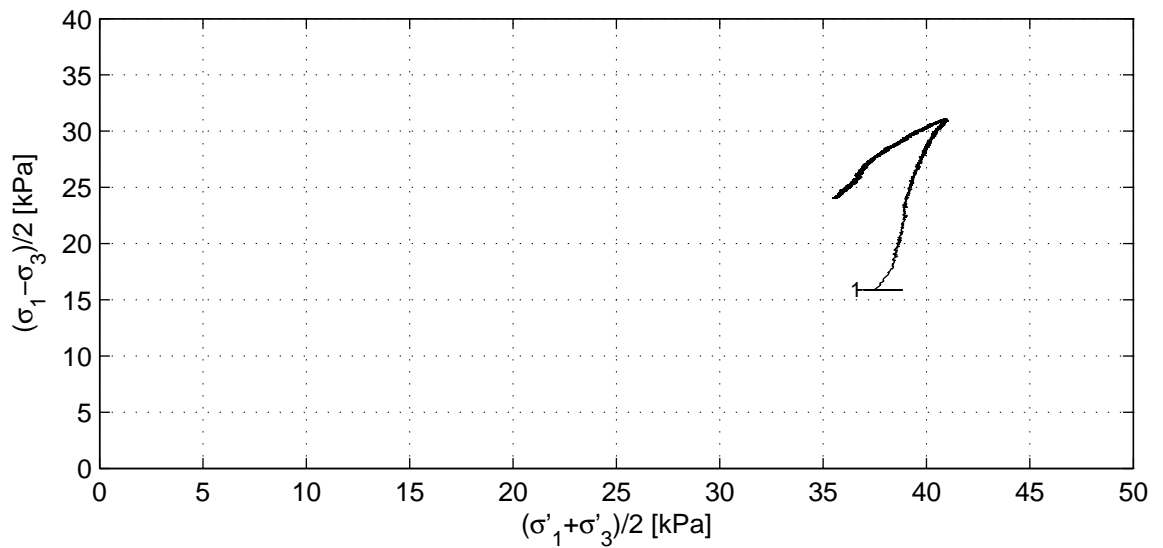
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX19

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft

Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273

Telefax (0)88 335 8582

Homepage:

www.deltares.nl

datum

2018-03-06

get.

grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C2, Sample 19, depth 0.00 till 0.00m GL

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

project

11200999.4

Versie

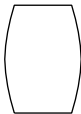
1.1

bijlage

TX19

pag.

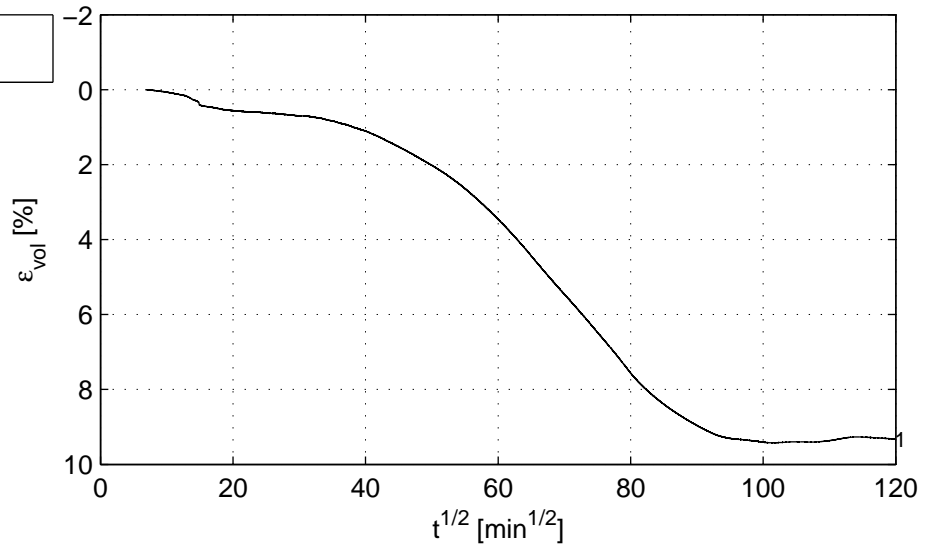
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	32.1		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	121.9		
	V_c [cm ³]	425.8		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1415		
	w_c [%]	99.7		
	u_{bk} [kPa]	299		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.002		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	1.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	62.1		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	31.1		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	0.18		
	E_{50} [MPa]	8.3		
	w_e [%]	105.7		
	Bezwijkfiguur			

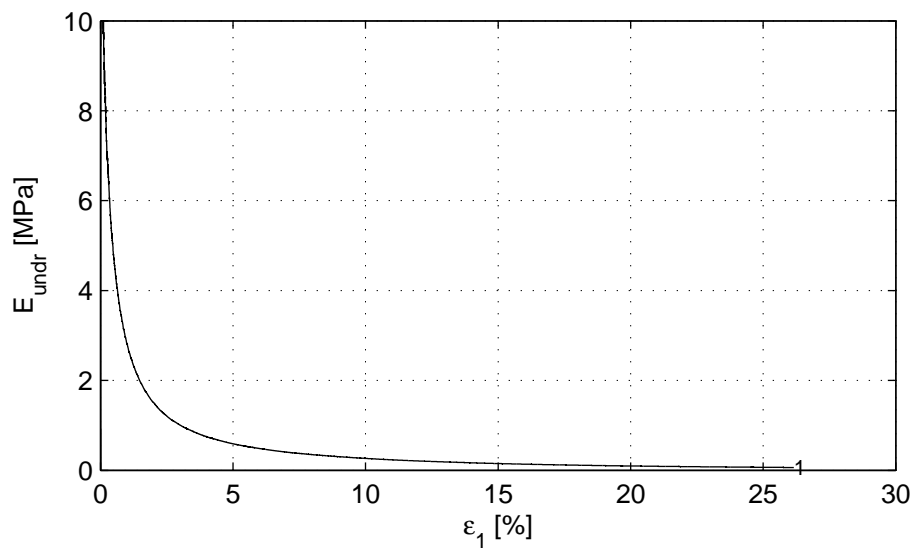
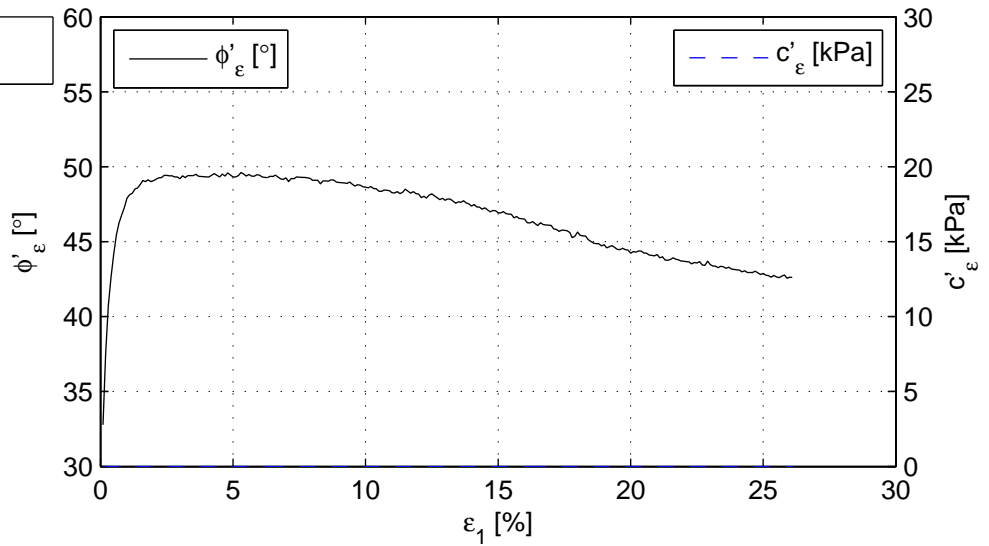
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	41.0	31.0	31.0
5.0	40.4	30.6	30.6
10.0	38.9	29.2	29.2
$\epsilon_{1,max}$ [%]	40.9	31.1	31.1

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-03-06	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek				project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 19, depth 0.00 till 0.00m GL				11200999.4	1.1
CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				bijlage	pag.
				TX19	3

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-06

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 19, depth 0.00 till 0.00m GL

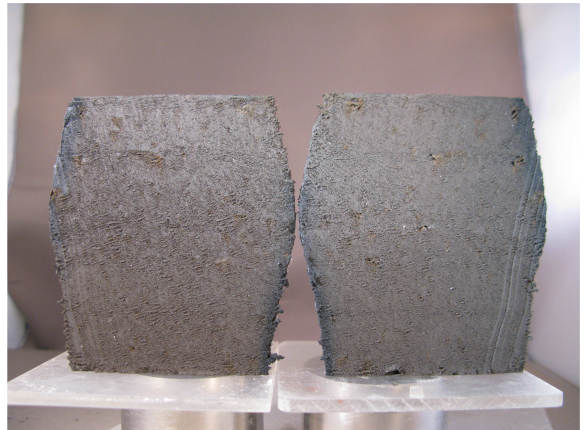
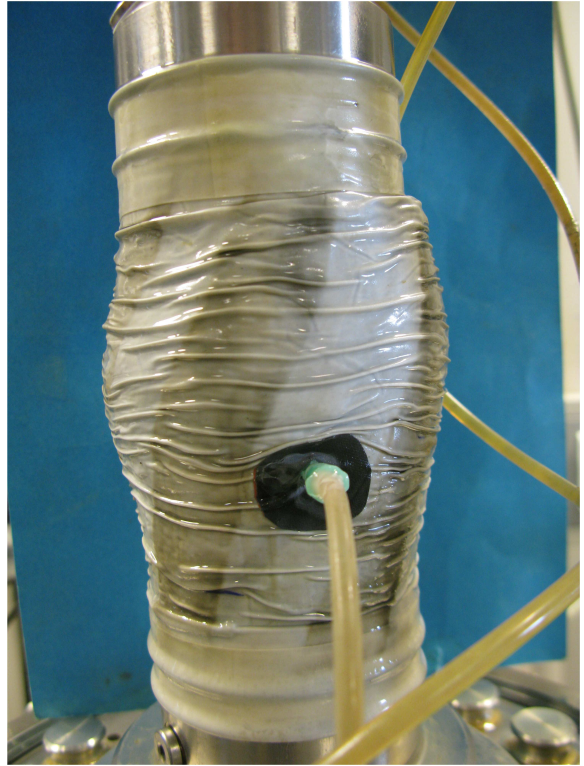
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX19

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-03-06

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 19, depth 0.00 till 0.00m GL

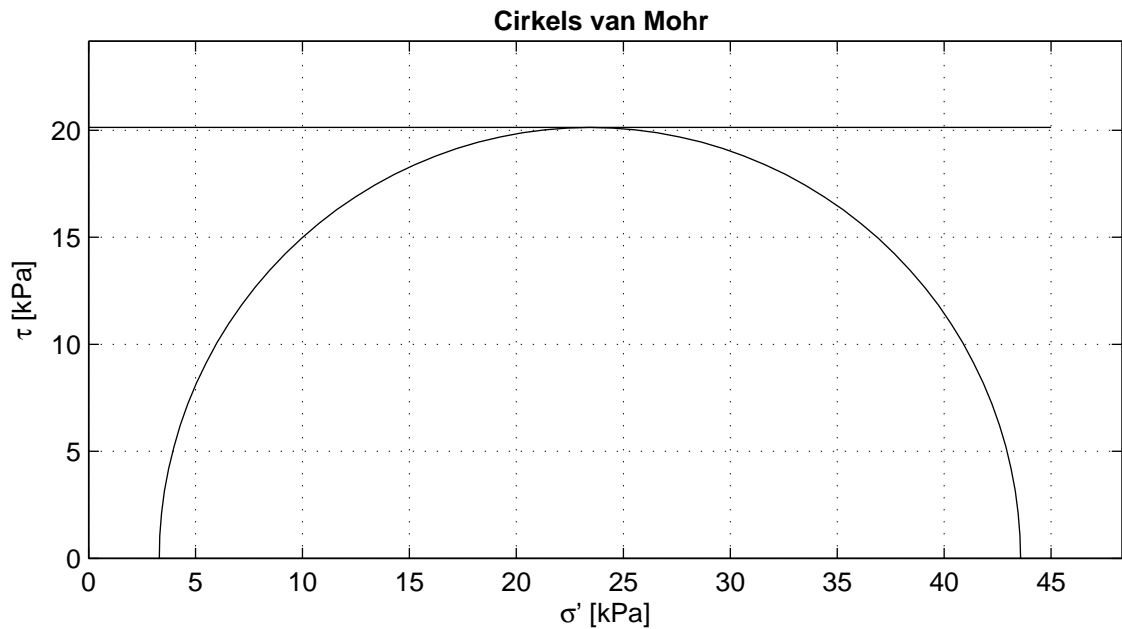
project
11200999.4

version
1.1

CU Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX19

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	20.1

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	20		
m_i [g]	648.6		
D_i [mm]	67.0		
h_i [mm]	133.8		
w_i [%]	113.7		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1375		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	643		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei.
Extensieproef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 20, depth 0.00 till 0.00m GL

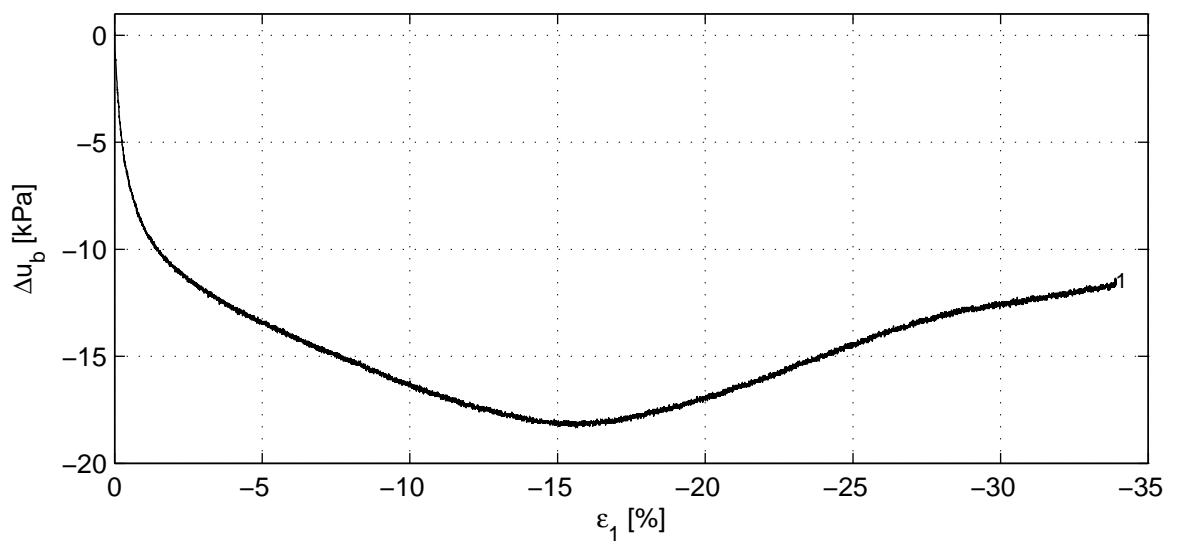
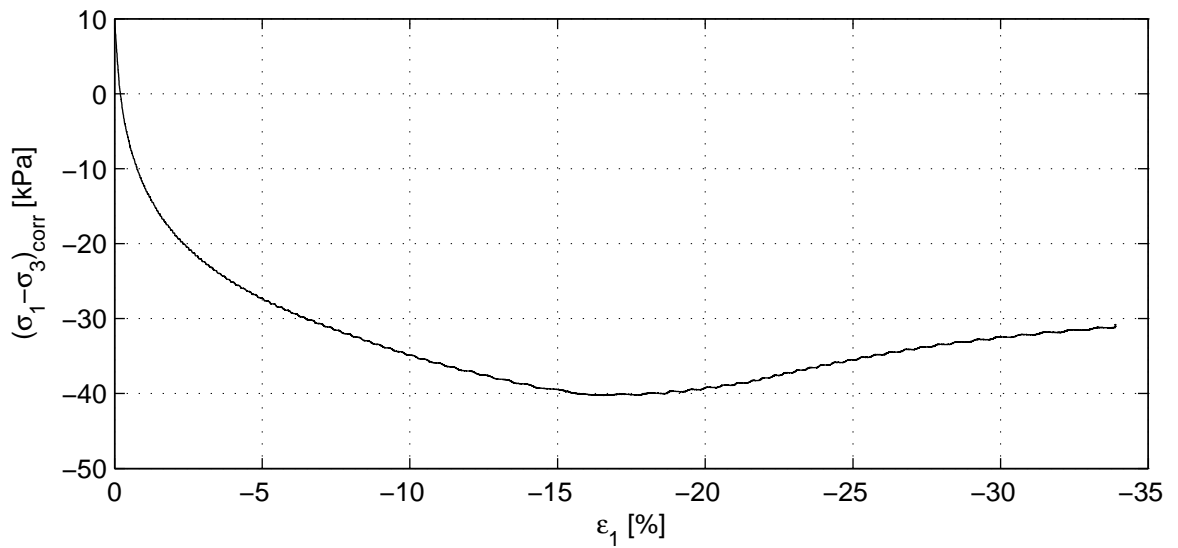
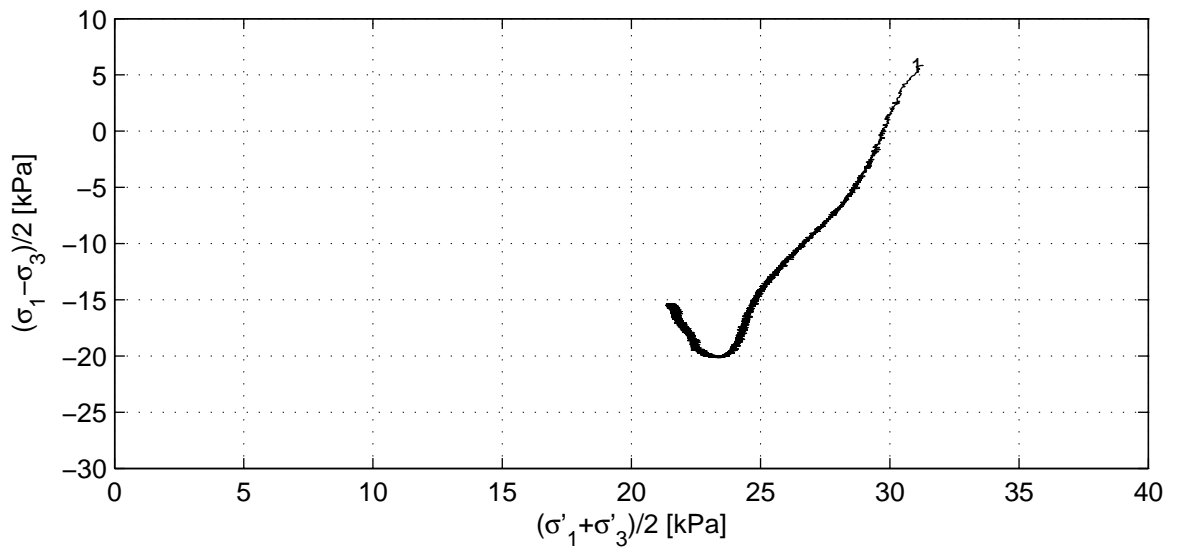
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX20

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 20, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

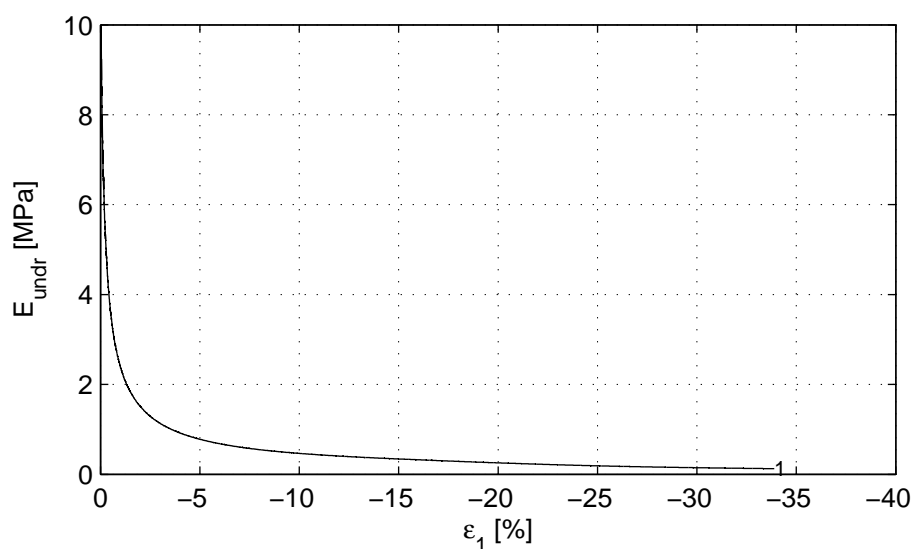
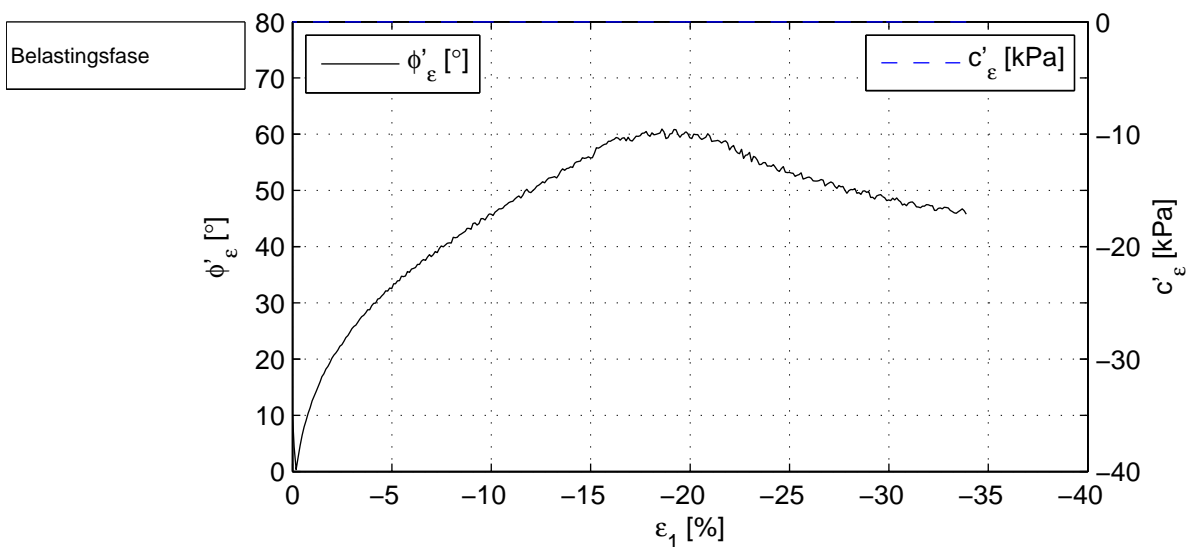
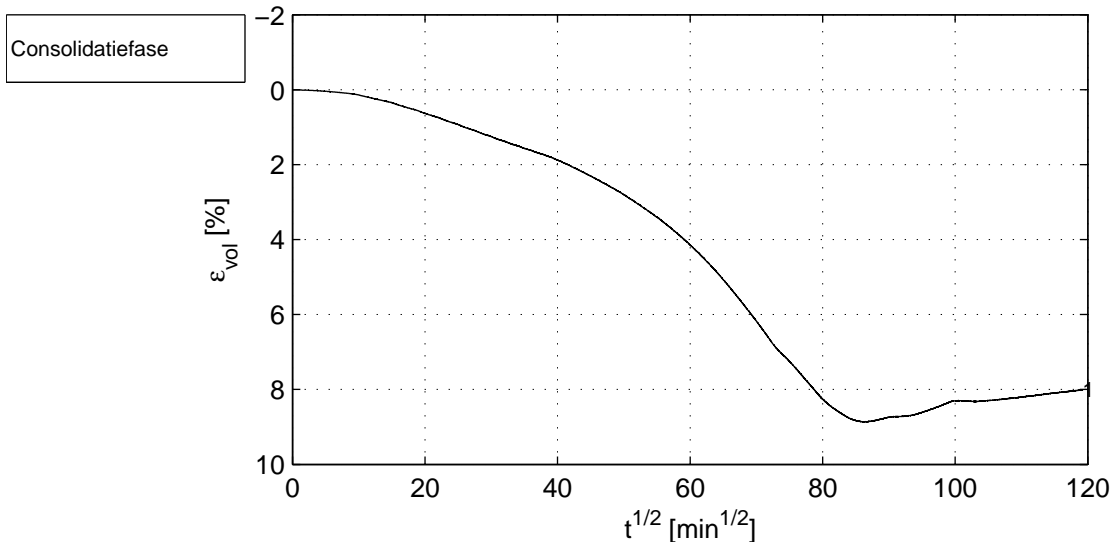
bijlage
TX20

pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	37.1		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	122.9		
	V_c [cm ³]	433.9		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1408		
	w_c [%]	101.2		
	u_{bk} [kPa]	299		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	-0.005		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	-2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	-40.3		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	20.1		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	2.37		
	E_{50} [MPa]	1.3		
	w_e [%]	103.8		
	Bezwijkfiguur			

Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	27.0	-9.3	9.3
5.0	25.3	-13.6	13.6
10.0	24.3	-17.4	17.4
$\epsilon_{1,max}$ [%]	23.4	20.1	20.1

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-03-15	grw
	POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek			project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 20, depth 0.00 till 0.00m GL			11200999.4	1.1	
CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004			bijlage	pag.	
			TX20	3	



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Boring OVP_C2, Sample 20, depth 0.00 till 0.00m GL

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

project
11200999.4

Versie
1.1

bijlage
TX20

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-03-15

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 20, depth 0.00 till 0.00m GL

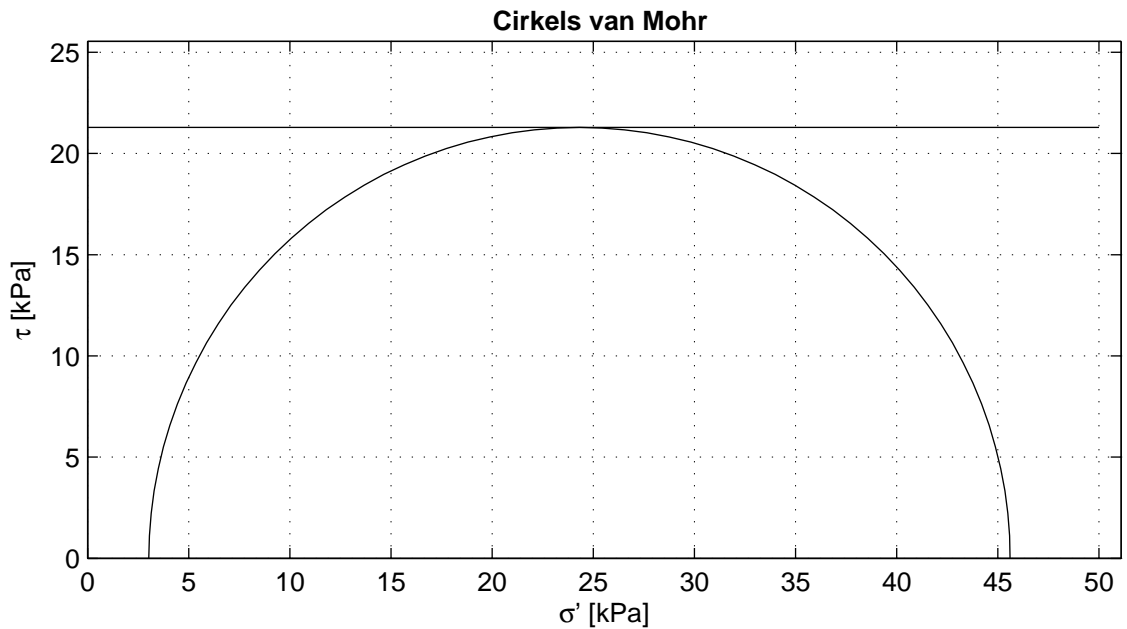
project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX20

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	21.3

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	21		
m_i [g]	648.3		
D_i [mm]	67.0		
h_i [mm]	133.6		
w_i [%]	113.7		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1376		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	644		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei.
Extensieproef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 21, depth 0.00 till 0.00m GL

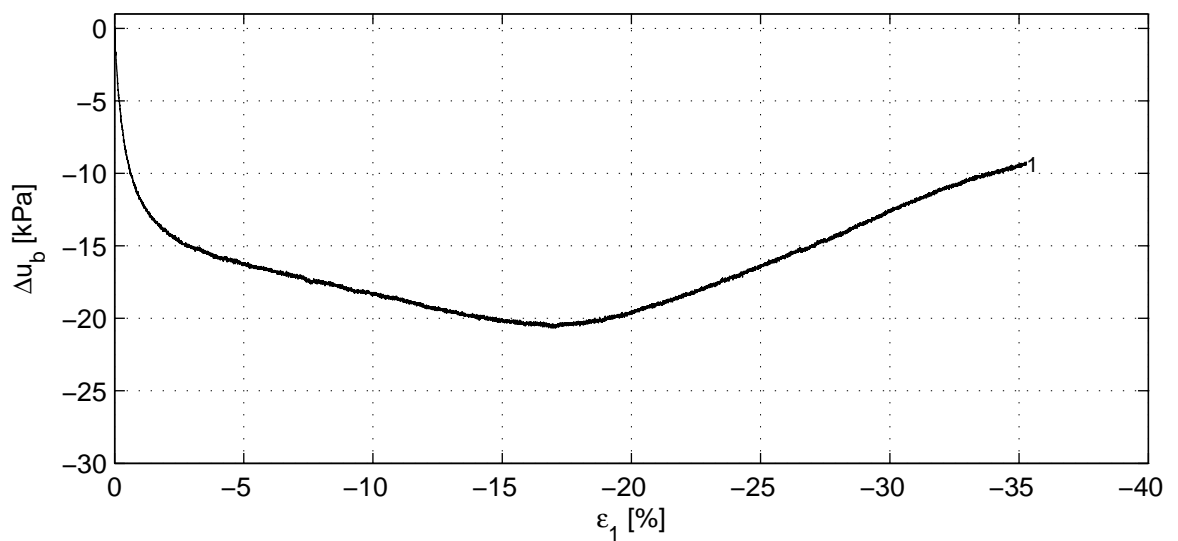
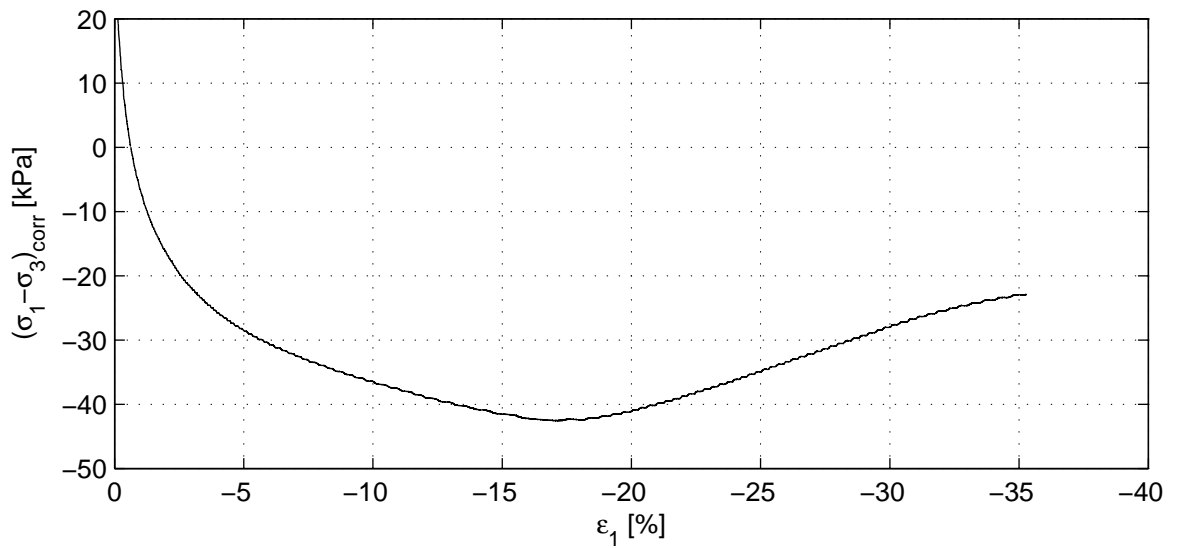
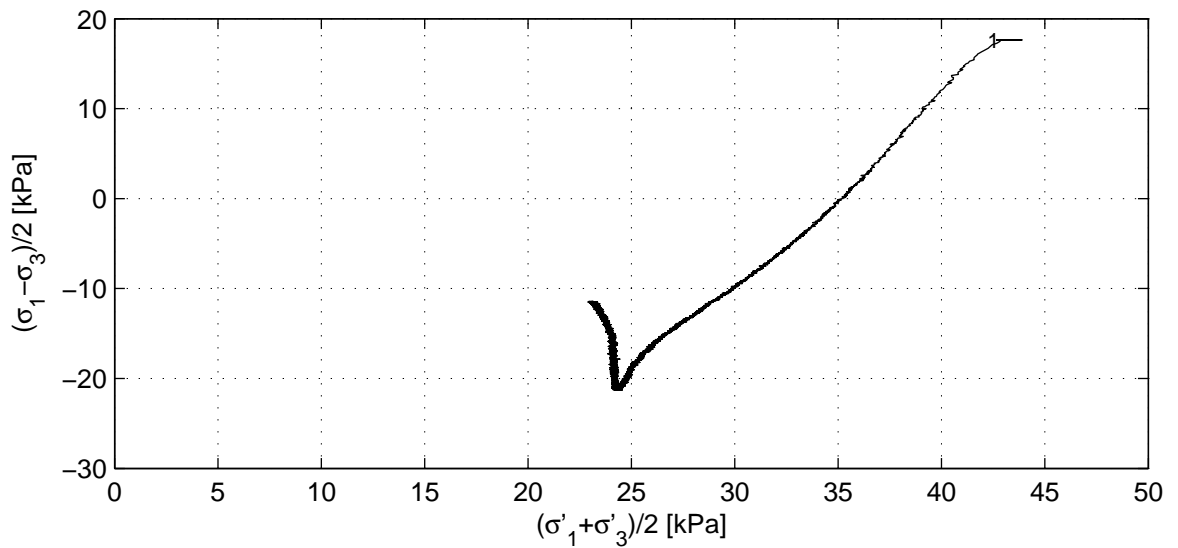
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX21

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 21, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX21

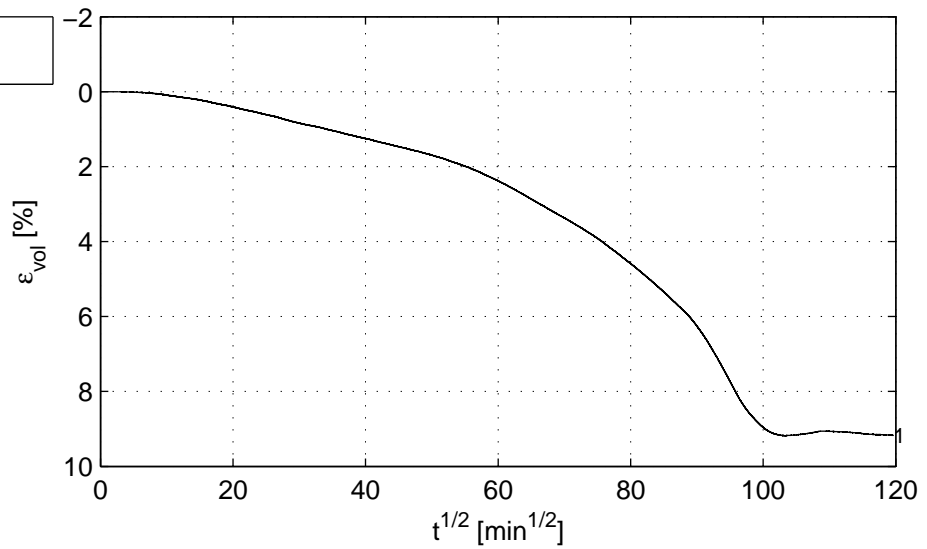
pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsf..	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.99		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	60.4		
	t_{100} [min]	-		
	h_c [mm]	121.3		
	V_c [cm ³]	427.8		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1414		
	w_c [%]	99.4		
	u_{bk} [kPa]	300		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	0.003		
	v_{max} [%/h]	-		
Belastingsfase	v [%/h]	-2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	M (Deltar..		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	-42.6		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	21.3		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	2.83		
	E_{50} [MPa]	2.0		
	w_e [%]	102.2		
	Bezwijkfiguur			

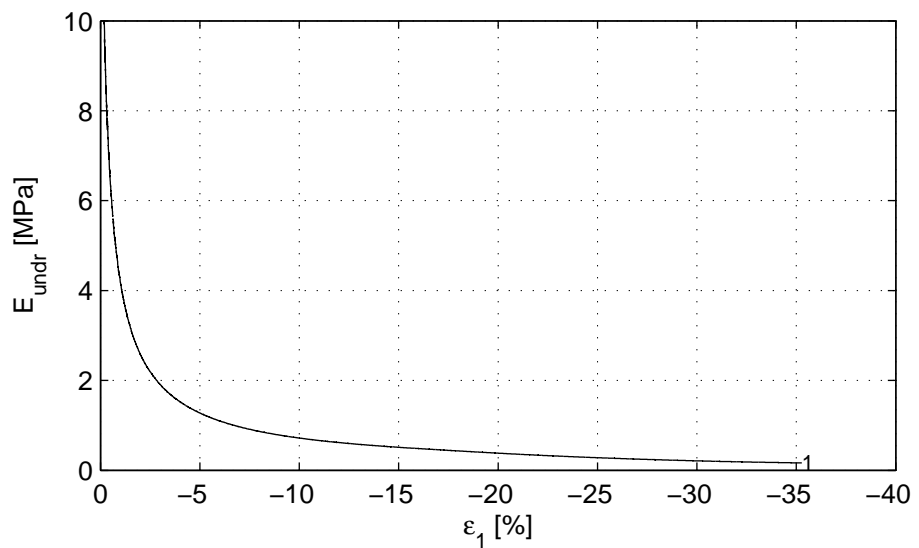
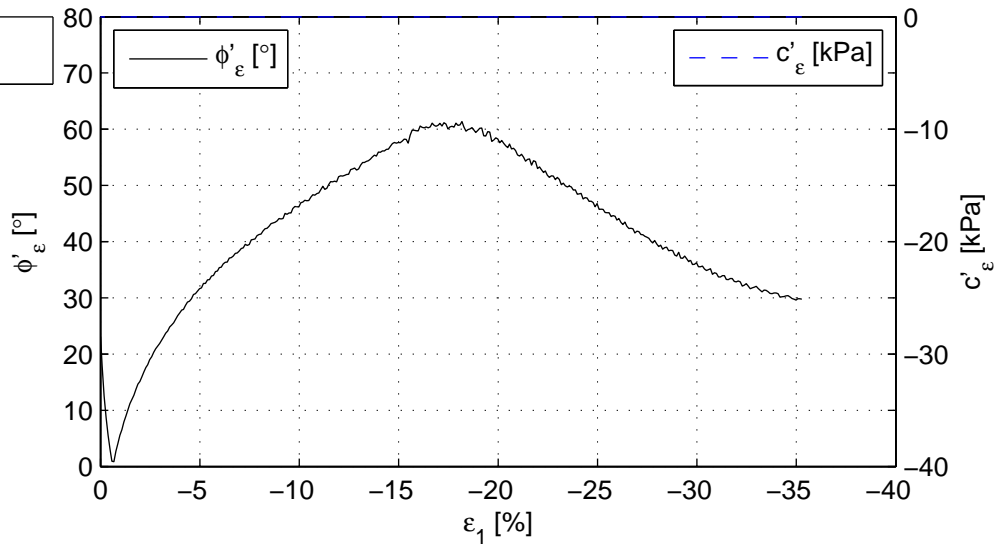
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	31.0	-8.1	8.1
5.0	27.2	-14.2	14.2
10.0	25.3	-18.2	18.2
$\epsilon_{1,max}$ [%]	24.3	21.3	21.3

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018-03-15	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek				project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 21, depth 0.00 till 0.00m GL				11200999.4	1.1
CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004				bijlage	pag.
				TX21	3

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-15

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 21, depth 0.00 till 0.00m GL

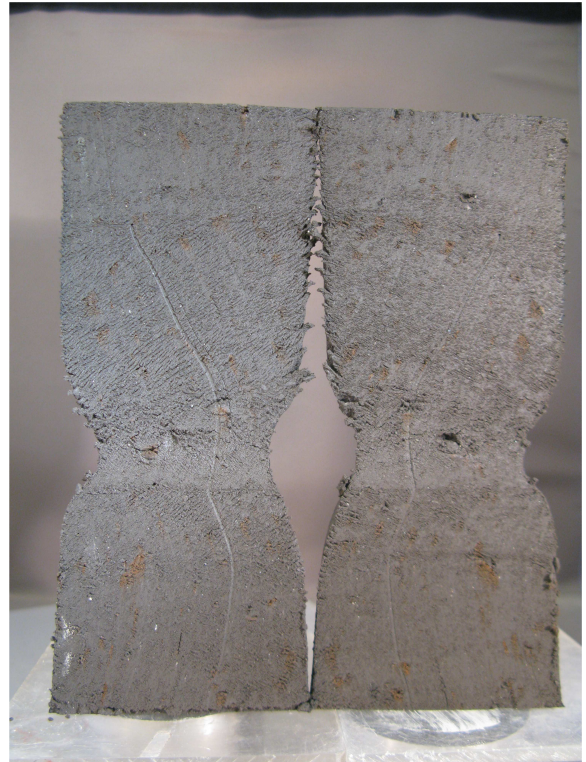
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX21

pag.
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-03-15

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 21, depth 0.00 till 0.00m GL

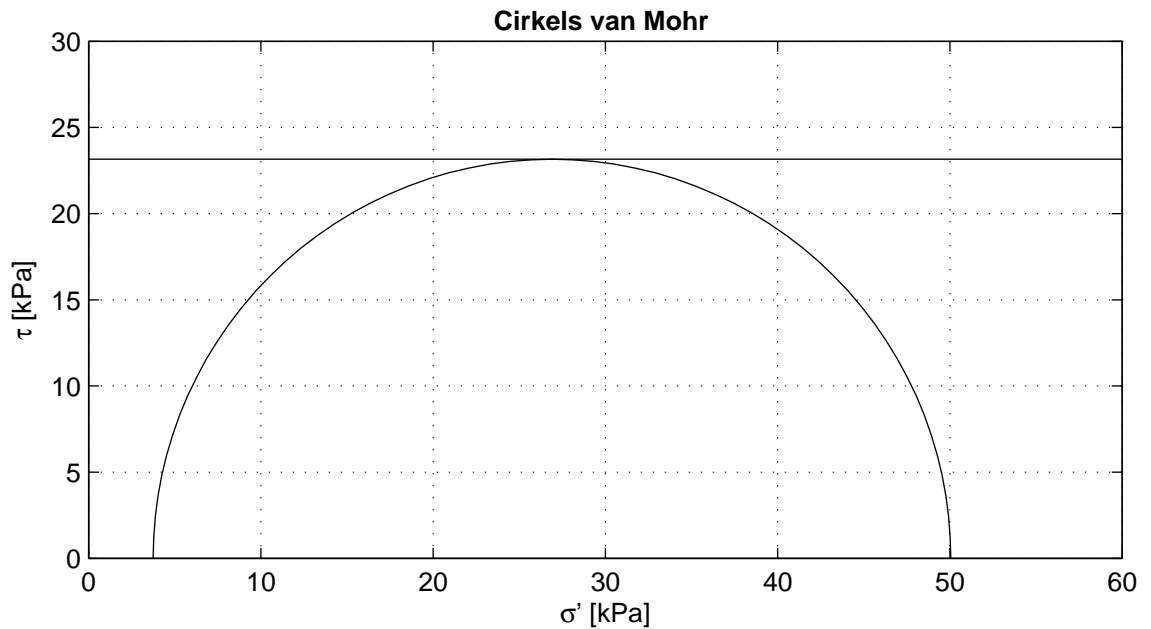
project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

appendix
TX21

page
5



Cirkels criterium	maximum t
c_u [kPa]	23.2

Voor beproeving

Fasenummer	1	2	3
Monsternaam	22		
m_i [g]	661.5		
D_i [mm]	67.4		
h_i [mm]	133.4		
w_i [%]	107.8		
$\rho_{i,bulk}$ [kg/m ³]	1390		
$\rho_{i,dry}$ [kg/m ³]	669		
Grondsoort	Remoulded Clay		

Remoulded OVP klei.
Extensieproef met papier drains op middenhoogte doorgeknipt.

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-23

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 22, depth 0.00 till 0.00m GL

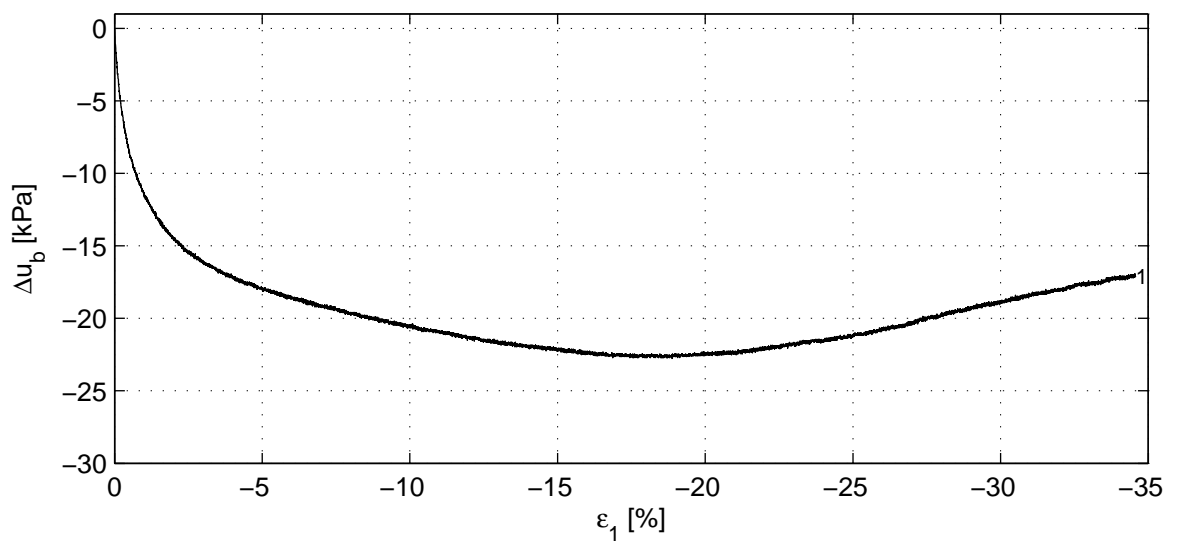
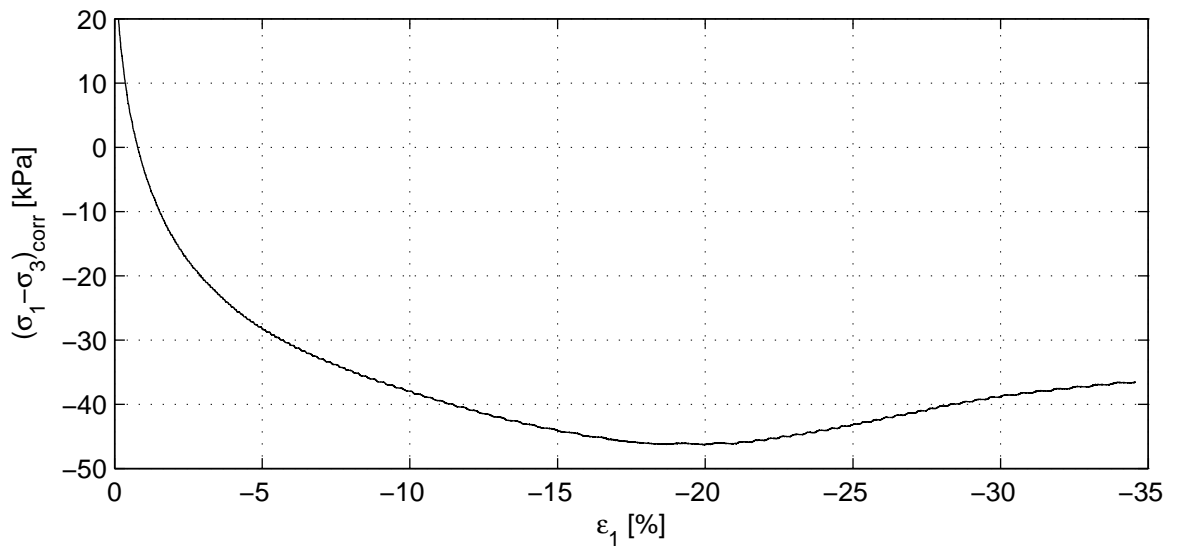
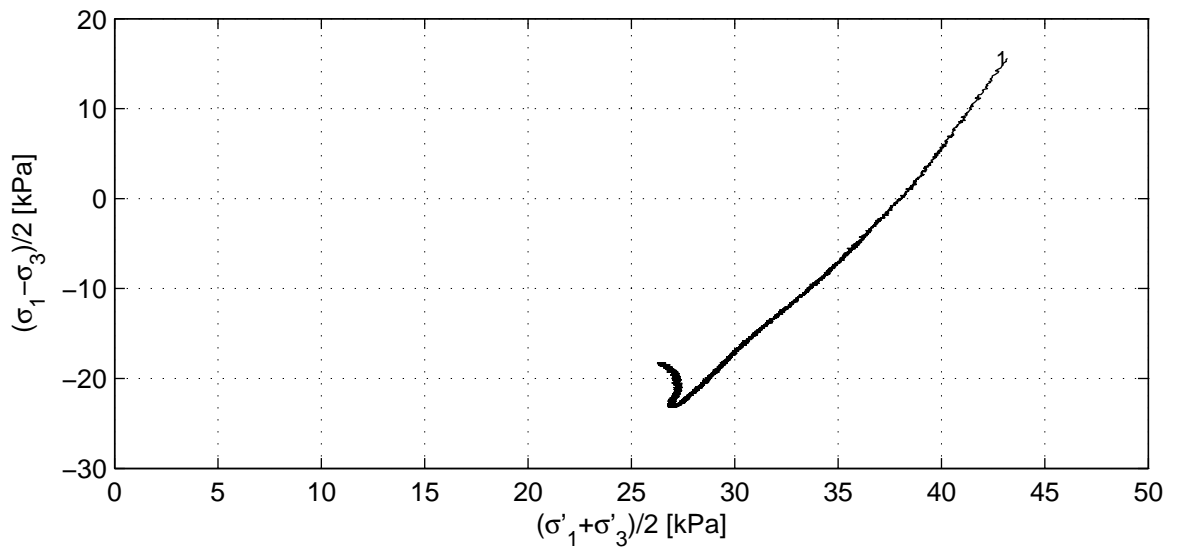
project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX22

pag.
1



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629HV Delft

Telefoon (0)88 335 8273
Telefax (0)88 335 8582

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2018-03-23

get.
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 22, depth 0.00 till 0.00m GL


project
11200999.4

Versie
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

bijlage
TX22

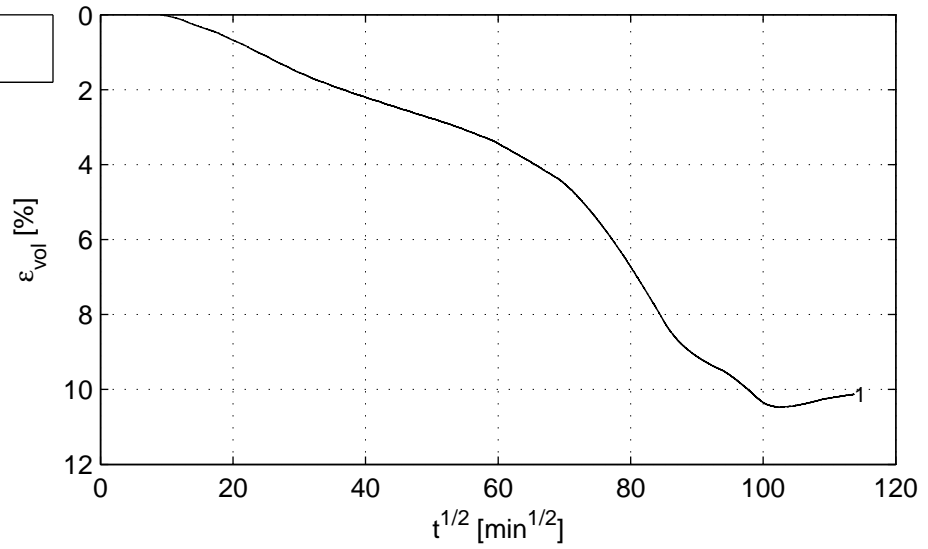
pag.
2

	Belastingsfase	1	2	3
Verzadigingsfase	B_0 [-]	0.97		
	B_1 [-]	0.98		
Consolidatiefase	$\sigma'_{1,c}$ [kPa]	58.6		
	t_{100} [min]	–		
	h_c [mm]	119.7		
	V_c [cm ³]	427.8		
	$\rho_{n,c}$ [kg/m ³]	1434		
	w_c [%]	92.7		
	u_{bk} [kPa]	297		
	P [-]	2.30		
	Creep rate [%/h]	–0.009		
	v_{max} [%/h]	–		
Belastingsfase	v [%/h]	–2.0		
	Stopcriterium	$\Delta q < 1$ kPa		
	Correction text	MP (Deltares)		
	$\sigma_{1,u} - \sigma_{3,u}$ [kPa]	–46.3		
Na beproeving	f_{undr} [kPa]	23.2		
	$\epsilon_{1,50}$ [%]	3.57		
	E_{50} [MPa]	1.5		
	w_e [%]	99.0		
	Bezwijkfiguur			

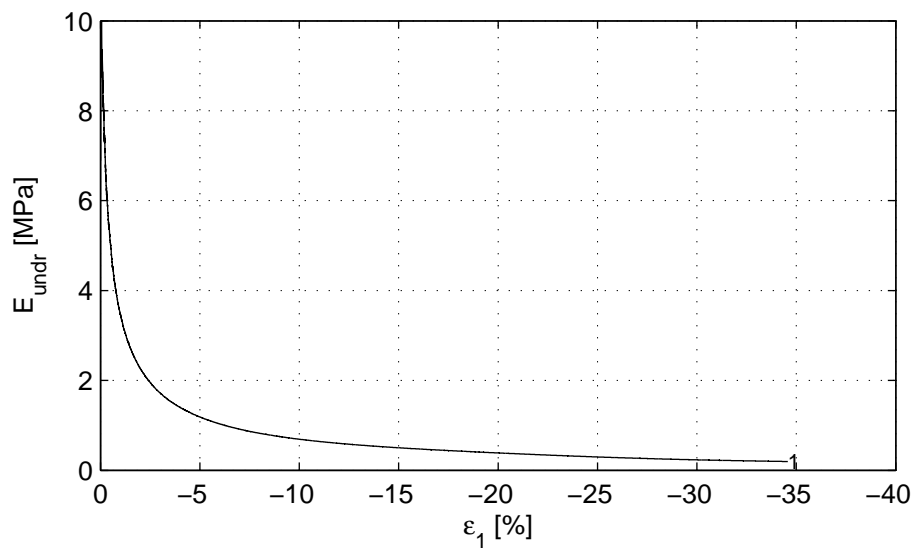
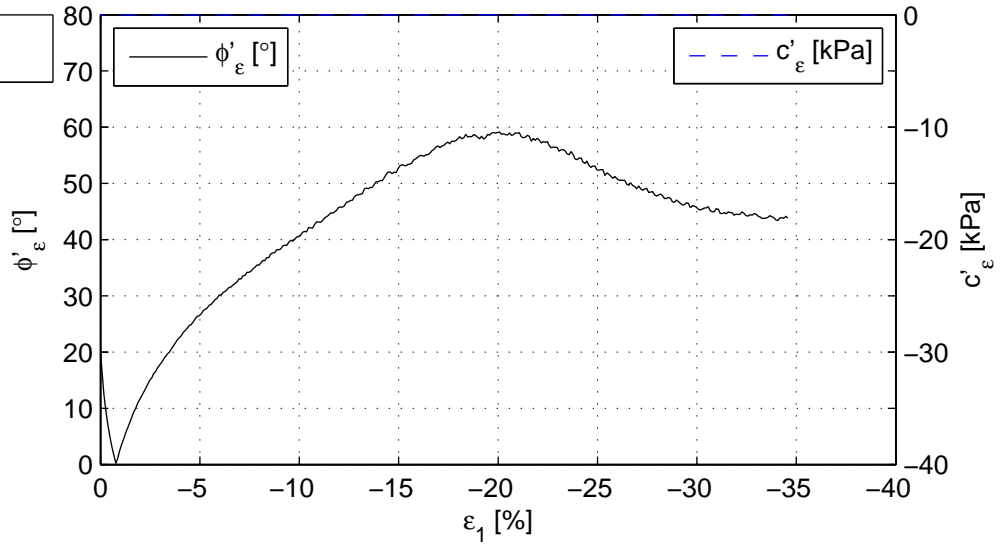
Verticale rek [%]	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ [kPa]	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ [kPa]	c_u [kPa]
2.0	35.0	–7.0	7.0
5.0	31.5	–14.0	14.0
10.0	29.2	–19.0	19.0
$\epsilon_{1,max}$ [%]	26.9	23.2	23.2

	Postbus 177, 2600 MH Delft	Telefoon (0)88 335 8273	Homepage:	datum	get.
	Boussinesqweg 1, 2629HV Delft	Telefax (0)88 335 8582	www.deltares.nl	2018–03–23	grw
POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek				project	Versie
Boring OVP_C2, Sample 22, depth 0.00 till 0.00m GL				11200999.4	1.1
CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892–9:2004				bijlage	pag.
				TX22	3

Consolidatiefase



Belastingsfase



Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft Telefoon (0)88 335 8273 Homepage:
 Boussinesqweg 1, 2629HV Delft Telefax (0)88 335 8582 www.deltares.nl

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
 Boring OVP_C2, Sample 22, depth 0.00 till 0.00m GL
 CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

datum	2018-03-23	get.	grw
project	11200999.4	Versie	1.1
bijlage	TX22	pag.	4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273
Telefax +31 (0)88 3358582
Homepage: www.deltares.nl

date
2018-03-23

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, Sample 22, depth 0.00 till 0.00m GL

project
11200999.4

version
1.1

CU Ext Triaxiaalproef (Singlestage) CEN 17892-9:2004

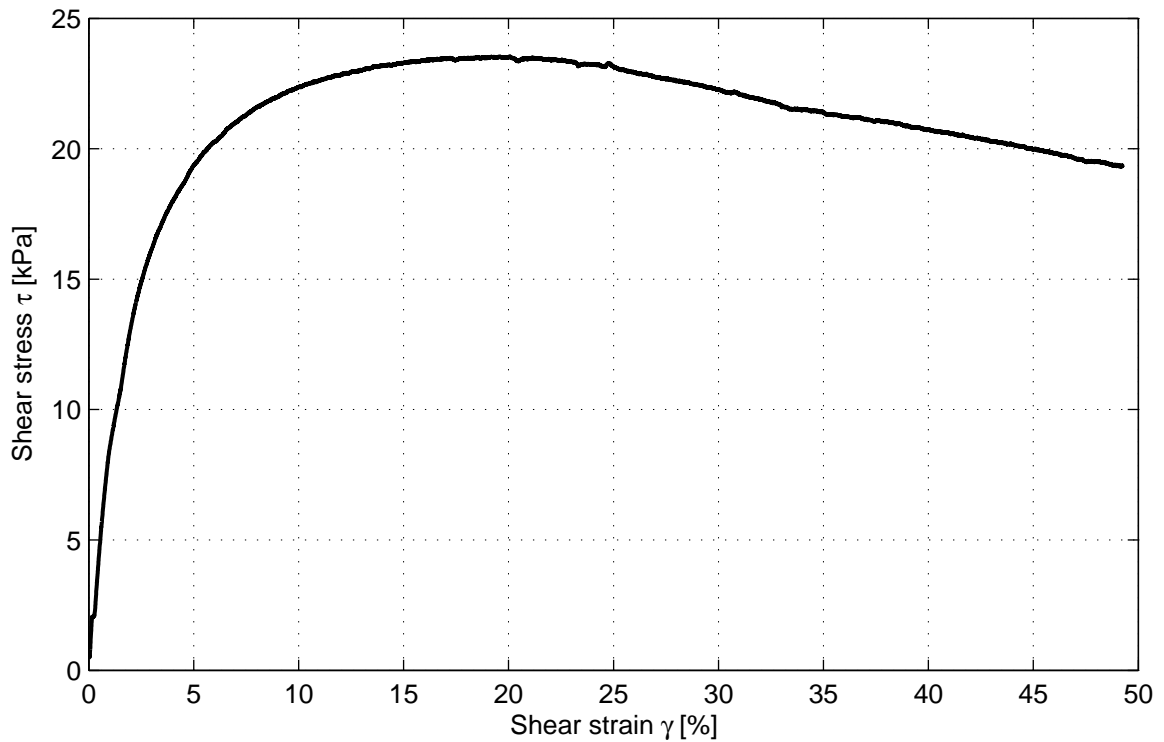
appendix
TX22

page
5



11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

D Uitwerking DSS-proeven



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.6
Test type	C
Apparatus code	DSS-C
Sample name	2
Bore code	OVP_C1
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.33
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	111.8
w_{final} [%]	106.2
Consolidation stress [kPa]	75.0
Consolidation strain [%]	14.30
Strain rate [%/h]	3.0
Max shear stress [kPa]	23.5
Vert. stress at max shear stress [kPa]	44.1
Shear strain at max shear stress [kPa]	20.0
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	30.9
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	20.7
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 2

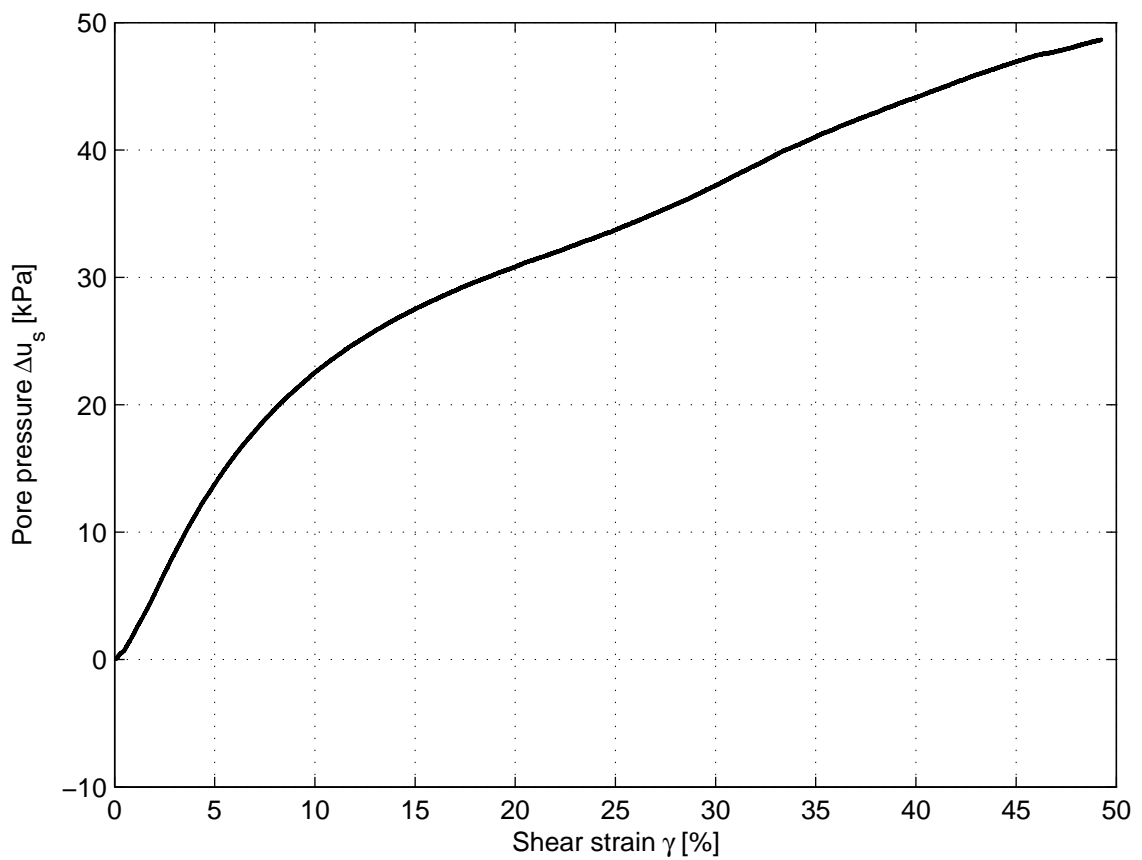
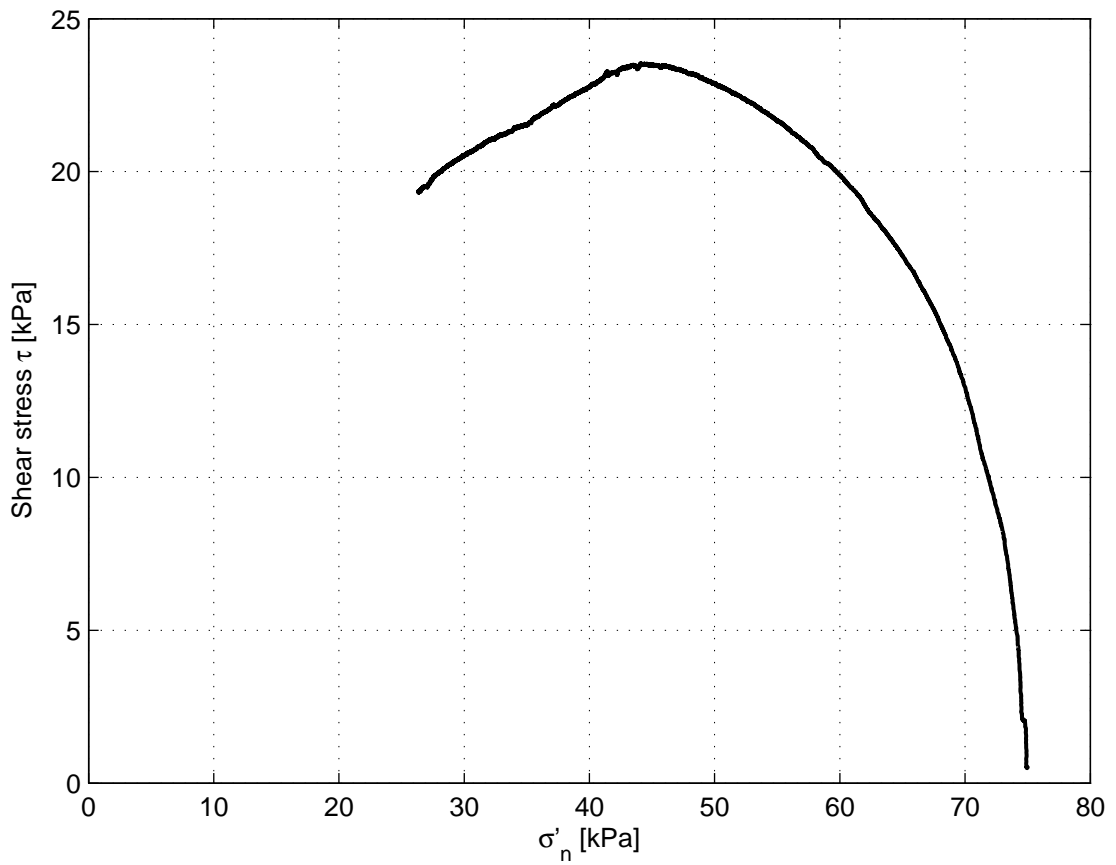
Direct Simple Shear Test

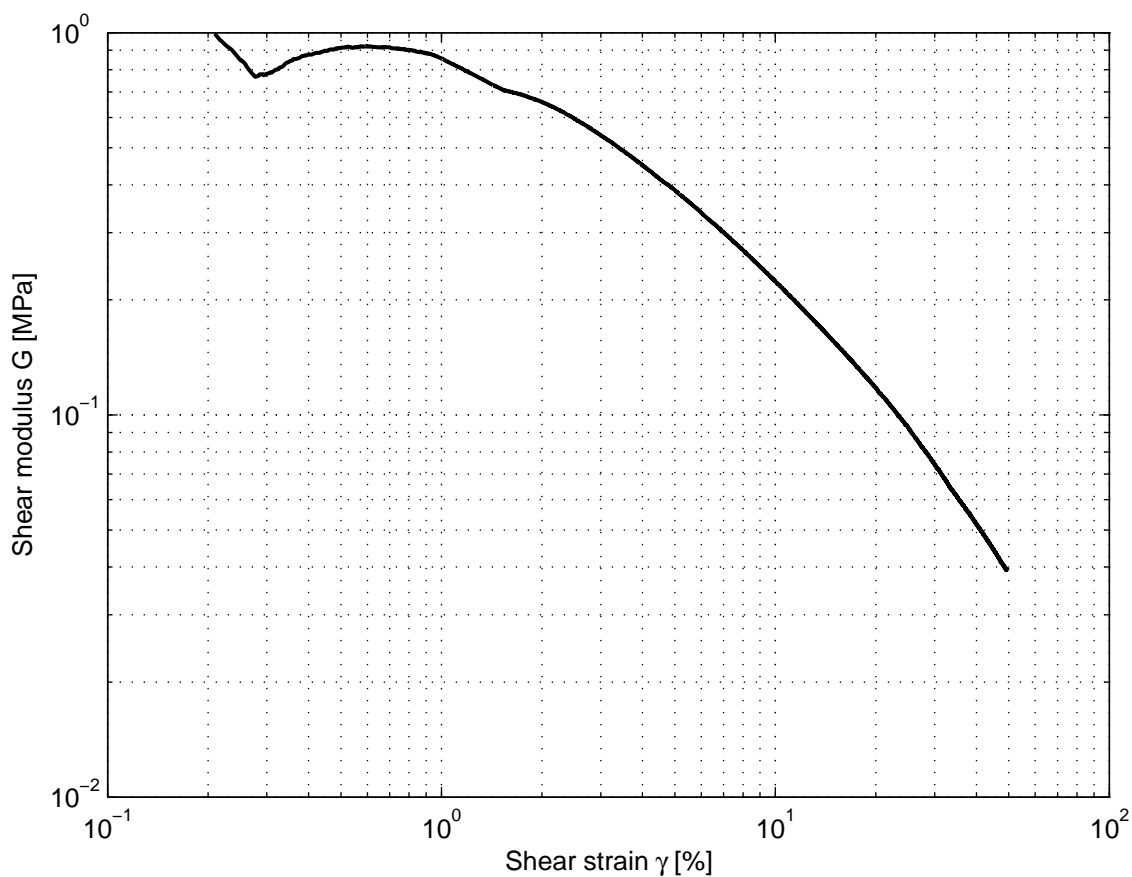
project
11200999.4

version
1.3

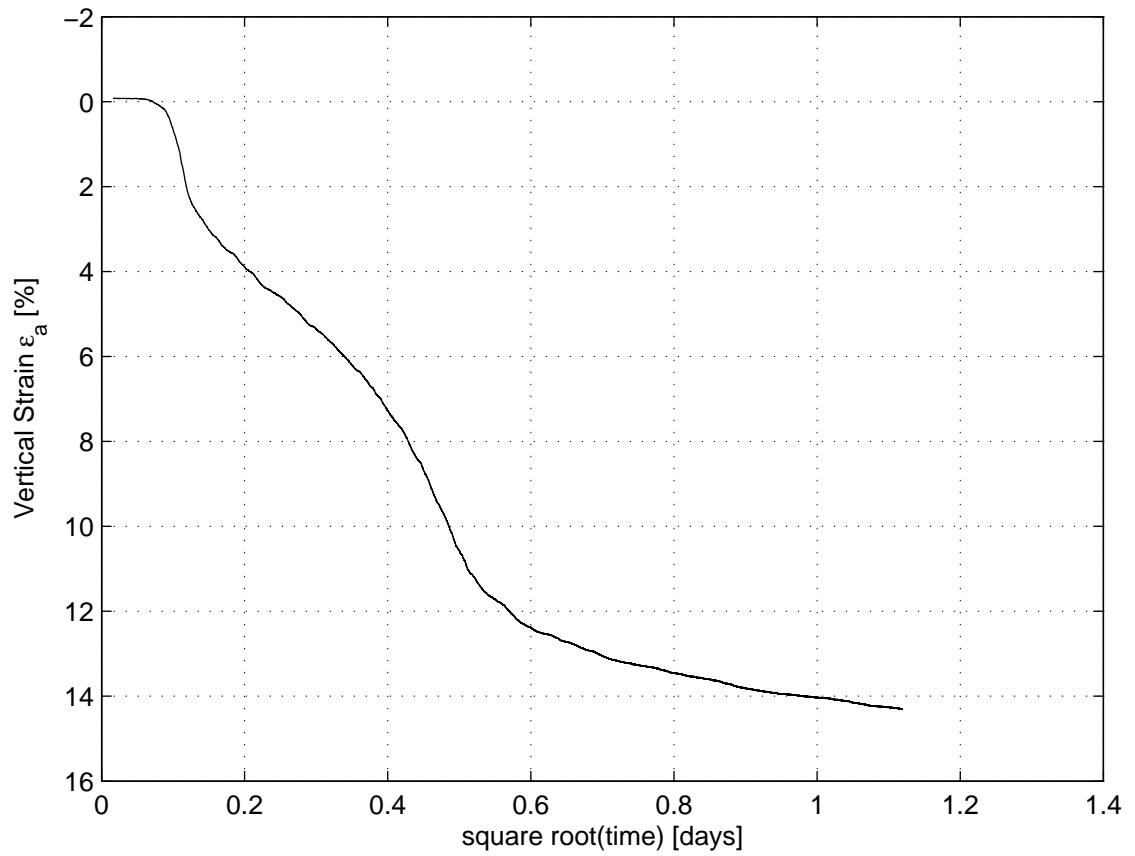
appendix
DSS2

page
1





γ [%]	τ [kPa]	ϵ_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	19.4	0.00	61.2	13.8	0.39
15% deformation	23.3	0.00	47.4	27.5	0.16
30% deformation	22.3	0.00	37.7	37.2	0.07
Maximum strain	19.3	0.00	26.3	48.7	0.04
Maximum τ	23.5	0.00	44.1	30.8	0.12



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 2

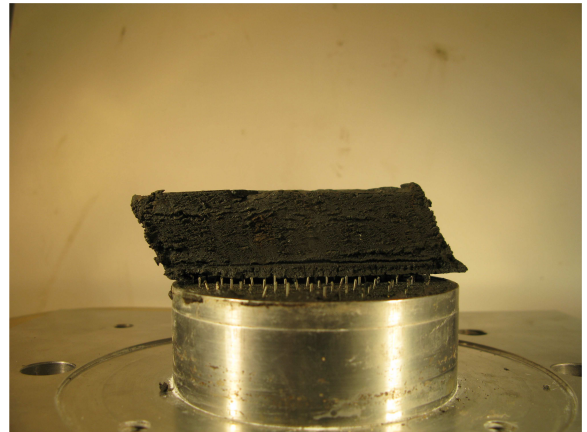
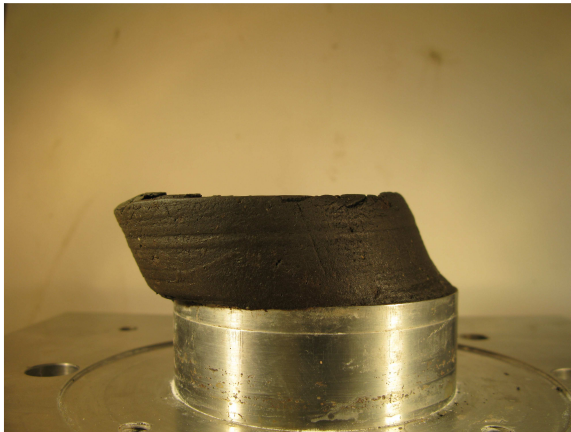
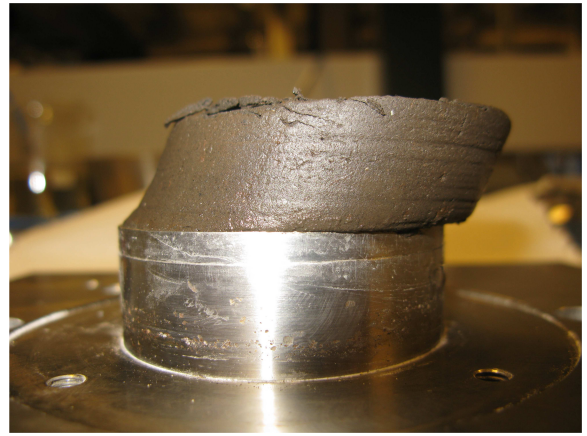
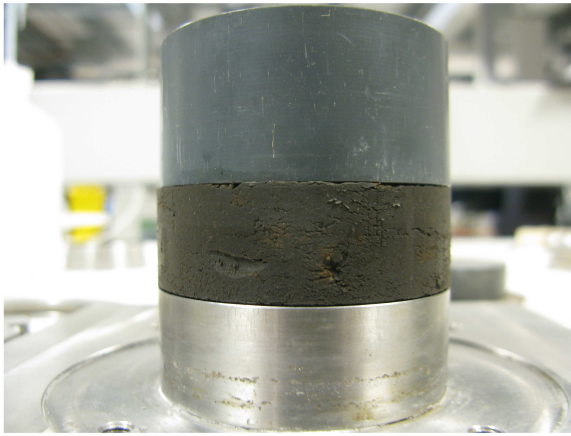
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS2

page
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 2

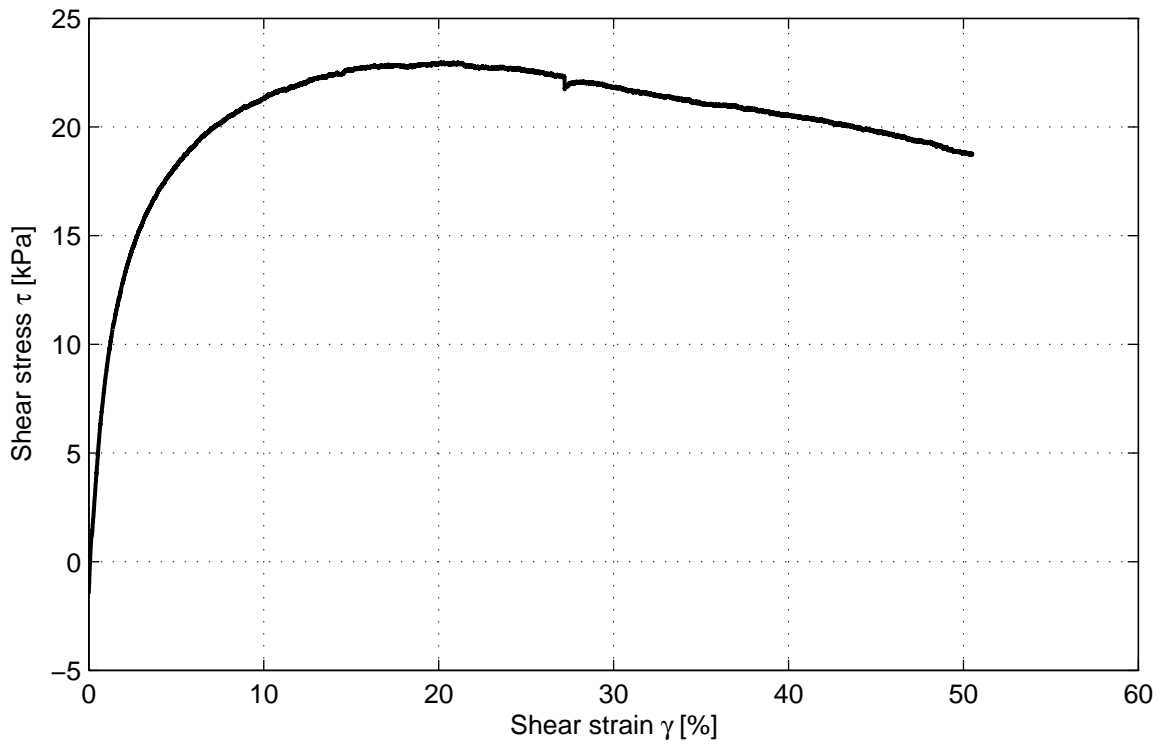
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS2

page
5



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.7
Test type	C
Apparatus code	DSS-D
Sample name	3
Bore code	OVP_C1
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.30
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	111.3
w_{final} [%]	104.8
Consolidation stress [kPa]	75.1
Consolidation strain [%]	15.75
Strain rate [%/h]	3.0
Max shear stress [kPa]	23.0
Vert. stress at max shear stress [kPa]	43.3
Shear strain at max shear stress [kPa]	20.3
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	32.9
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	20.6
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 3

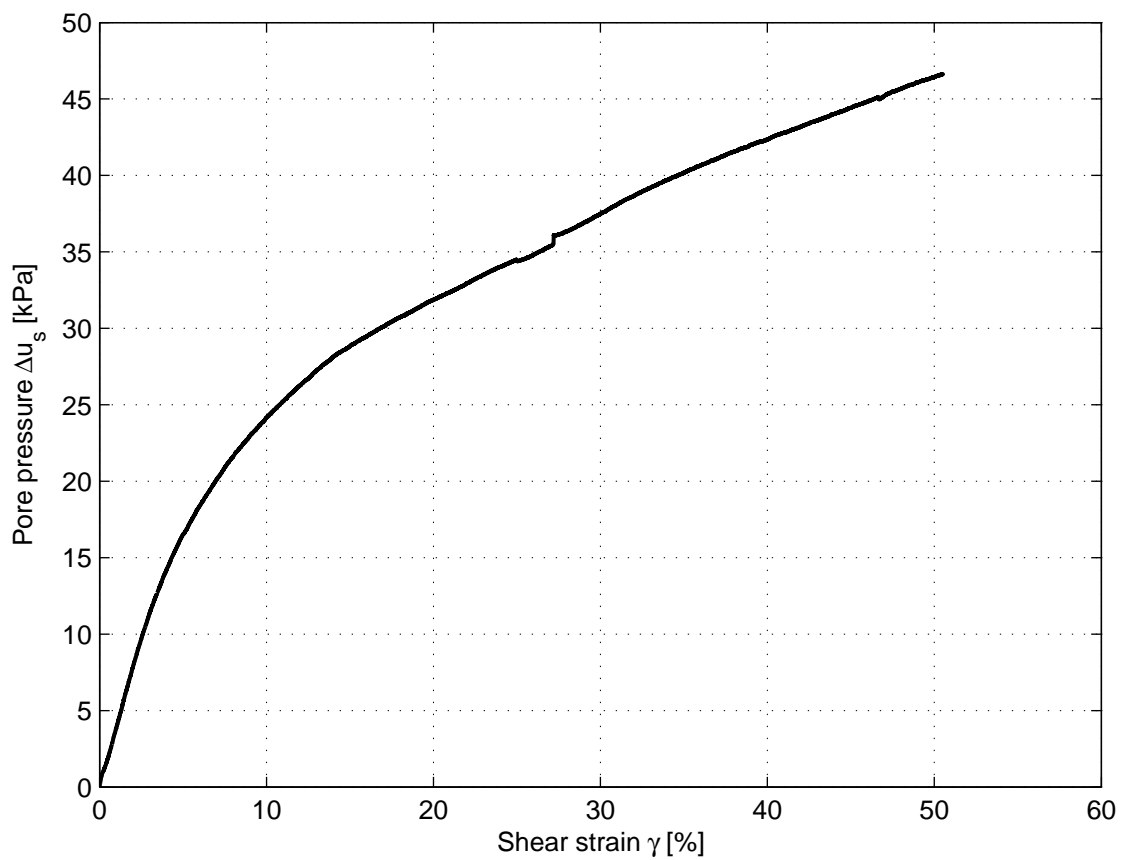
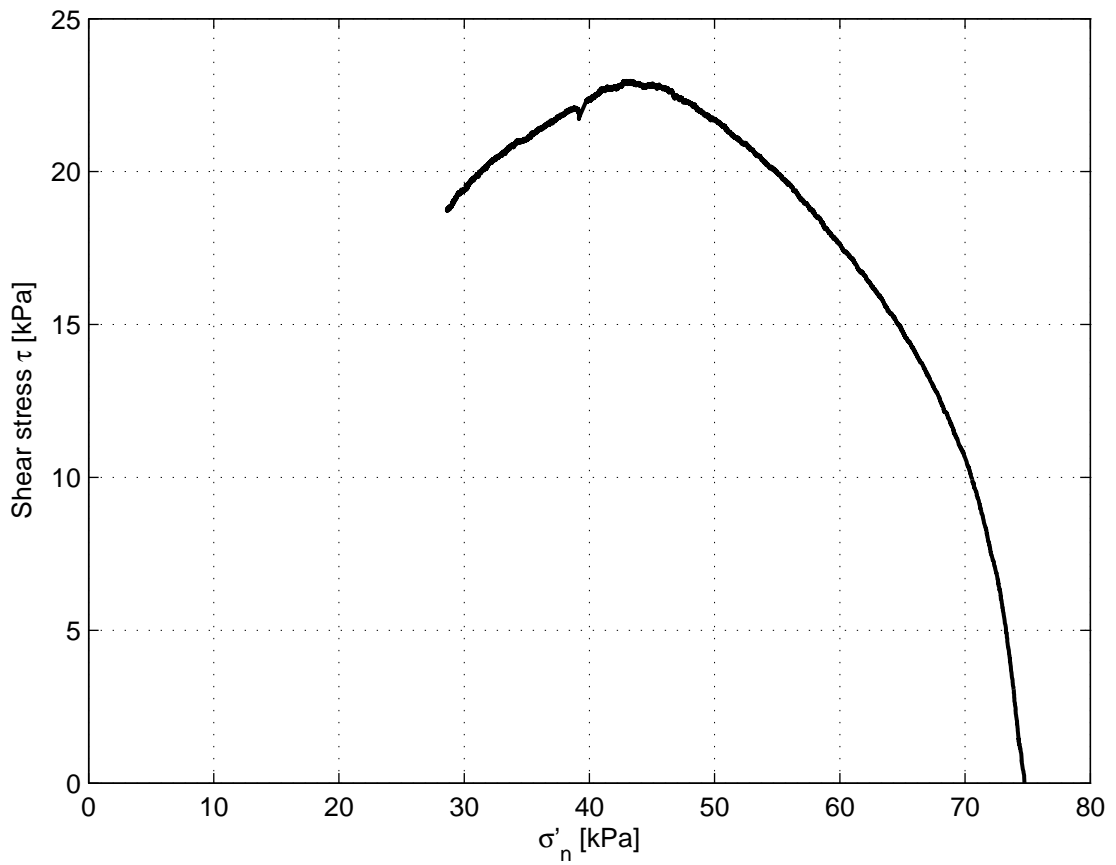
Direct Simple Shear Test

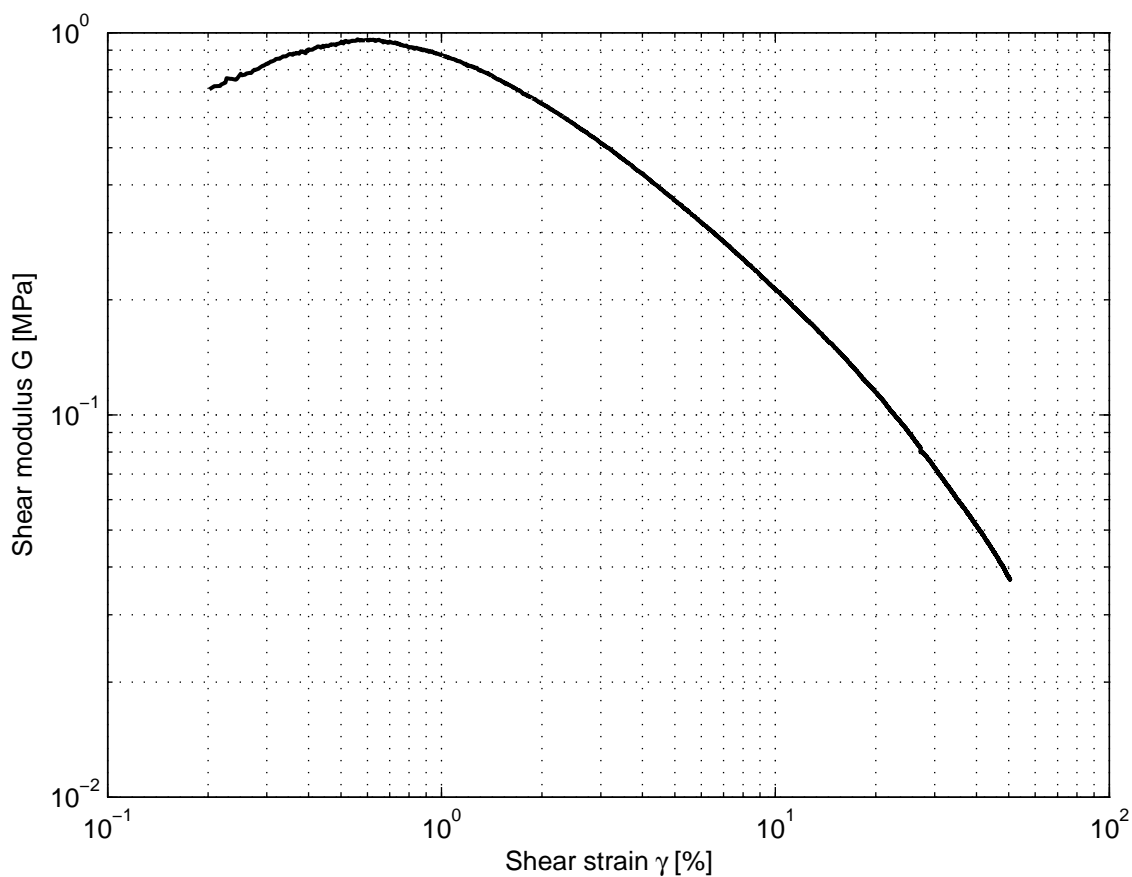
project
11200999.4

version
1.3

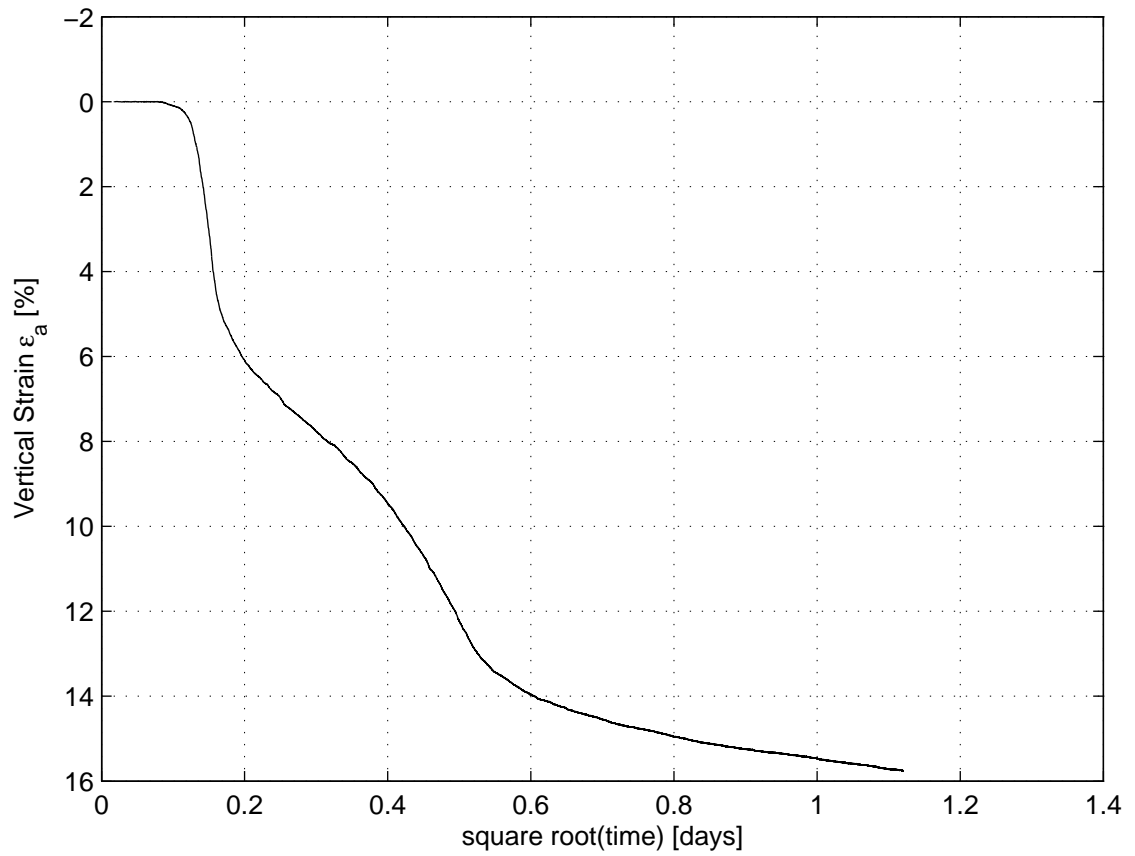
appendix
DSS3

page
1





γ [%]	τ [kPa]	ϵ_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	18.2	0.00	58.7	16.5	0.36
15% deformation	22.6	0.00	46.4	28.8	0.15
30% deformation	21.8	0.00	37.8	37.5	0.07
Maximum strain	18.7	0.00	28.6	46.6	0.04
Maximum τ	23.0	0.00	43.3	32.0	0.11



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 3

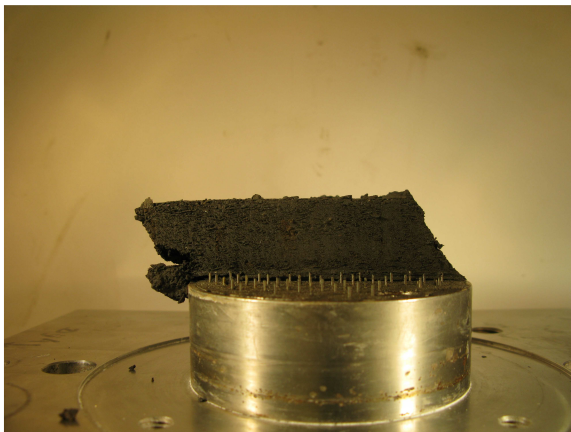
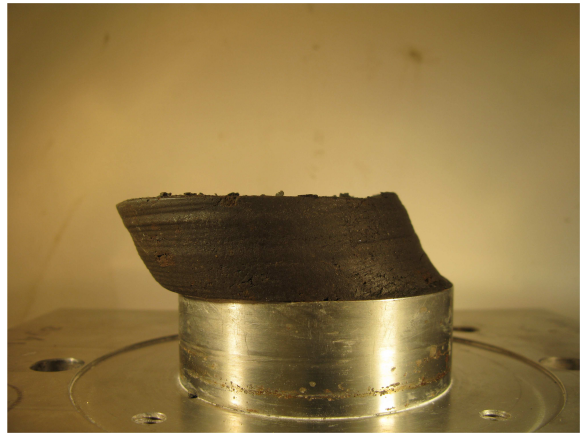
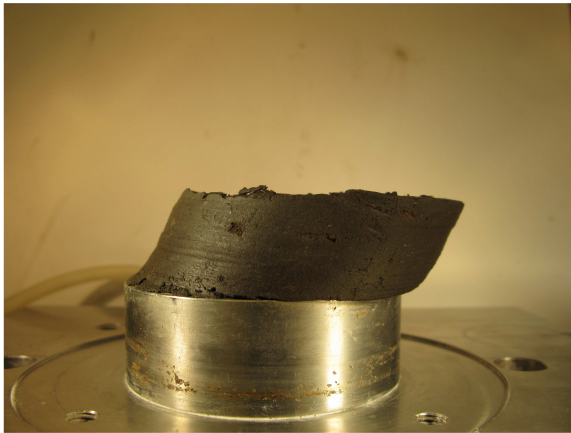
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS3

page
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-22

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 3

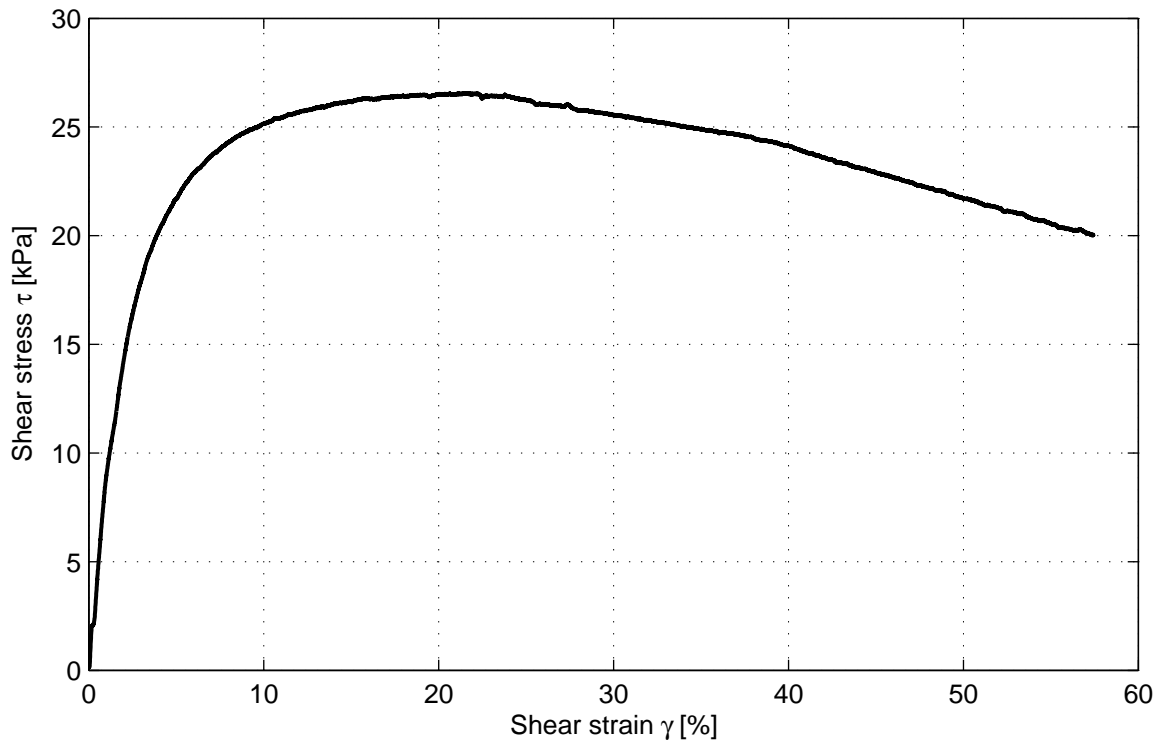
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS3

page
5



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.5
Test type	C
Apparatus code	DSS-C
Sample name	4
Bore code	OVP_C1
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.30
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	115.4
w_{final} [%]	105.3
Consolidation stress [kPa]	75.0
Consolidation strain [%]	17.02
Strain rate [%/h]	3.0
Max shear stress [kPa]	26.6
Vert. stress at max shear stress [kPa]	46.7
Shear strain at max shear stress [kPa]	21.4
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	35.9
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	24.1
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-23

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 4

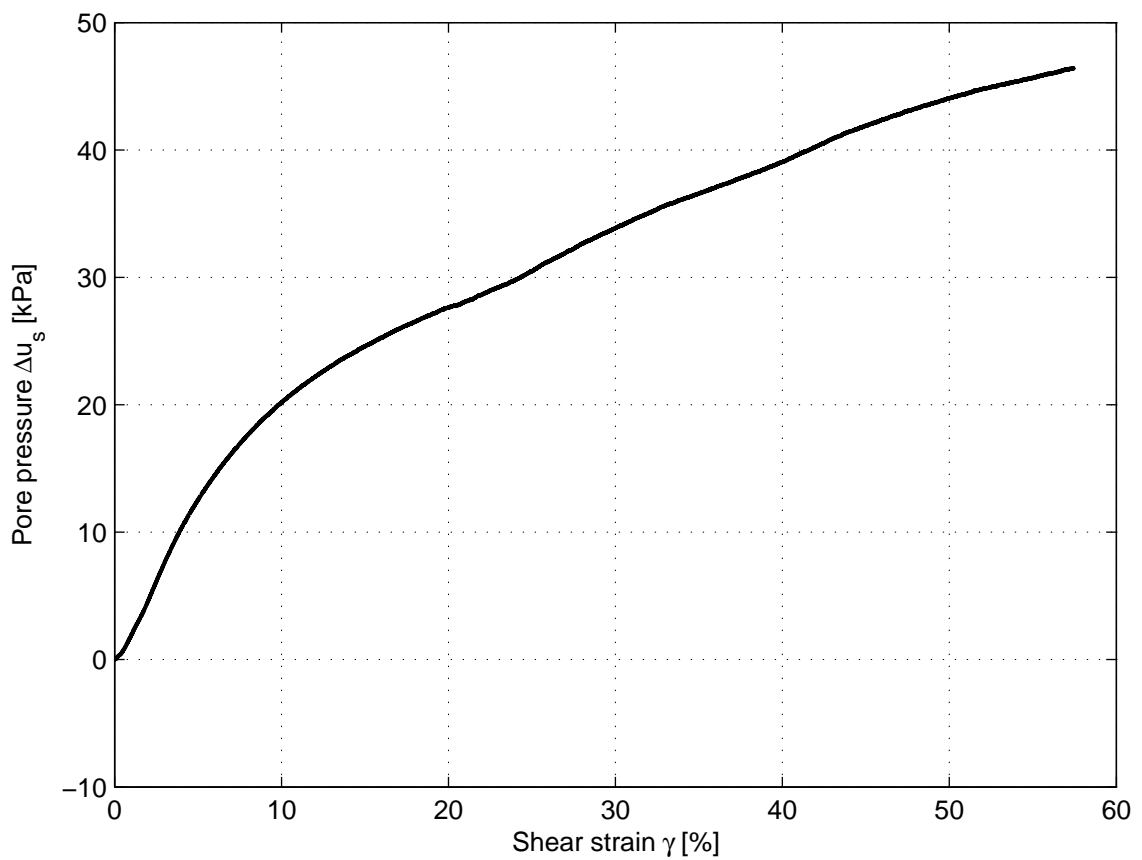
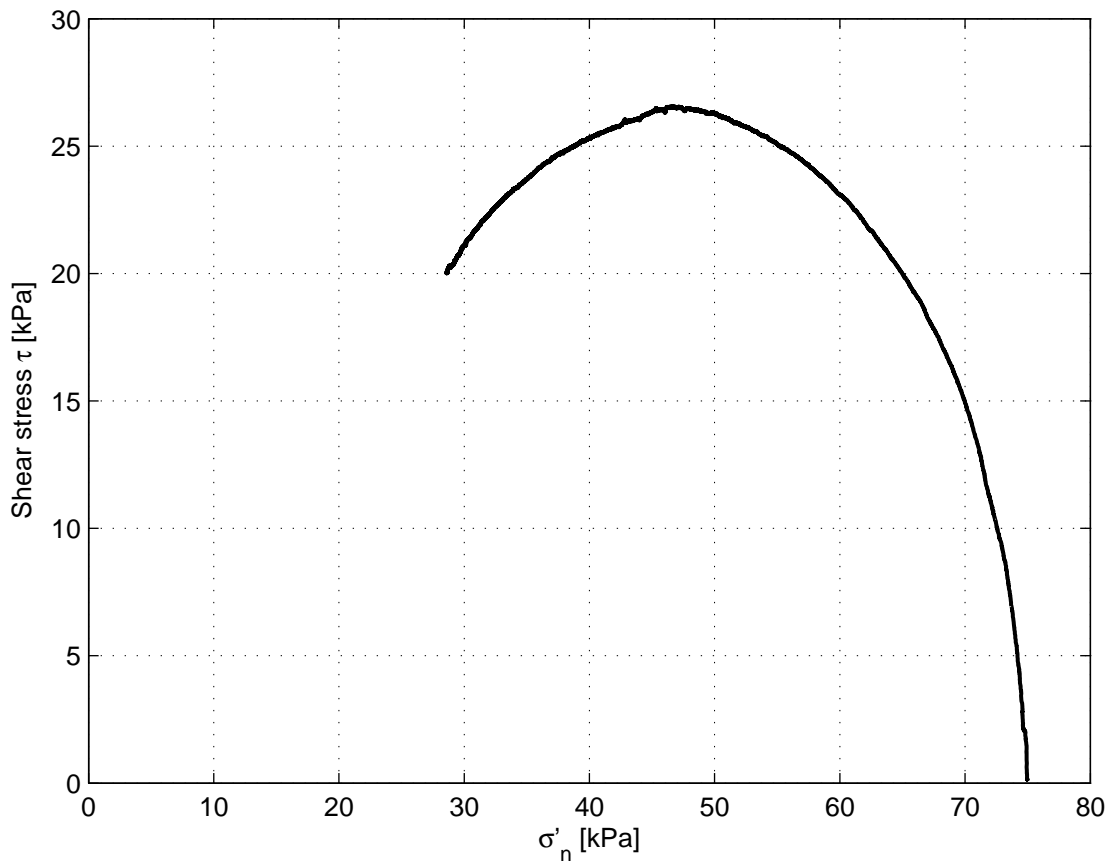
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS4

page
1



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-23

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 4

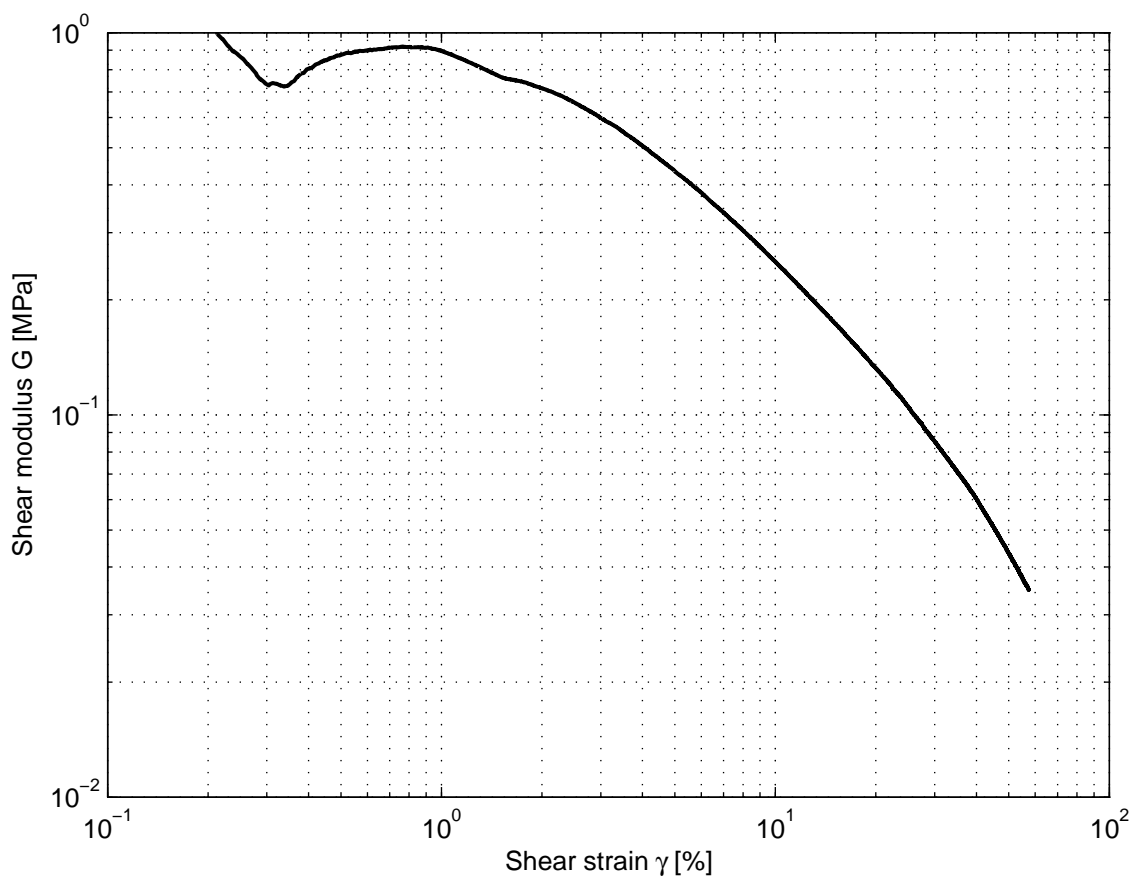
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS4

page
2



γ [%]	τ [kPa]	ε_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	21.7	0.00	62.5	12.5	0.43
15% deformation	26.2	0.00	50.4	24.6	0.17
30% deformation	25.5	0.00	41.2	33.8	0.09
Maximum strain	20.0	0.00	28.6	46.4	0.03
Maximum τ	26.6	0.00	46.7	28.3	0.12

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-23

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 4

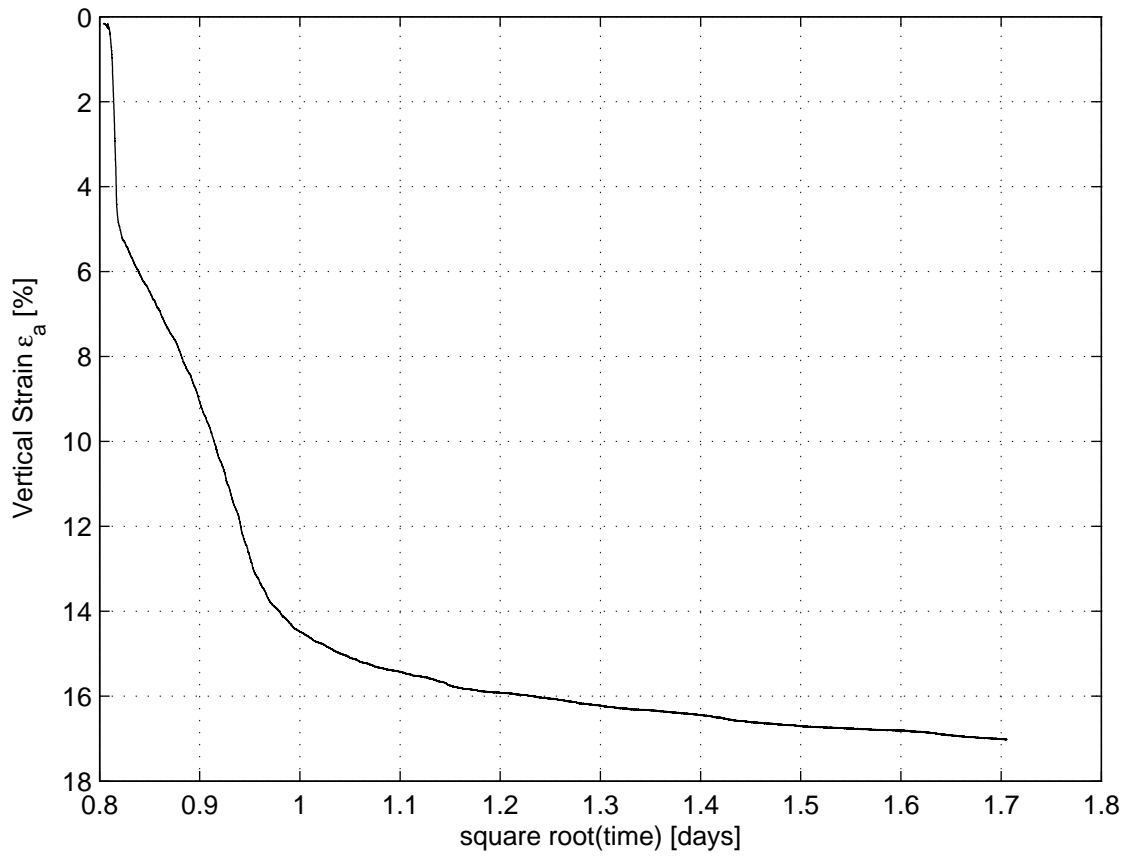
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS4

page
3



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-23

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 4

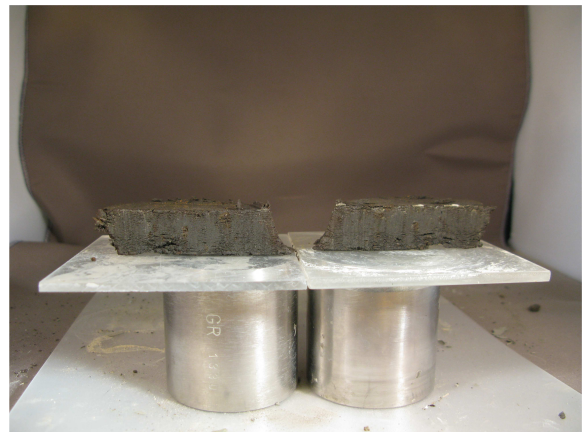
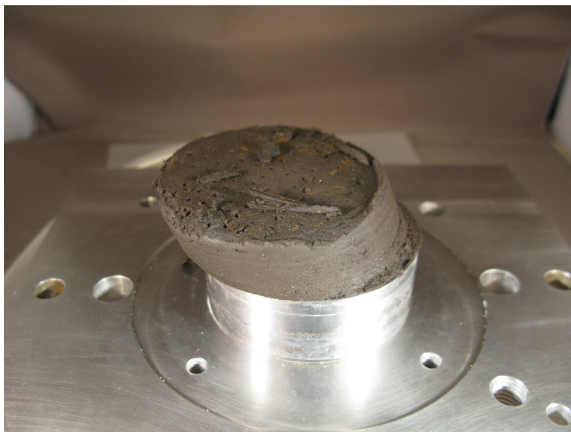
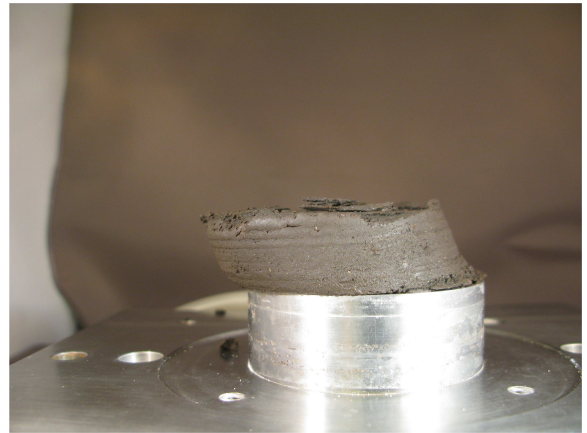
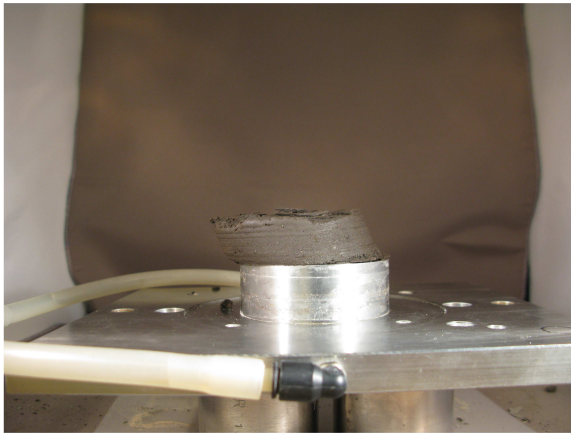
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS4

page
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-02-23

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

project
11200999.4

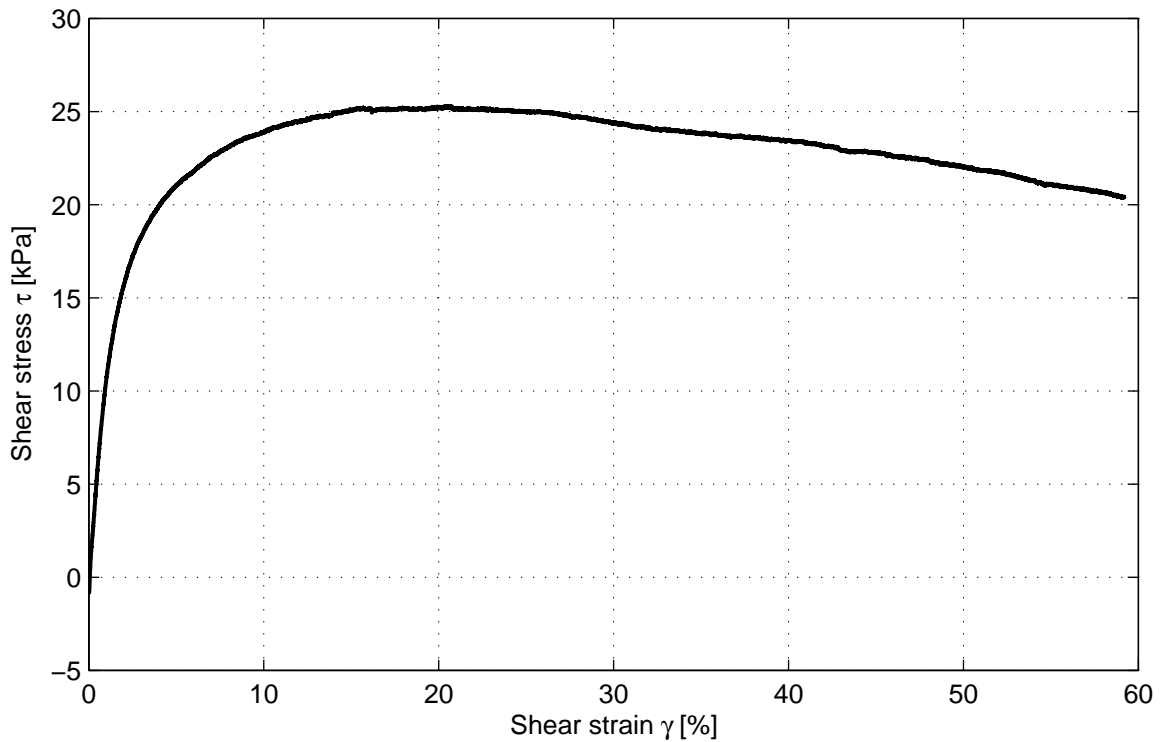
version
1.3

Direct Simple Shear test on sample 4

appendix
DSS4

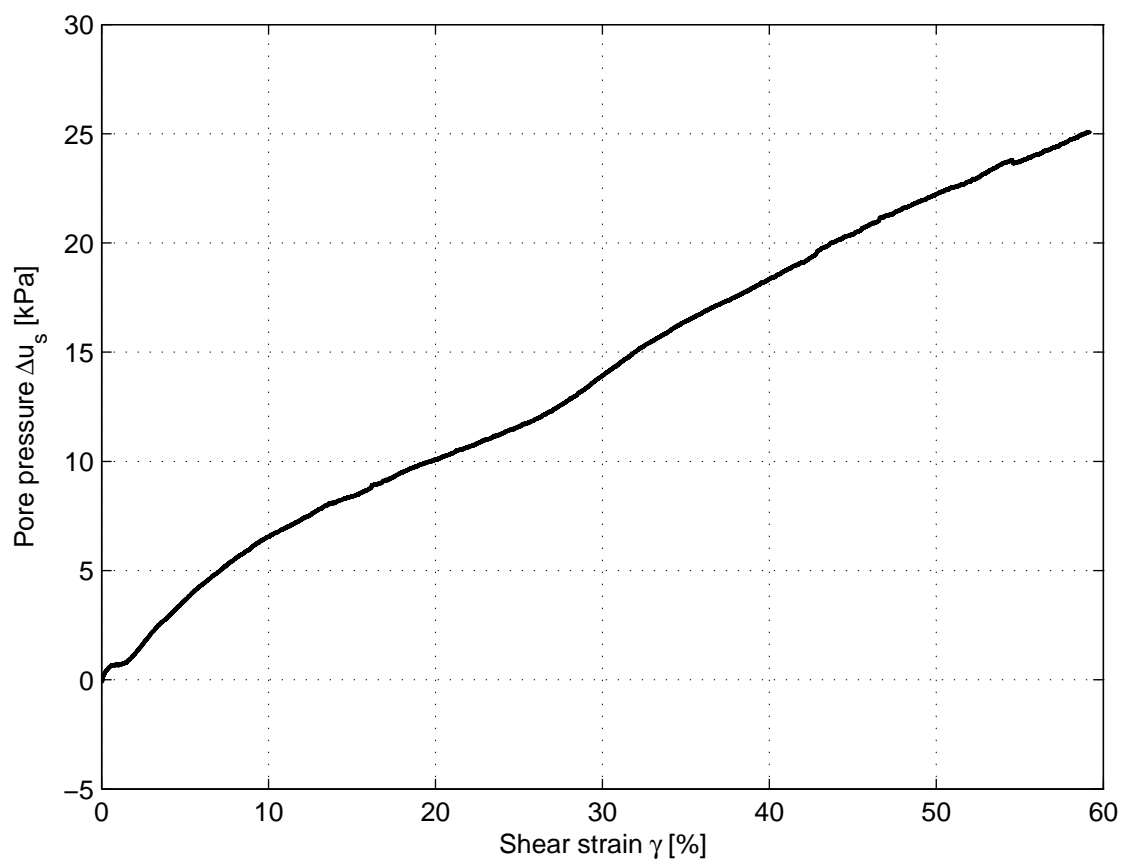
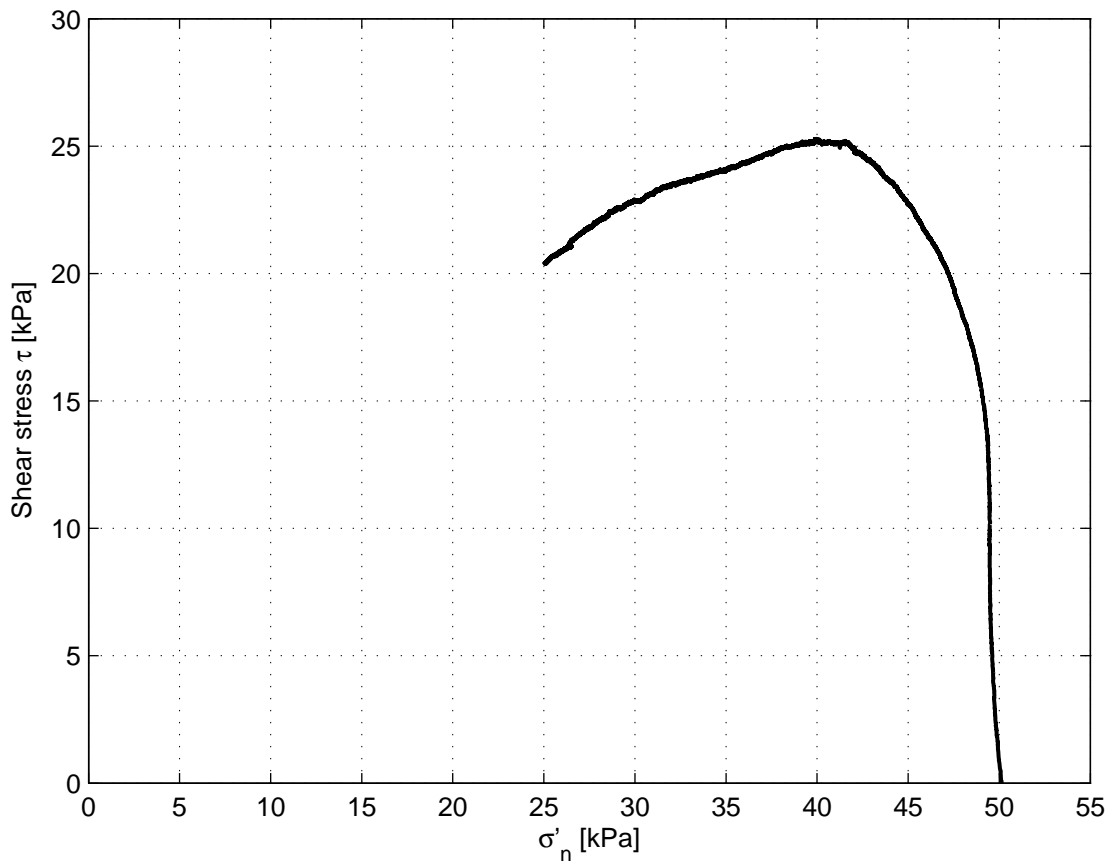
page
5

Direct Simple Shear Test



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.5
Test type	C
Apparatus code	DSS-D
Sample name	14
Bore code	OVP_C2
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.39
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	104.2
w_{final} [%]	102.0
Consolidation stress [kPa]	50.1
Consolidation strain [%]	-8.62
Strain rate [%/h]	3.0
Max shear stress [kPa]	25.3
Vert. stress at max shear stress [kPa]	39.9
Shear strain at max shear stress [kPa]	20.7
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	31.8
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	23.5
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 14

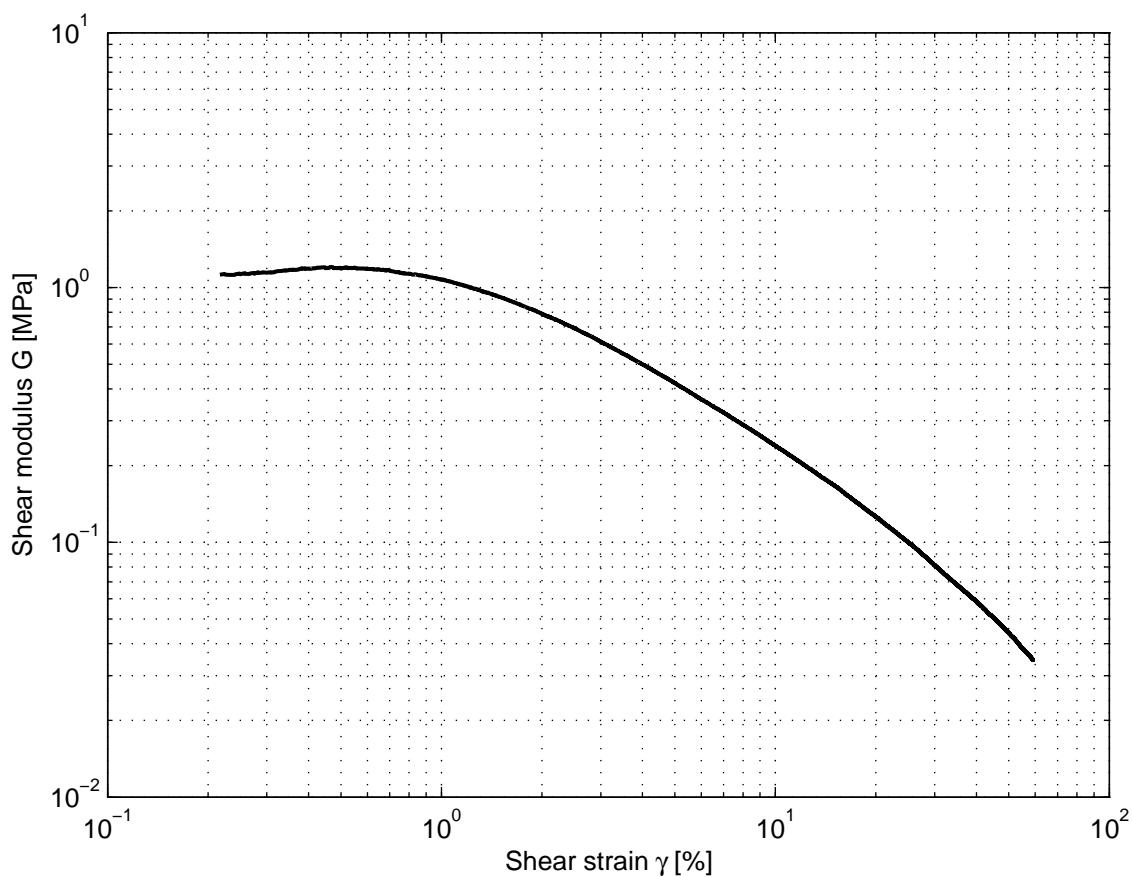
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

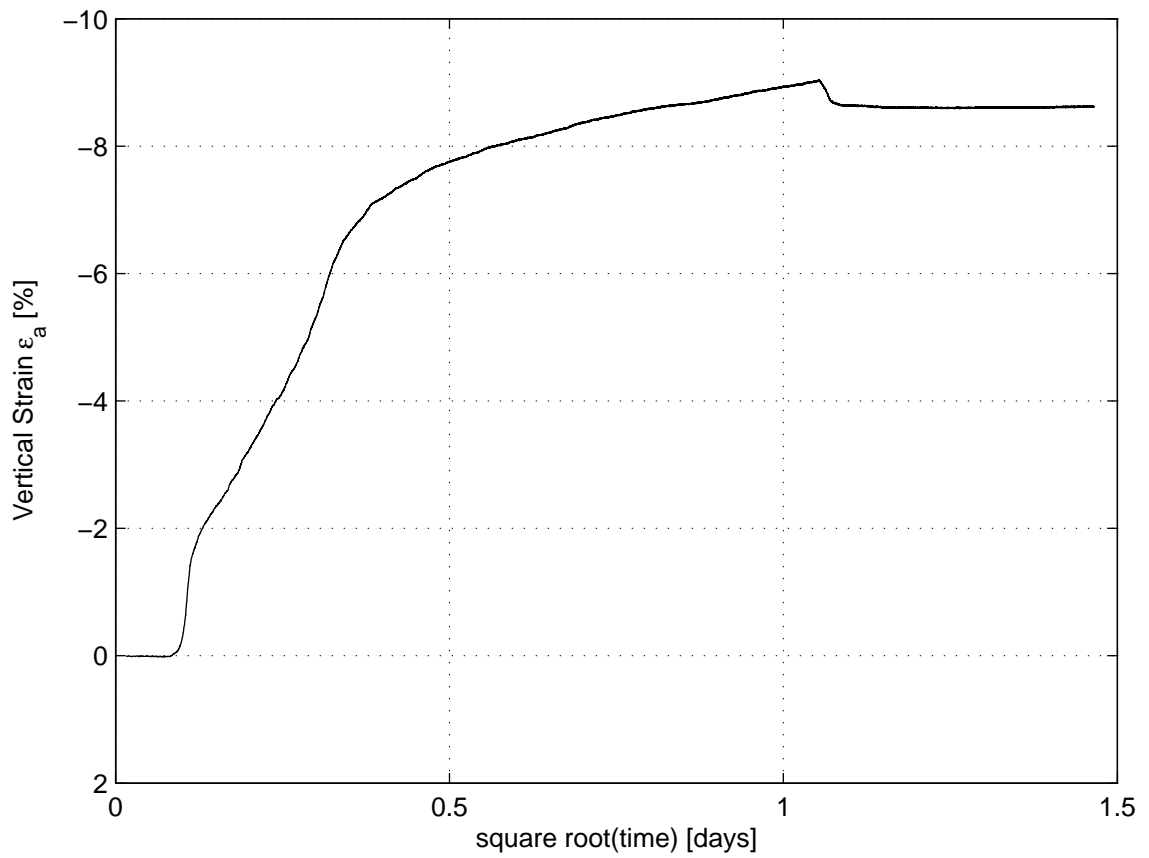
version
1.3

appendix
DSS14

page
2



γ [%]	τ [kPa]	ϵ_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	21.1	0.00	46.5	3.7	0.42
15% deformation	25.1	0.00	41.8	8.4	0.17
30% deformation	24.4	0.00	36.2	13.9	0.08
Maximum strain	20.4	0.00	25.0	25.1	0.03
Maximum τ	25.3	0.00	39.9	10.3	0.12



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 14

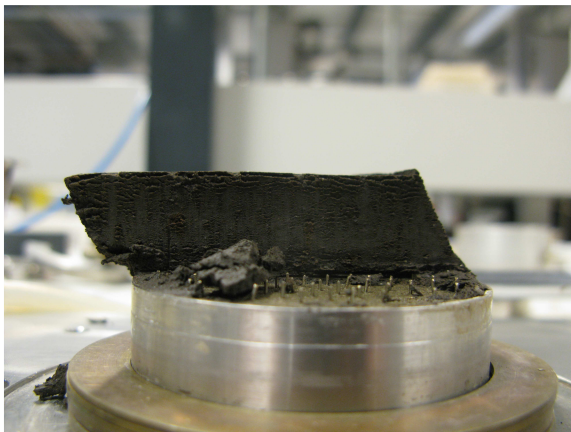
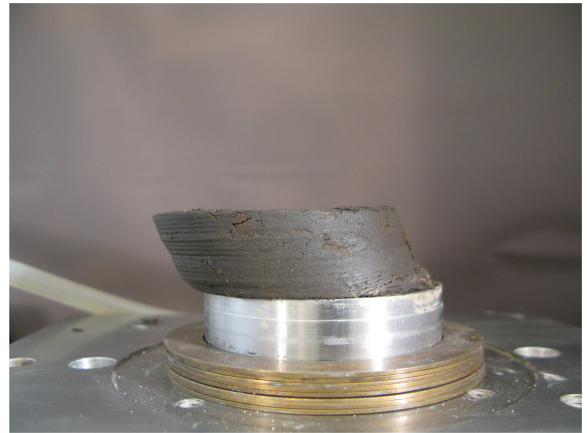
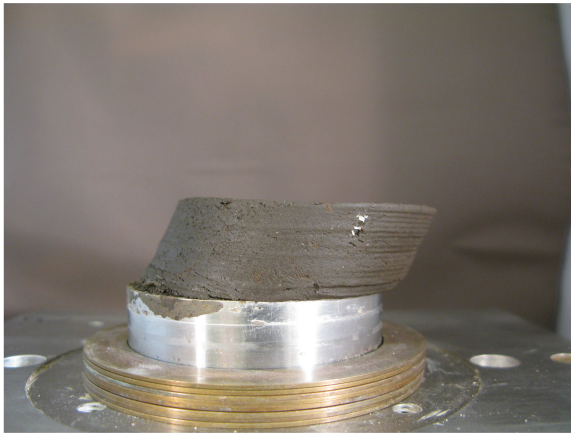
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS14

page
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

project
11200999.4

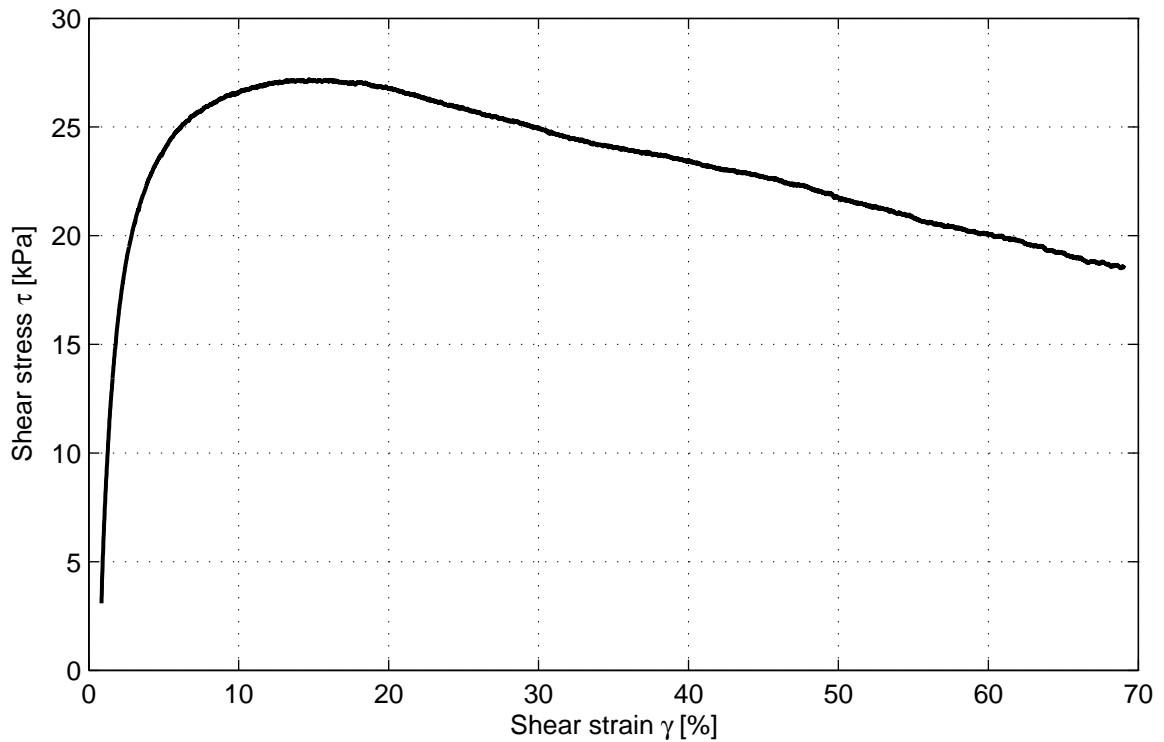
version
1.3

Direct Simple Shear test on sample 14

appendix
DSS14

page
5

Direct Simple Shear Test



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.4
Test type	C
Apparatus code	DSS-D
Sample name	15
Bore code	OVP_C2
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.33
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	103.4
w_{final} [%]	113.1
Consolidation stress [kPa]	50.0
Consolidation strain [%]	11.64
Strain rate [%/h]	8.0
Max shear stress [kPa]	27.2
Vert. stress at max shear stress [kPa]	46.2
Shear strain at max shear stress [kPa]	14.7
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	35.6
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	23.4
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 15

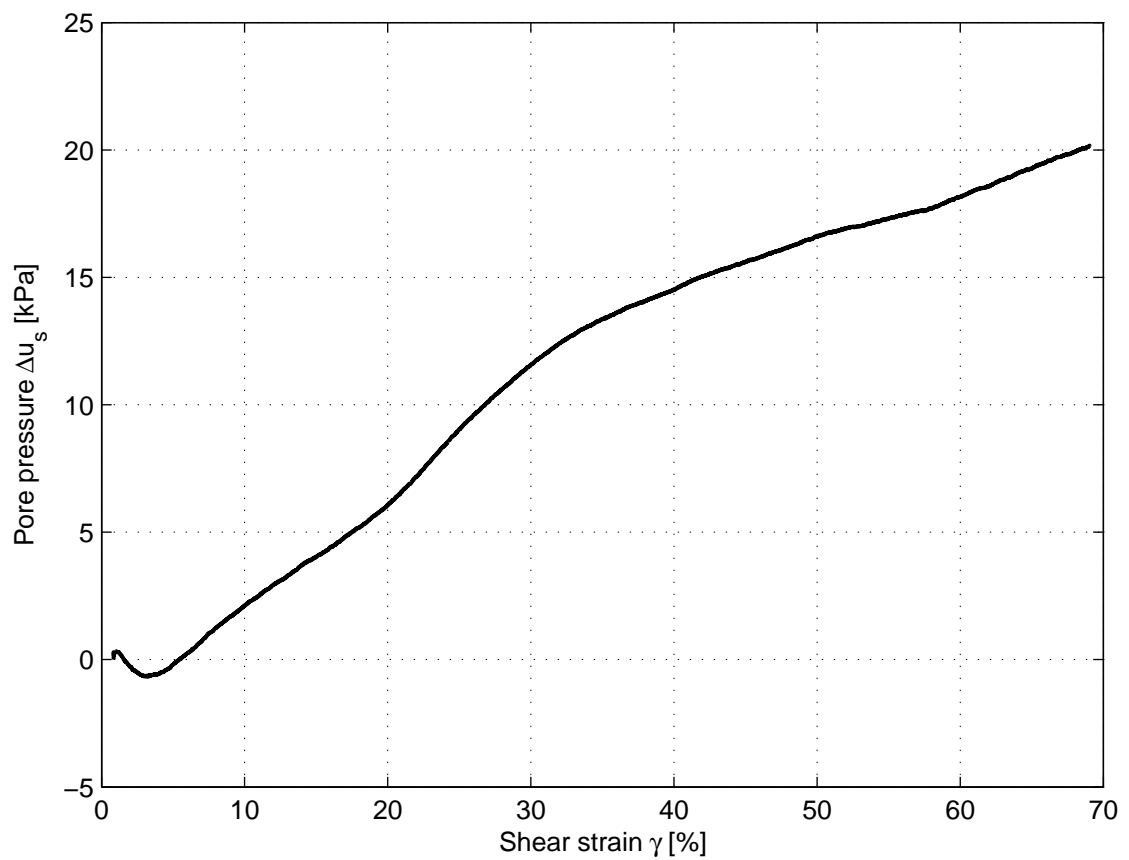
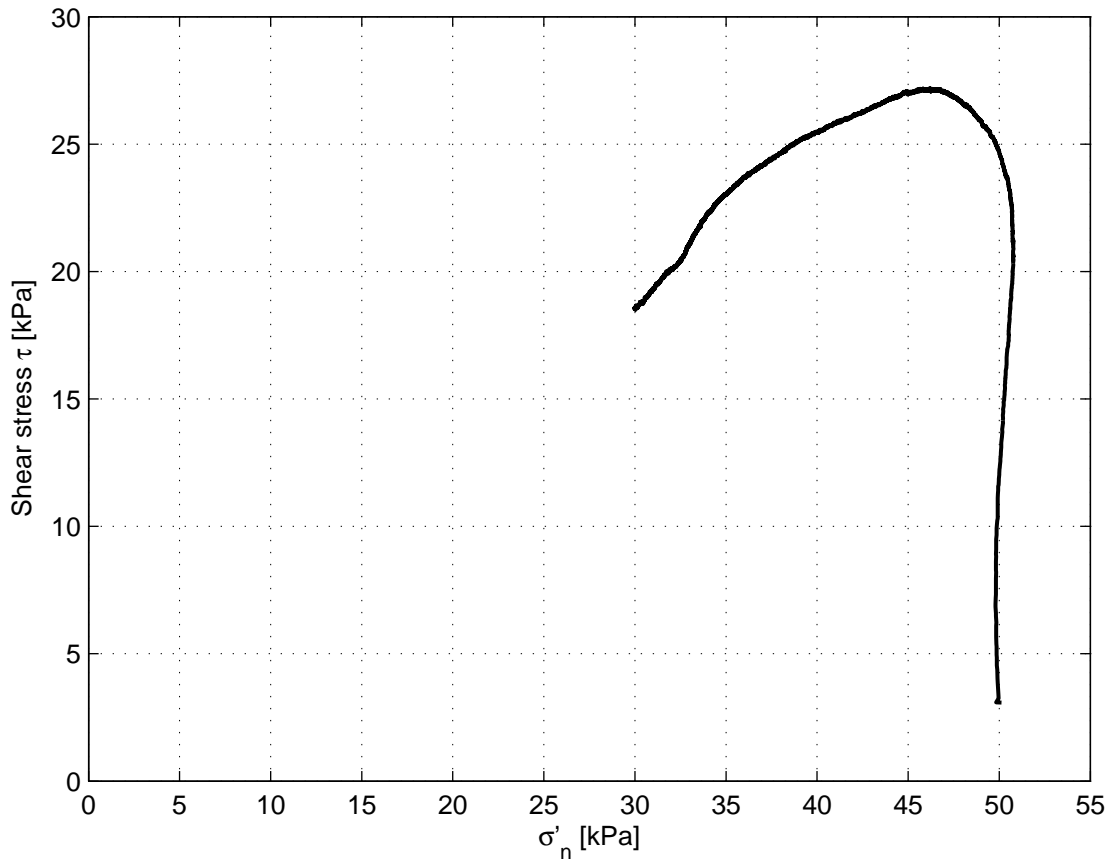
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS15

page
1



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 15

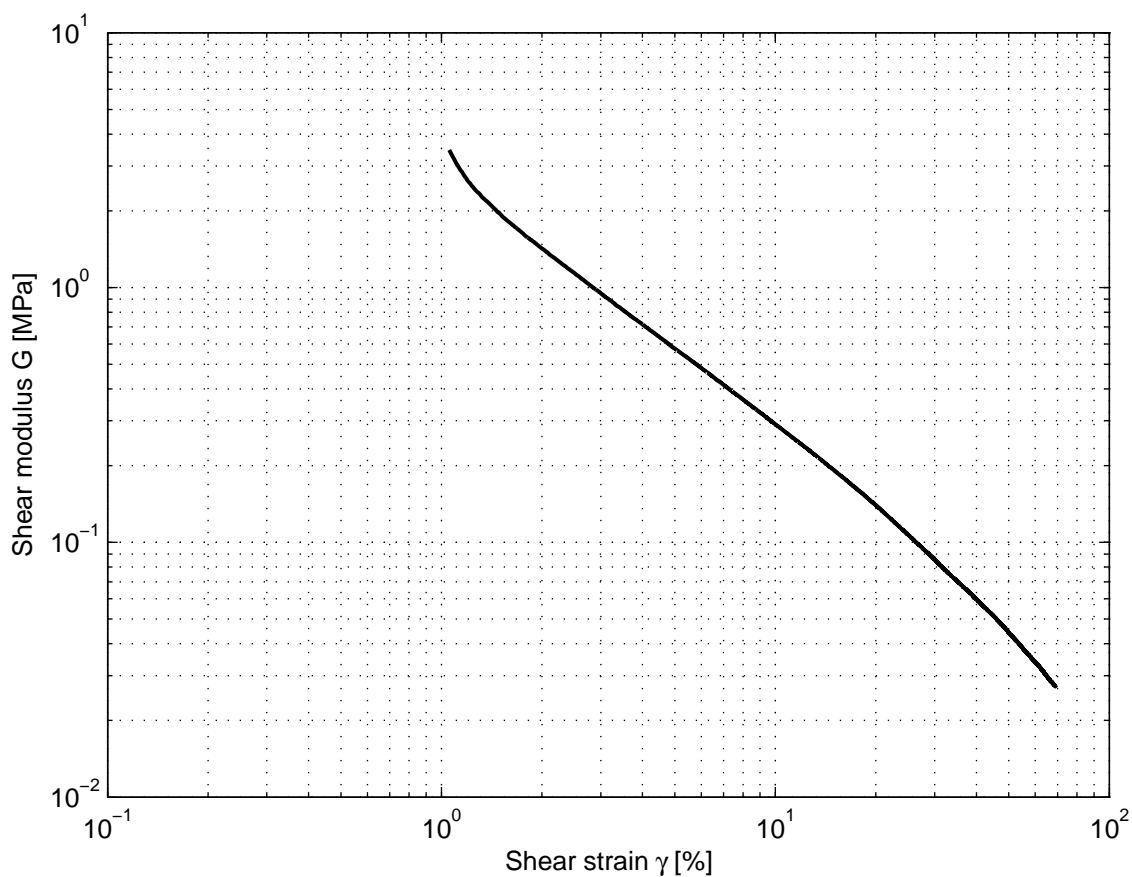
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

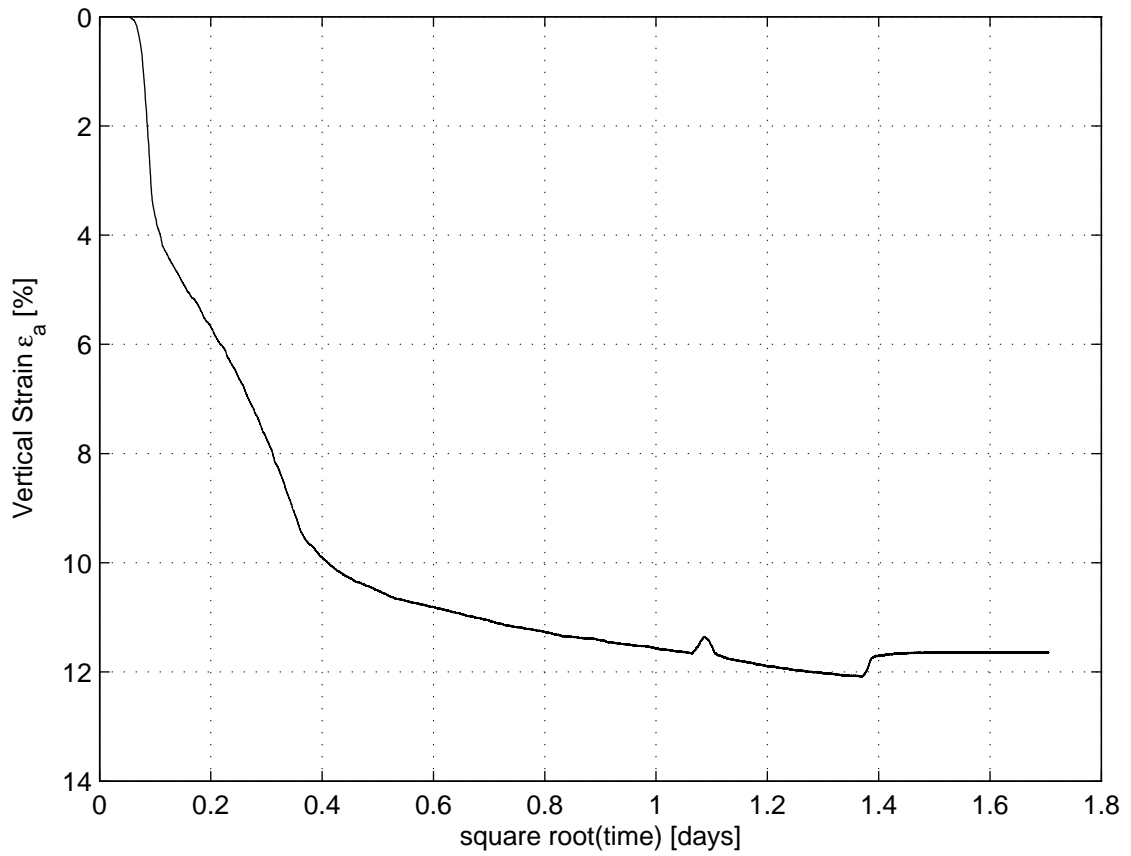
version
1.3

appendix
DSS15

page
2



γ [%]	τ [kPa]	ε_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	23.9	-0.00	50.3	-0.2	0.58
15% deformation	27.1	-0.00	46.1	4.0	0.19
30% deformation	24.9	-0.00	38.6	11.6	0.09
Maximum strain	18.5	-0.00	30.0	20.2	0.03
Maximum τ	27.2	-0.00	46.2	3.9	0.20



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 15

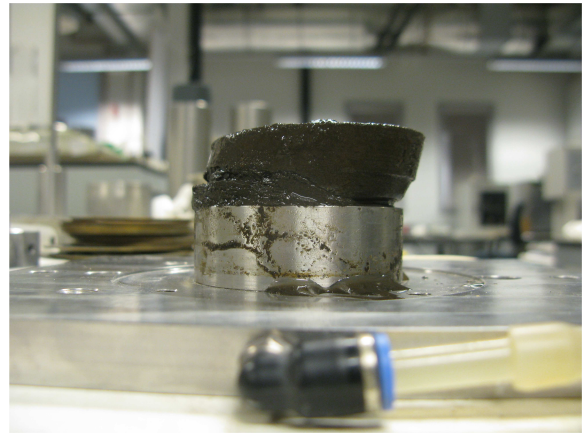
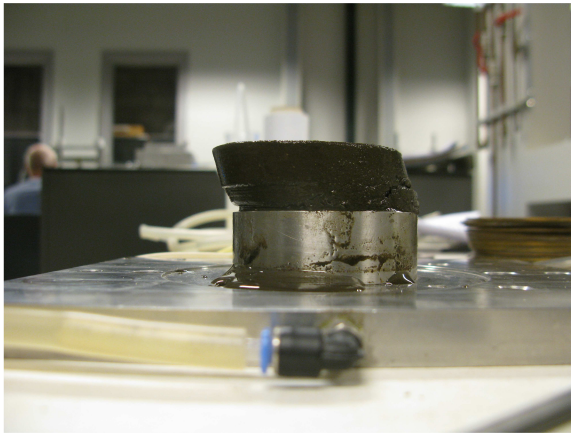
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS15

page
4



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

project
11200999.4

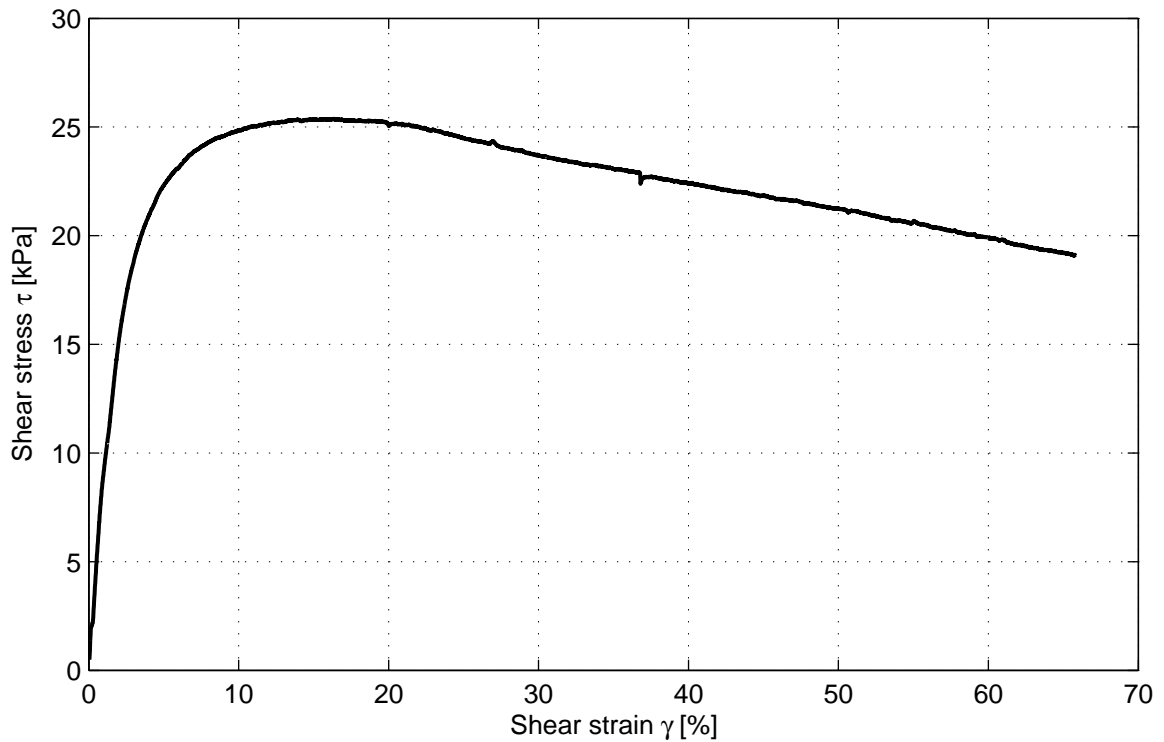
version
1.3

Direct Simple Shear test on sample 15

appendix
DSS15

page
5

Direct Simple Shear Test



Description of soil sample:

Soil classification	Clay, slightly silty
Pressure area [cm ²]	31.17
Mean temperature during shear [°C]	21.4
Test type	C
Apparatus code	DSS-B
Sample name	16
Bore code	OVP_C2
Depth from GL [m]	0.00
Depth to GL [m]	0.00
Specimen condition	Intact
Trimming procedure	With cutting ring
ρ_s [g/cm ³]	1.37
S_o [%]	-
Void ratio start shear [-]	-
w_o [%]	105.4
w_{final} [%]	111.6
Consolidation stress [kPa]	49.9
Consolidation strain [%]	10.60
Strain rate [%/h]	8.0
Max shear stress [kPa]	25.4
Vert. stress at max shear stress [kPa]	44.7
Shear strain at max shear stress [kPa]	16.3
σ_v at $\gamma = 40\%$ [kPa]	35.2
τ at $\gamma = 40\%$ [kPa]	22.4
Sample Disturbance Index [%]	-
SDI qualification	-

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 16

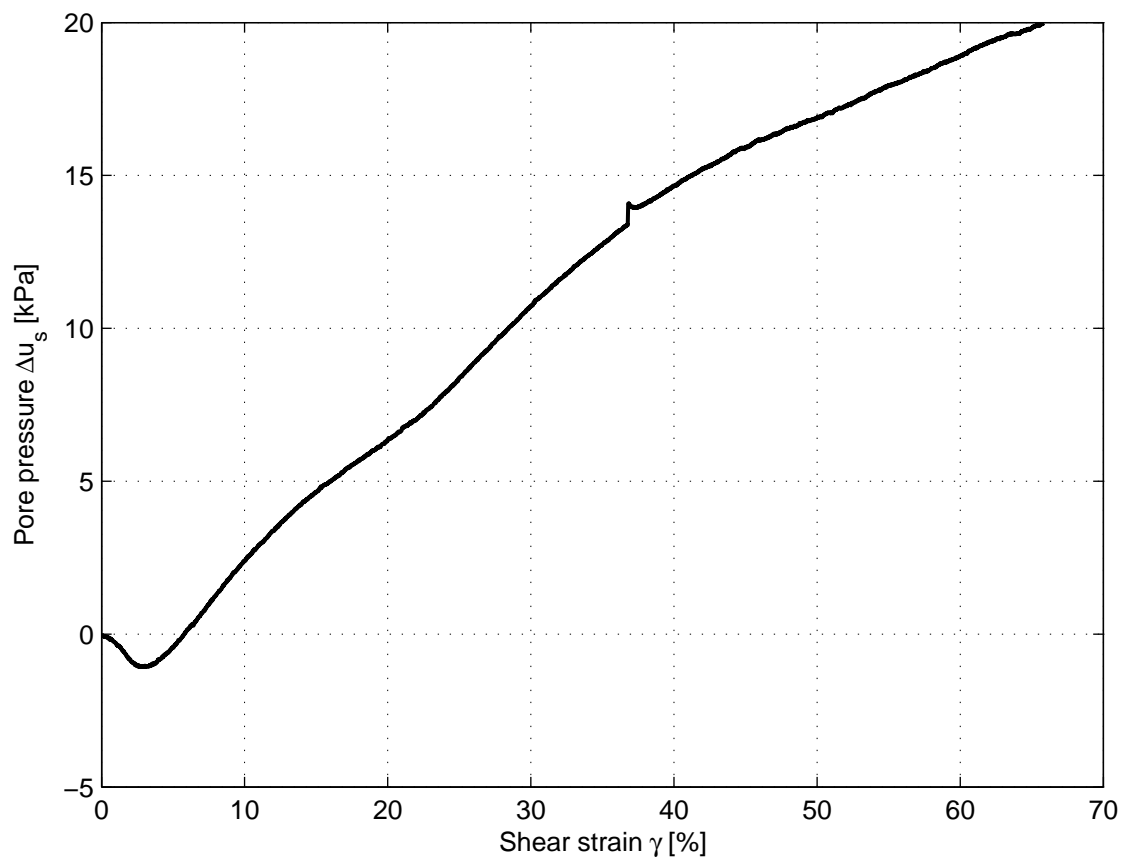
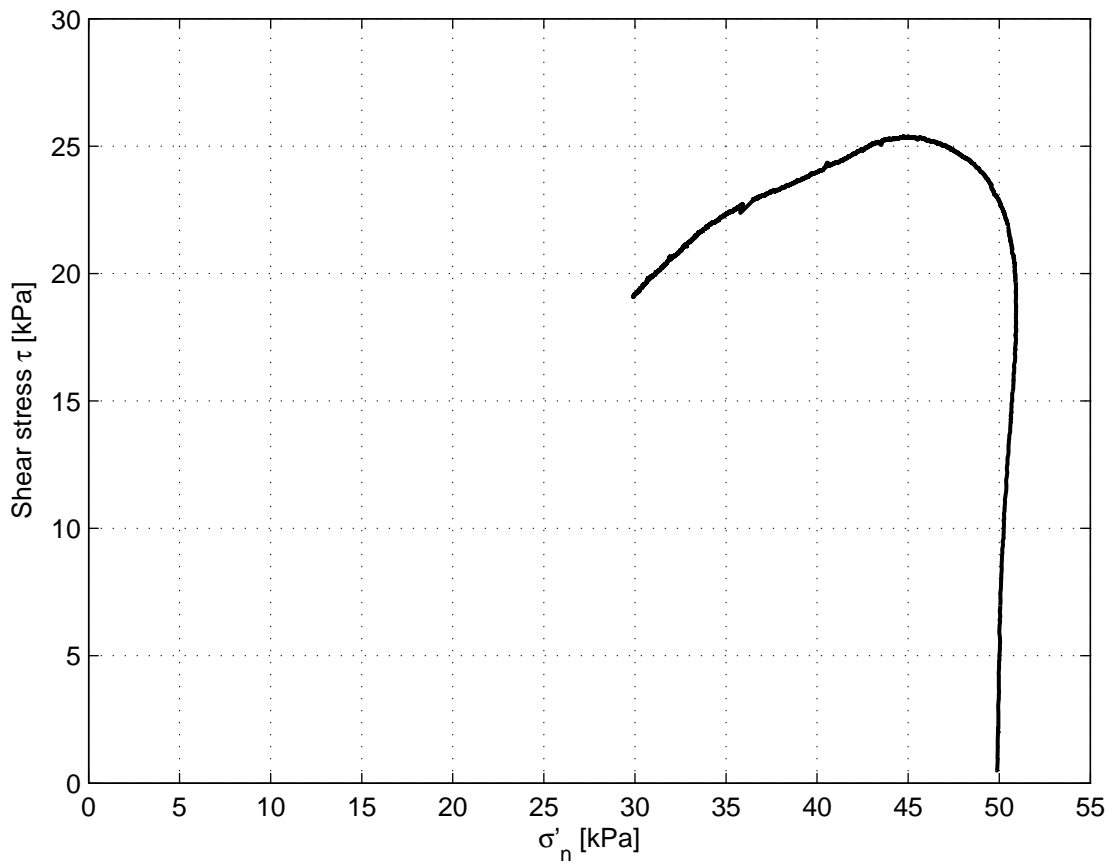
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS16

page
1



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273
Telefax +31 (0)88 3358582
Homepage: www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 16

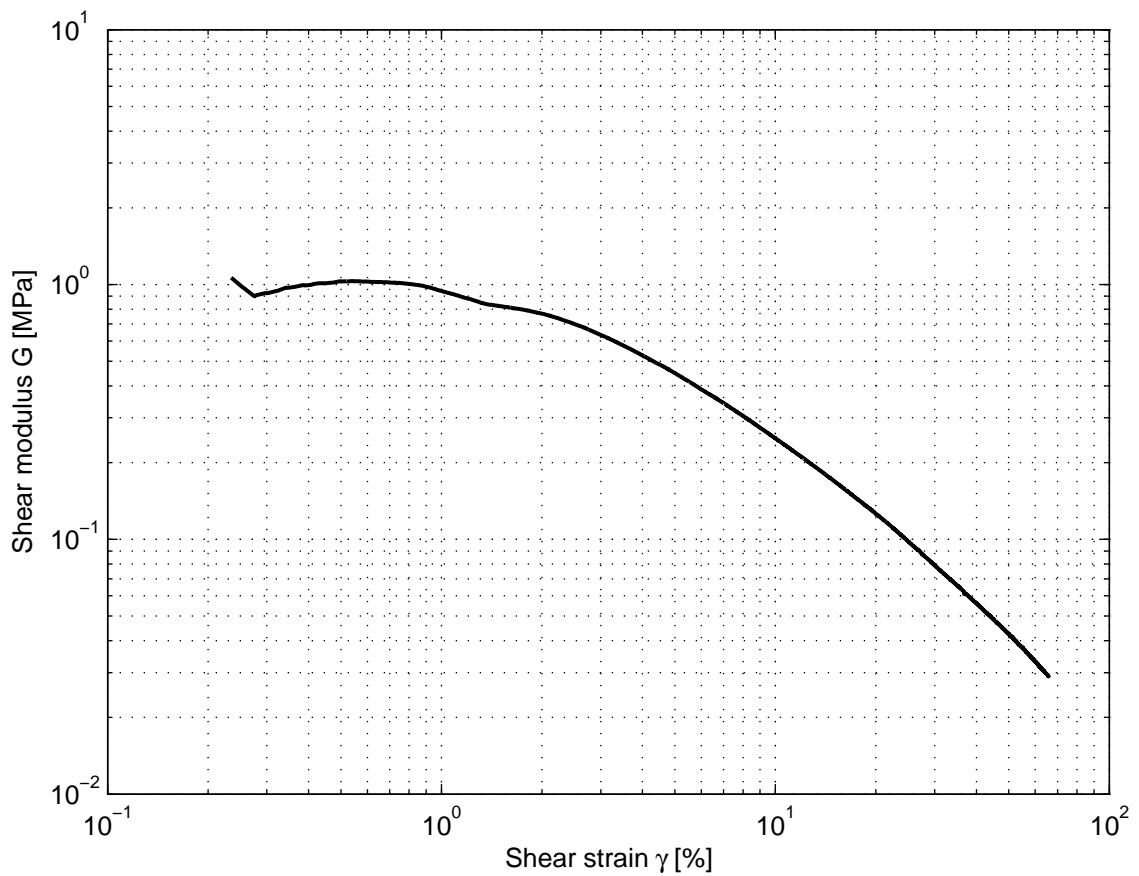
Direct Simple Shear Test

project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS16

page
2



γ [%]	τ [kPa]	ε_a [%]	σ'_n [kPa]	Δu_s [kPa]	G [MPa]
5% deformation	22.3	0.00	50.3	-0.4	0.45
15% deformation	25.4	0.00	45.2	4.6	0.17
30% deformation	23.7	0.00	39.1	10.7	0.08
Maximum strain	19.1	0.00	29.9	20.0	0.03
Maximum τ	25.4	0.00	44.8	5.1	0.16

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2018-04-13

signed
konstad

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek

Direct Simple Shear test on sample 16

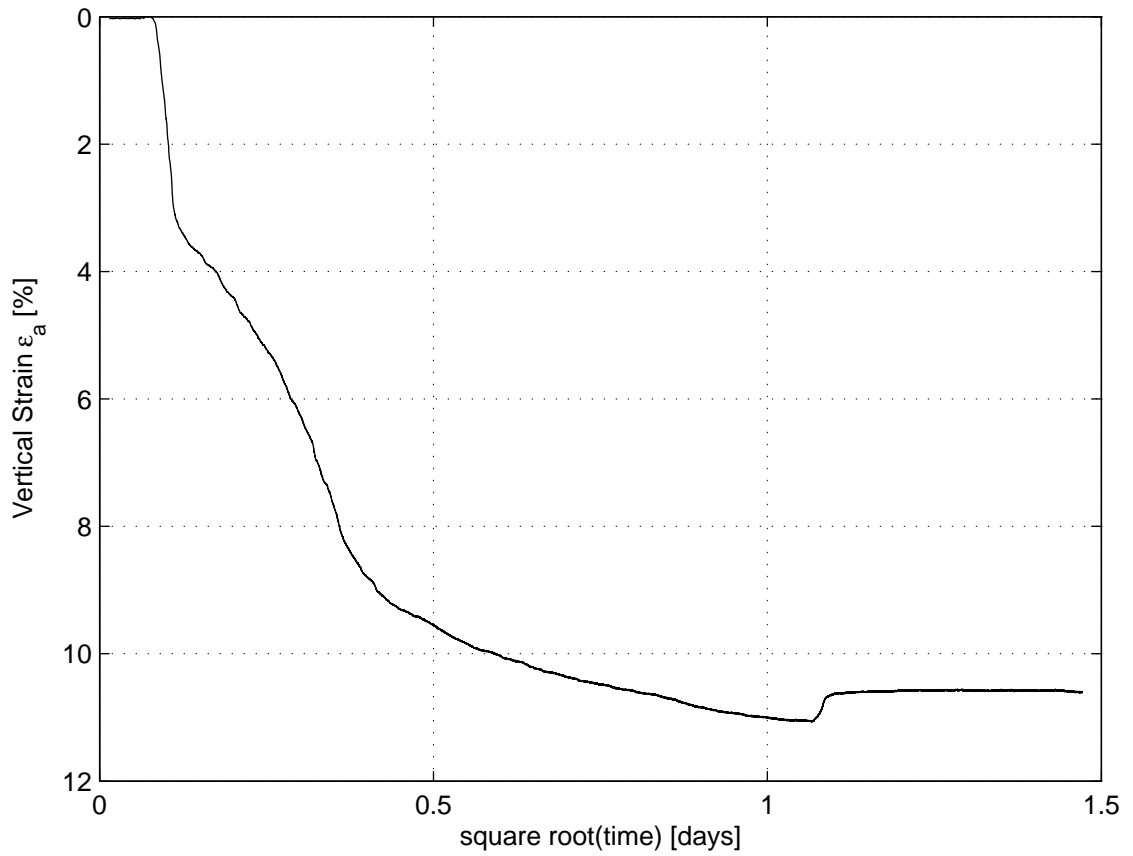
Direct Simple Shear Test

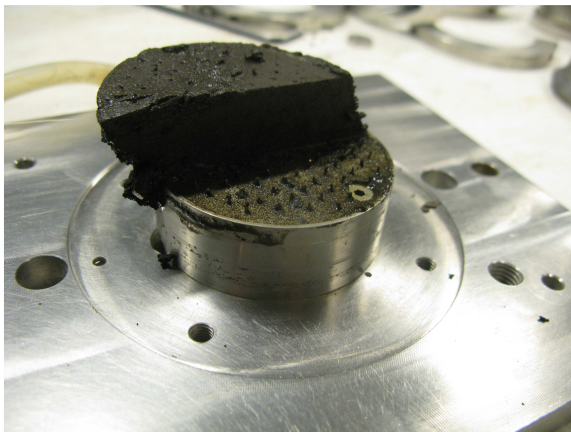
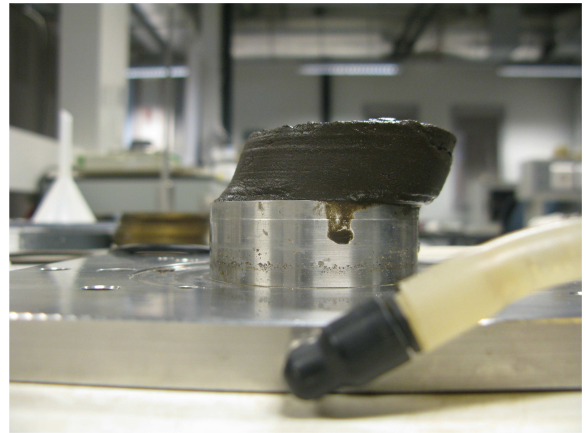
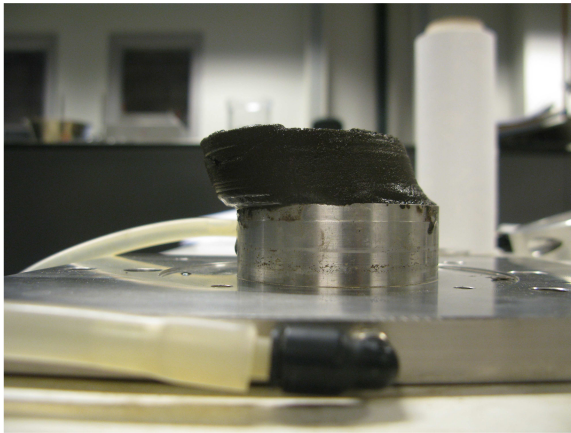
project
11200999.4

version
1.3

appendix
DSS16

page
3

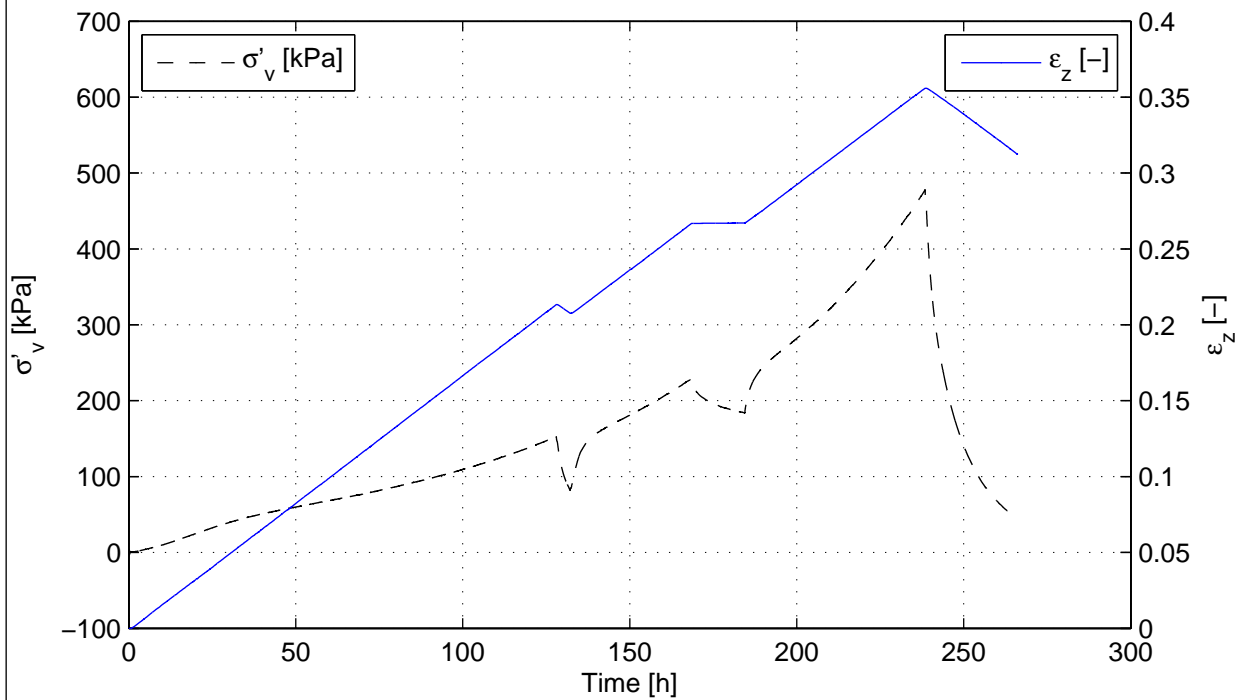






11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief

E Uitwerking K₀-CRS-proeven



Description of soil sample:

Soil description (NEN 5104)	Klei, matig siltig, matig h..
Unit weight saturated soil [kN/m ³]	13.1
Unit weight dry soil [kN/m ³]	6.1
Water content [%]	113.9
Water content final [%]	74.1
Initial saturation [%]	0.97 (S)
Void ratio – initial [-]	2.79 (e)
Sample disturbance index [%]	6.7, moderate quality
S and e calculated with assumed γ_s [kN/m ³] of	23.3

Test overview (test plan):

Stress loading phase [kPa]	160
Stress unloading phase [kPa]	80
Stress reloading phase [kPa]	240
Stress relaxation phase [kPa]	240
Maximum stress [kPa]	500

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, sample 1, depth: -0.05 m to -0.10 m GL

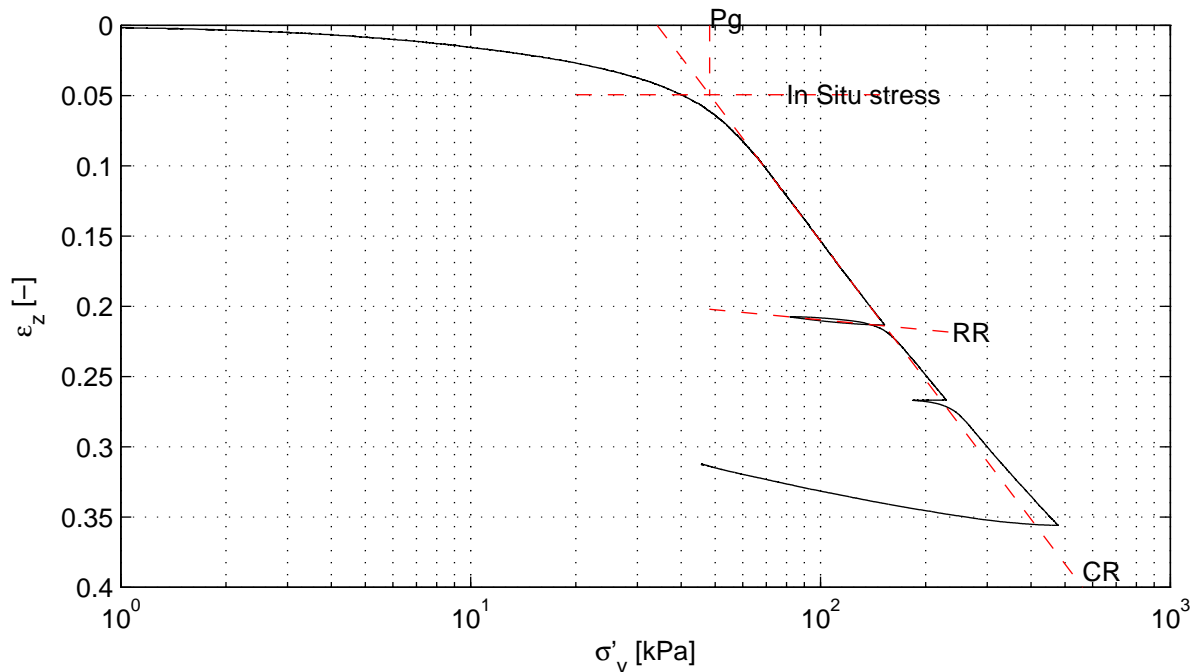
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS1

page
1

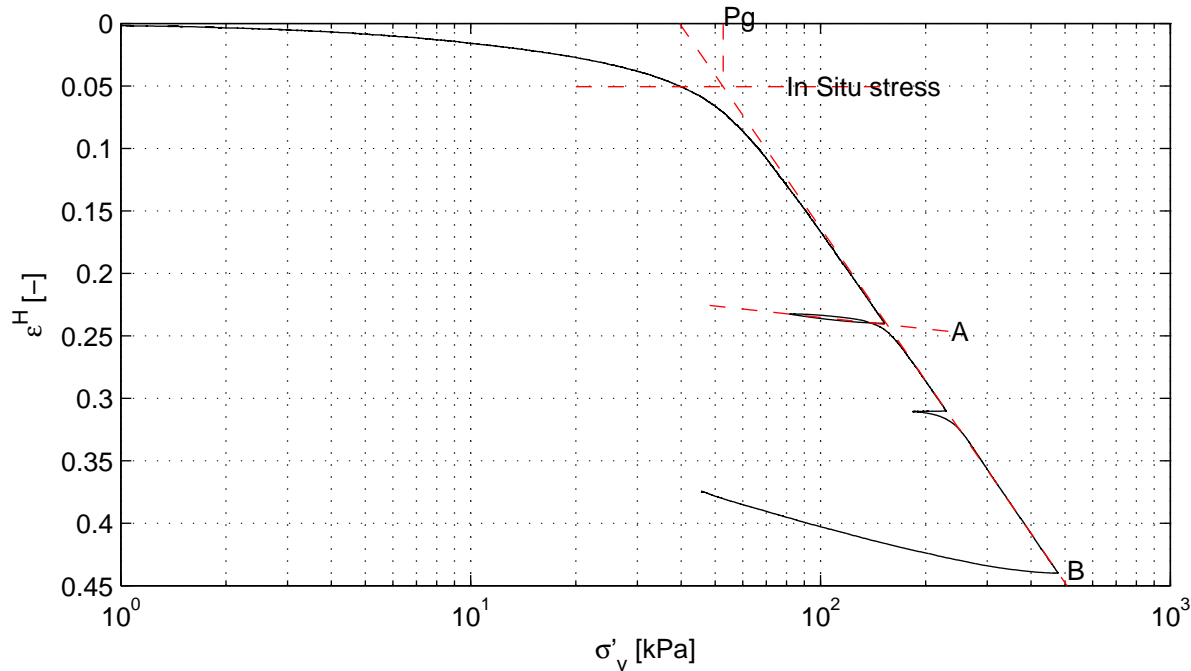


RR = 2.4e-02
CR = 3.3e-01

$C_\alpha = 2.3e-02$

$P_g = 48.2 \text{ kPa}$

Isotachen method



A = 1.3e-02
B = 1.8e-01

C = 1.2e-02

$P_g = 52.8 \text{ kPa}$

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, sample 1, depth: -0.05 m to -0.10 m GL

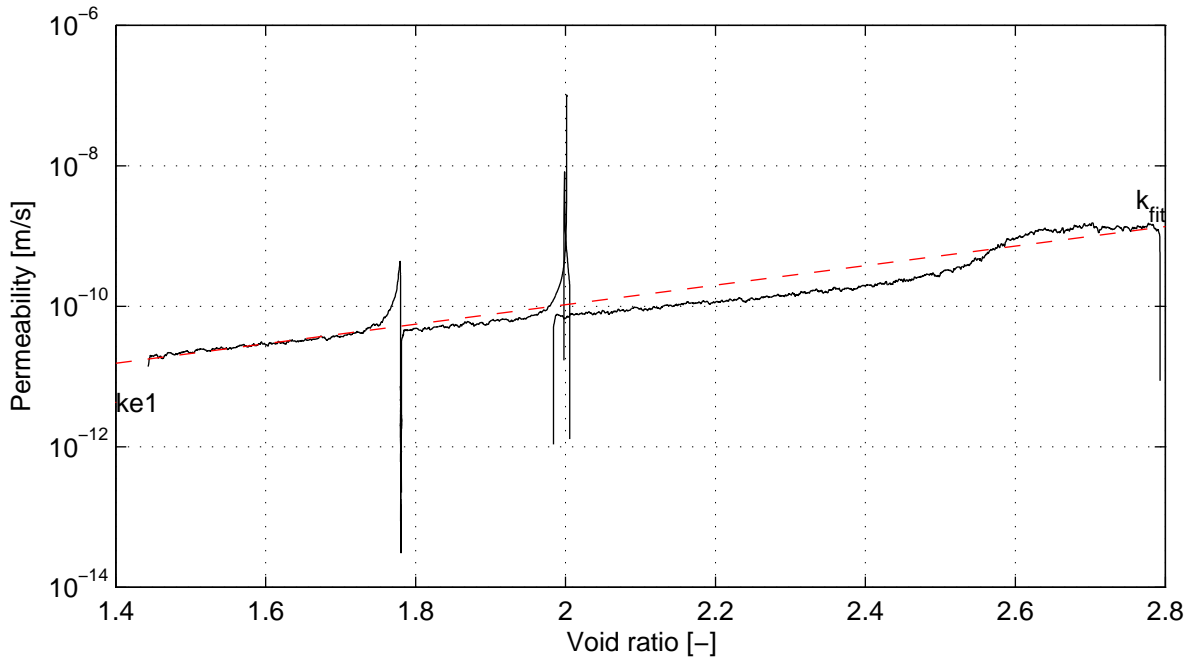
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS1

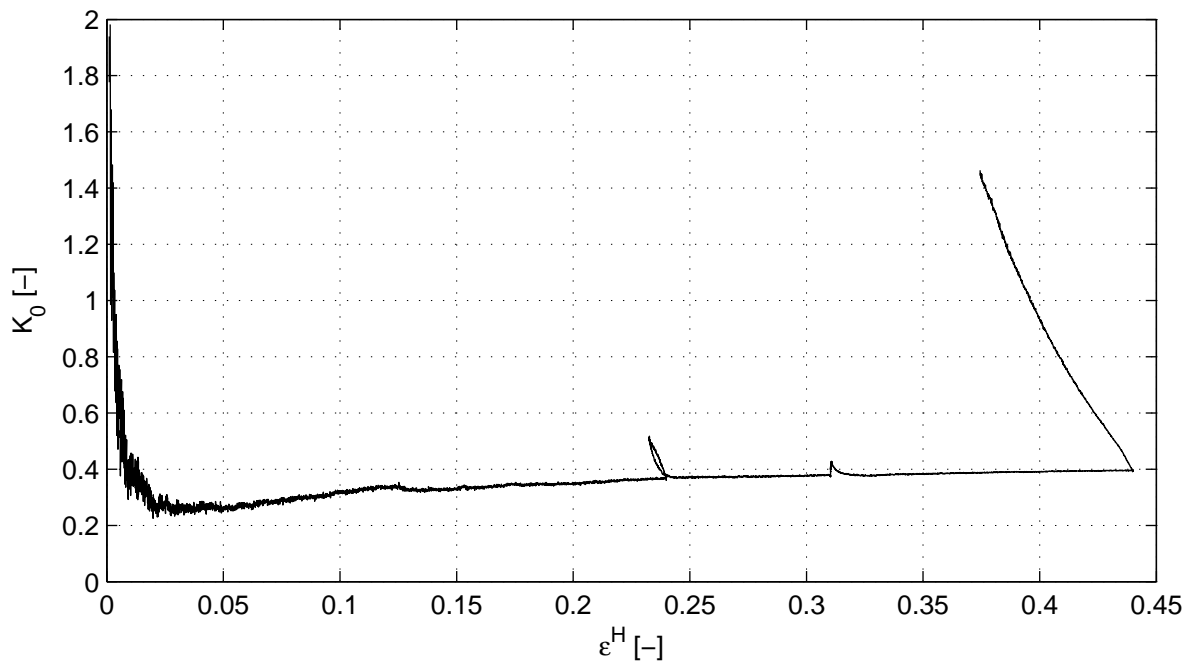
page
2



$k_{e1} = 4.3e-12 \text{ m/s}$

$k_{e0} = 1.3e-09 \text{ m/s}$

slope = 1.39e+00



$v = 0.18$

$K_{0m} = 0.39$

$K_{0e} = 0.40$

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, sample 1, depth: -0.05 m to -0.10 m GL

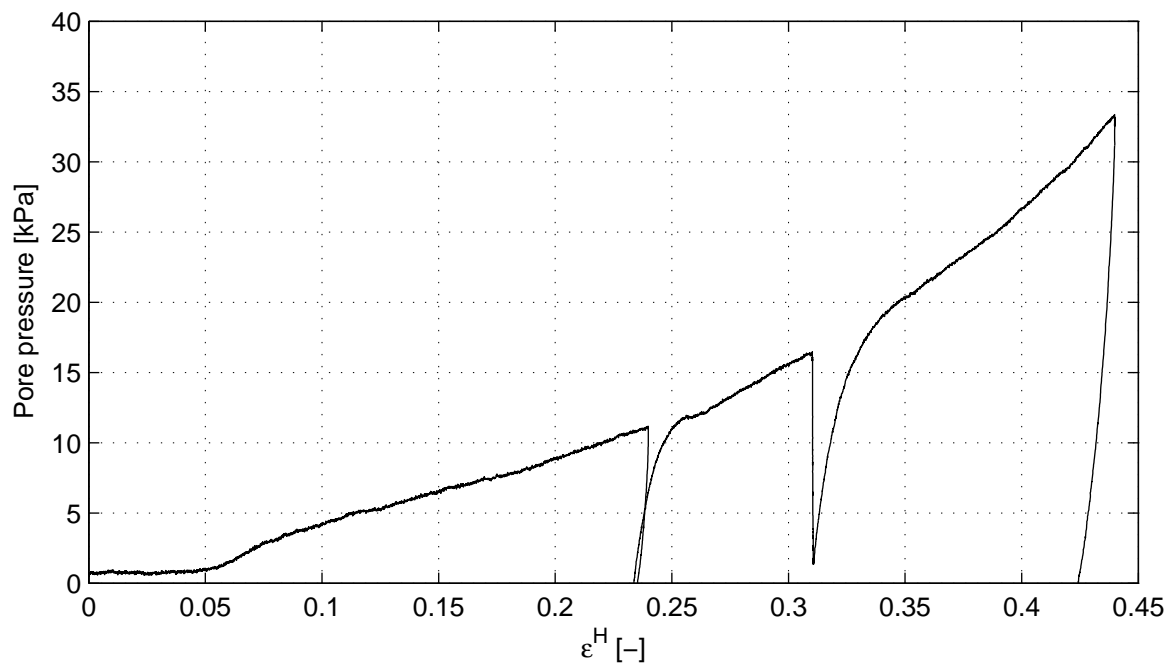
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS1

page
3



Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C1, sample 1, depth: -0.05 m to -0.10 m GL

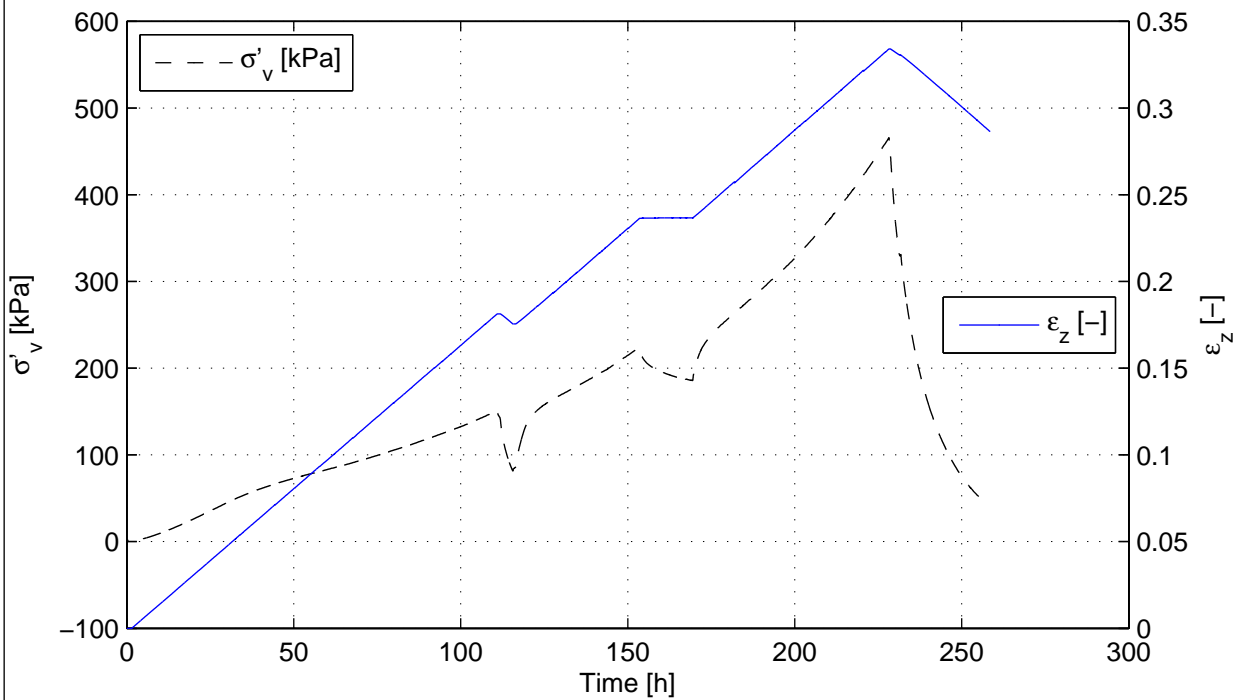
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS1

page
4



Description of soil sample:

Soil description (NEN 5104)	Klei, zwak siltig
Unit weight saturated soil [kN/m ³]	13.3
Unit weight dry soil [kN/m ³]	6.4
Water content [%]	107.0
Water content final [%]	71.5
Initial saturation [%]	0.97 (S)
Void ratio – initial [-]	2.62 (e)
Sample disturbance index [%]	6.0, moderate quality
S and e calculated with assumed γ_s [kN/m ³] of	23.3

Test overview (test plan):

Stress loading phase [kPa]	160
Stress unloading phase [kPa]	80
Stress reloading phase [kPa]	240
Stress relaxation phase [kPa]	240
Maximum stress [kPa]	500

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, sample 13, depth: 0.00 m to -0.05 m GL

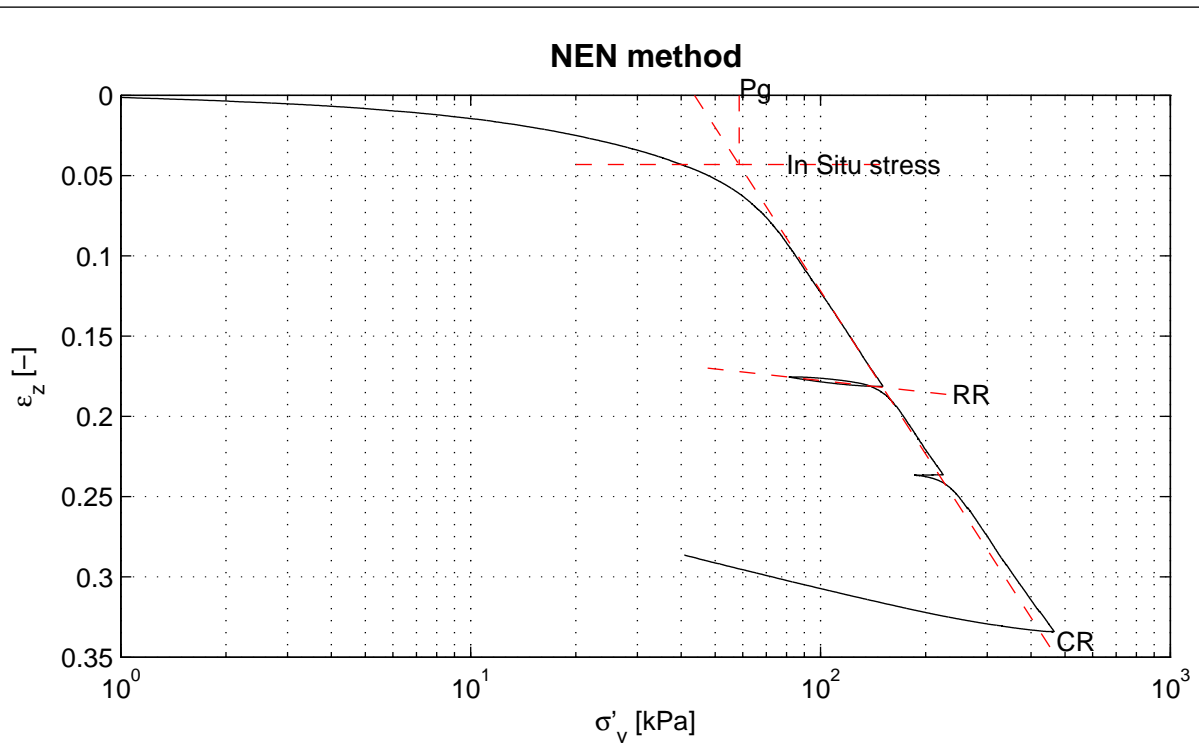
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS13

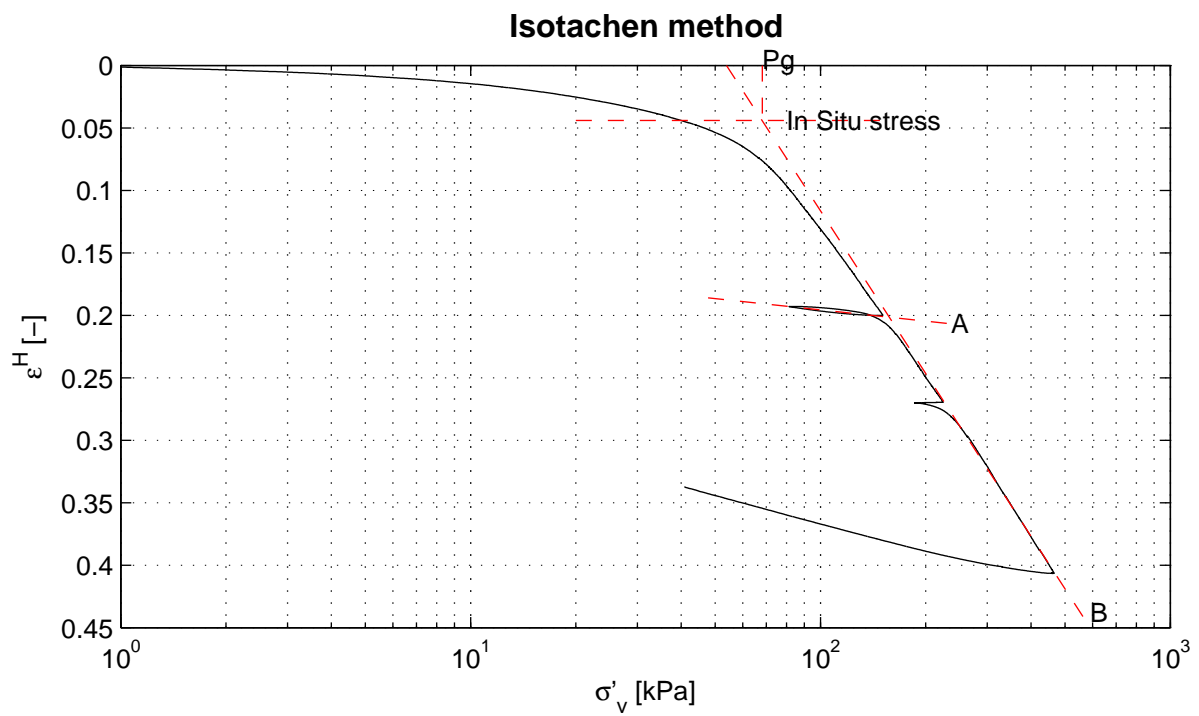
page
1



RR = 2.4e-02
CR = 3.4e-01

$C_\alpha = 1.9e-02$

$P_g = 58.6 \text{ kPa}$



A = 1.3e-02
B = 1.9e-01

C = 1.1e-02

$P_g = 68.2 \text{ kPa}$

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, sample 13, depth: 0.00 m to -0.05 m GL

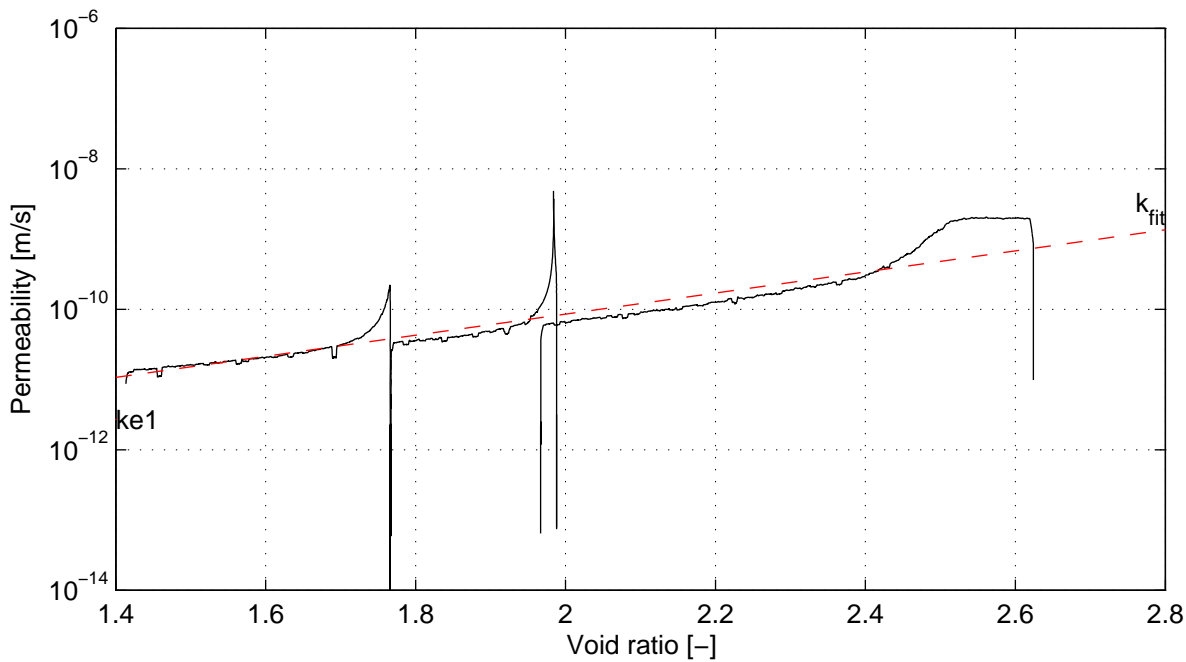
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS13

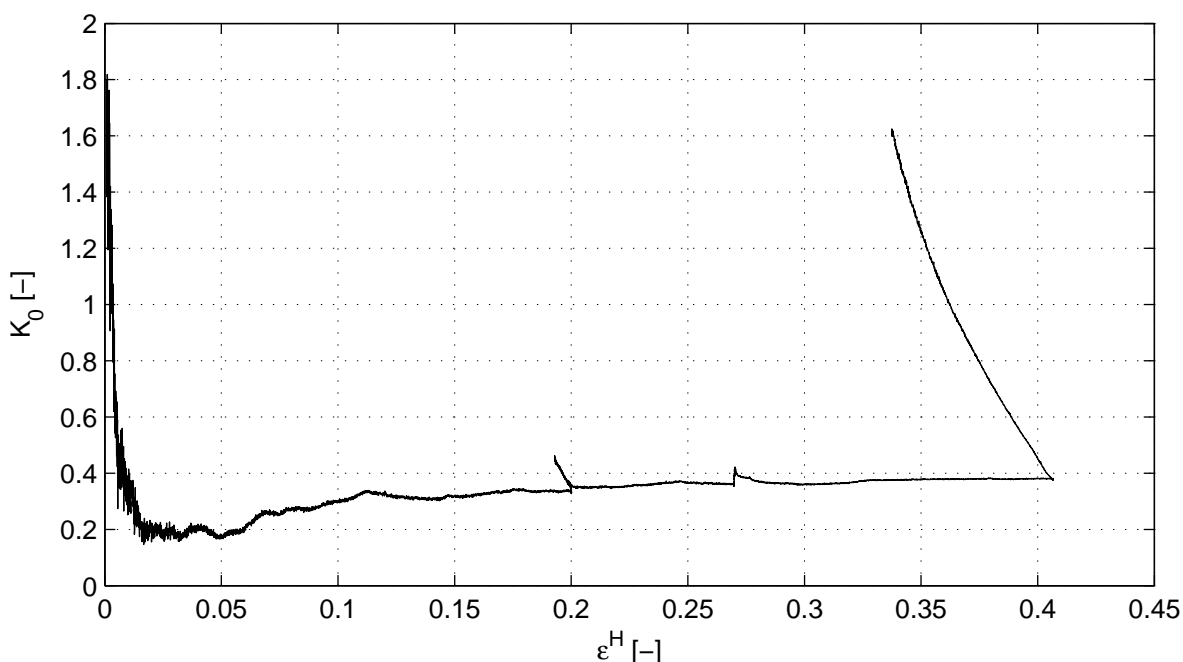
page
2



$k_{e1} = 2.7e-12 \text{ m/s}$

$k_{e0} = 7.4e-10 \text{ m/s}$

slope = 1.50e+00



$v = 0.18$

$K_{0m} = 0.38$

$K_{0e} = 0.38$

Deltares

PO Box 177, NL 2600 MH Delft
Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft

Telephone +31 (0)88 3358273 Homepage:
Telefax +31 (0)88 3358582 www.deltares.nl

date
2017-10-12

signed
grw

POVM experimenteel onderzoek: Geotechnisch onderzoek
Boring OVP_C2, sample 13, depth: 0.00 m to -0.05 m GL

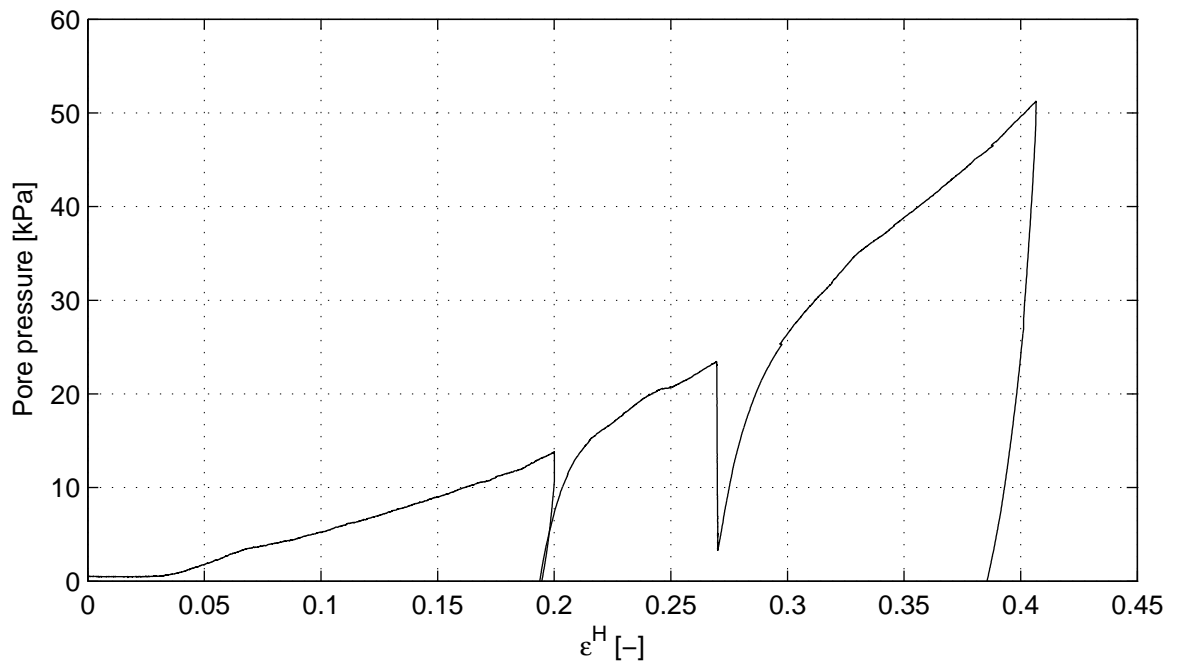
project
11200999.4

version
1.1

K0-CRS measurement

appendix
CRS13

page
3



F Overzicht watergehalte, gloeiverlies en dichtheid vaste stof

Onderstaande tabel geeft een overzicht van het watergehalte w , de initiële dichtheid van het proefstuk γ , de dichtheid vaste stof γ_s en het gloeiverlies LOI zoals bepaald voor elk proefstuk. Op basis van deze gegevens kan ook de porositeit n en het poriegetal e worden berekend. Deze zijn ook opgenomen in de tabel.

Sample	Type proef	w [%]	Datum bepaling w	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	LOI [%]	n [-]	e [-]
1	K0-CRS	113.9	29/09/'17	13.1	-	-	0.73	2.77
2	DSS	111.8	14/12/'17	13.0	23.06	17.9	0.73	2.75
3	DSS	111.3	14/12/'17	12.8	22.98	18.4	0.74	2.83
4	DSS	115.4	20/12/'17	12.8	23.10	18.1	0.74	2.90
5	TX-c	115.1	21/11/'17	13.4	23.12	17.8	0.73	2.69
6	TX-c	114.9	27/11/'17	13.4	23.09	17.5	0.73	2.69
7	TX-c	115.2	04/12/'17	13.6	23.08	17.9	0.73	2.65
8	TX-e	115.0	11/12/'17	13.4	23.14	18.0	0.73	2.72
9	TX-e	113.9	04/01/'18	13.5	23.18	17.9	0.73	2.67
10	TX-e	111.6	08/01/'18	13.5	23.18	17.5	0.72	2.62
11	LDSS	113.9	05/02/'18	13.6	23.08	18.0	0.73	2.64
12	LDSS	113.5	01/03/'18	13.6	23.10	18.0	0.72	2.63
13	K0-CRS	107.0	29/09/'17	13.3	-	-	0.72	2.60
14	DSS	104.2	05/03/'18	13.6	23.25	17.6	0.71	2.46
15	DSS	103.4	03/04/'18	13.0	23.12	18.0	0.72	2.60
16	DSS	105.4	03/04/'18	13.4	23.17	18.0	0.72	2.53
17	TX-c	115.9	19/01/'18	13.4	23.06	17.9	0.73	2.71
18	TX-c	114.1	02/02/'18	13.4	23.10	17.5	0.73	2.68
19	TX-c	114.3	12/02/'18	13.5	23.05	17.1	0.73	2.66
20	TX-e	113.7	21/02/'18	13.5	22.99	17.4	0.73	2.66
21	TX-e	113.7	26/02/'18	13.5	22.98	17.6	0.73	2.66
22	TX-e	107.8	06/03/'18	13.6	23.08	17.8	0.72	2.52
23	LDSS	109.7	26/03/'18	13.6	23.11	18.0	0.72	2.57
24	LDSS	110.2	09/04/'18	13.1	23.04	18.7	0.72	2.54

Tabel F.1 Overzicht watergehalte, dichtheid, dichtheid vaste stof, gloeiverlies, porositeit en poriegetal

Cel	Gewicht monster [g]	Gewicht na drogen [g]	Watergehalte [%]
1	183.6	87.0	111
1	393.6	184.8	113
1	409.2	191.2	114
1	214.0	101.0	112
2	122.2	58.2	110
2	236.4	114.4	107
2	140.4	69.0	103

Tabel F.2 Watergehalten bepaald bij uitbouw van de consolidatiecellen

G Numerieke simulaties Direct Simple Shear proeven

G.1 Inleiding, uitgangspunten en randvoorwaarden

Ter ondersteuning van de analyse van de Large Direct Simple Shear proeven zijn enkele numerieke simulaties van Direct Simple Shear proeven uitgevoerd. Doel van het onderzoek is vast te stellen hoe zowel de hoofdspansingen als de spanningen in x, y en z-richting zich ontwikkelen in numerieke simulaties. Hierbij worden verschillende materiaalmodellen onderling vergeleken en wordt er een vergelijking gemaakt met de meetdata.

De analyses zijn uitgevoerd met de PLAXIS Soil test module, versie PLAXIS 2D 2017. De simulaties zijn uitgevoerd met het Soft Soil model, het Soft Soil Creep model en het Creep-SCLAY1 model. De gedachte achter het gebruik van deze modellen is de oplopende complexiteit van de modellen. Het Soft Soil model is een Cam Clay-type model gecombineerd met het Mohr-Coulomb bezwijk criterium, details zijn beschreven in PLAXIS (2016^a). Het Soft Soil Creep model is eveneens een Cam-Clay-type model gecombineerd met het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium waarmee tevens kruip kan worden gesimuleerd, PLAXIS (2016^a). Het Creep-SCLAY1 model kent naast het modelleren van kruip ook de mogelijkheid om plastische anisotropie in rekening te brengen. In een studie parallel aan deze experimentele studie is een nieuwe implementatie van het Creep-SCLAY1 model ontwikkeld, voor details wordt verwezen naar POVM (2018).

De LDSS proeven zijn alleen op normaal geconsolideerd materiaal uitgevoerd. De simulaties richten zich dan ook op normaal geconsolideerd materiaal gedrag. Opgemerkt wordt dat het Soft Soil en het Soft Soil Creep model ontwikkeld zijn om normaal en licht overgeconsolideerd gedrag te simuleren. De combinatie met het Mohr-Coulomb criterium zorgt er voor dat de sterkte bij overgeconsolideerd gedrag niet goed kan worden gemodelleerd met deze modellen.

parameter	unit	SS	SSC	Creep-SCLAY1
volume weight, γ	[kN/m ³]	13.14	13.14	13.14
compression index, λ^*	[-]	0.1134	0.1134	0.1134
recompression index, κ^*	[-]	0.01149	0.01149	0.01149
creep index, μ^*	[-]	n.a.	0.0065	0.0065
poison ratio, ν	[-]	0.15	0.15	0.15
friction angle, φ'	[°]	35	35	35
reference time, τ	[dag]	n.a.	1	1
OCR	[-]	1	1	1
extension ratio, r	[-]	n.v.t.	n.v.t.	-1
initial yield curve rotation, α_0	[-]	n.v.t.	n.v.t.	0.55
rotational hardening parameter, ω	[-]	n.v.t.	n.v.t.	26
rotational hardening parameter, ω_d	[-]	n.v.t.	n.v.t.	1

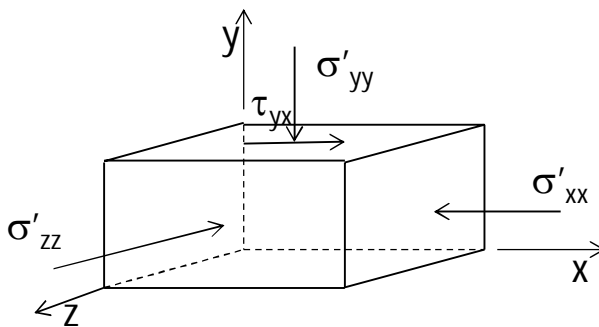
Tabel G.1 Toegepaste parameters voor de verschillende modellen, SS = Soft Soil model, SSC = Soft Soil Creep model, n.v.t. = niet van toepassing

De simulaties zijn zowel voor de gedraineerde als de ongedraineerde condities uitgevoerd. Initieel aan het afschuiven komen de spanningscondities overeen met K_0^{nc} condities, $K_0^{nc} = 1 - \sin(\varphi') = 0,42$. Het φ' de wrijvingshoek, zie onderstaande tabel. De verticale consolidatie spanning, σ'_{vc} is, conform de in de proef opgelegde spanningscondities, gelijk aan de

verticale spanning bij aanvang van afschuiven, σ'_{vi} , $\sigma'_{vi} = \sigma'_{vc} = 75$ kPa. Hieruit volgt OCR = 1. De proef is uitgevoerd tot een schuifrek $\gamma_{xy} = 40\%$ is bereikt. Voor de gedraineerde proeven is de opgelegde snelheid van schuifervormen 0.2%/uur. De eindrek werd bereikt na 8.3 dagen. Voor de ongedraineerde proeven is deze 3%/uur en wordt de eindrek bereikt na 0,56 dag. Er zijn 1000 rekenstappen, $n = 1000$, toegepast.

Tabel G.1 beschrijft de toegepaste parameters voor het Soft Soil, Soft Soil Creep en het Creep-SCLAY1 model. Voor een toelichting op de op de parameters van het Soft Soil en het Soft Soil Creep model wordt verwezen naar PLAXIS (2016^a). Voor de parameters van het Creep-SCLAY1 model wordt verwezen naar POVM (2018).

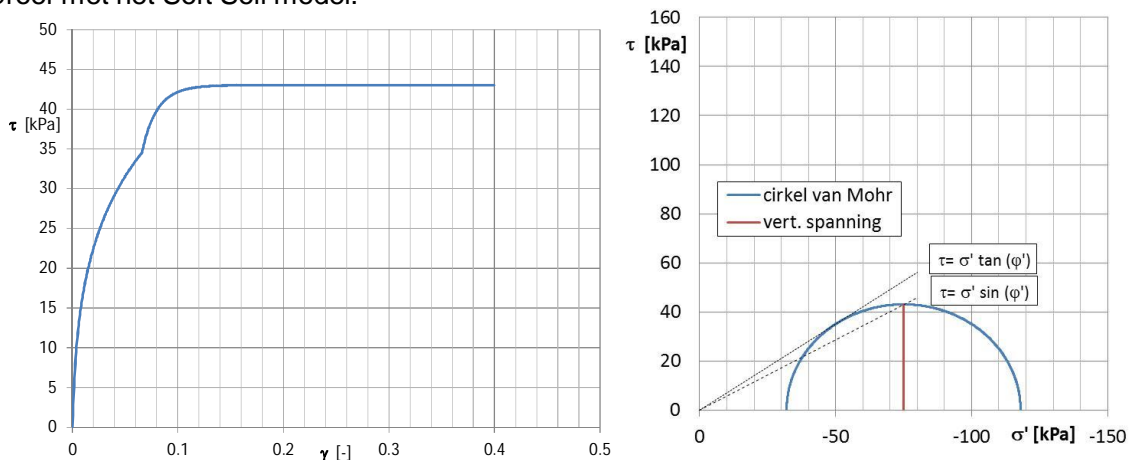
Het computerprogramma PLAXIS hanteert de tekenafspraken waarbij drukspanning en volume verkleining negatief worden weergegeven. Dit is overgenomen in de onderstaande figuren. Figuur G.1 toont het gehanteerde assenstelsel. Hierin is σ'_{yy} de verticale normaalspanning, σ'_{xx} de horizontale normaalspanning in het schuifrichting en σ'_{zz} de horizontale normaalspanning loodrecht op de schuifrichting en τ_{yx} de opgelegde schuifervorming.



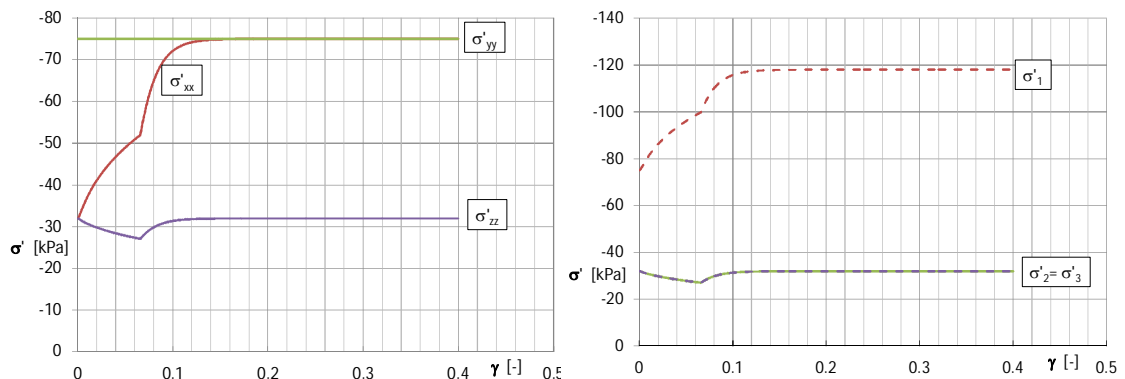
Figuur G.1 Schets gehanteerd assenstelsel

G.2 Simulaties Soft Soil model

De onderstaande figuren geven de resultaten van de simulatie van de gedraineerde DSS proef met het Soft Soil model.

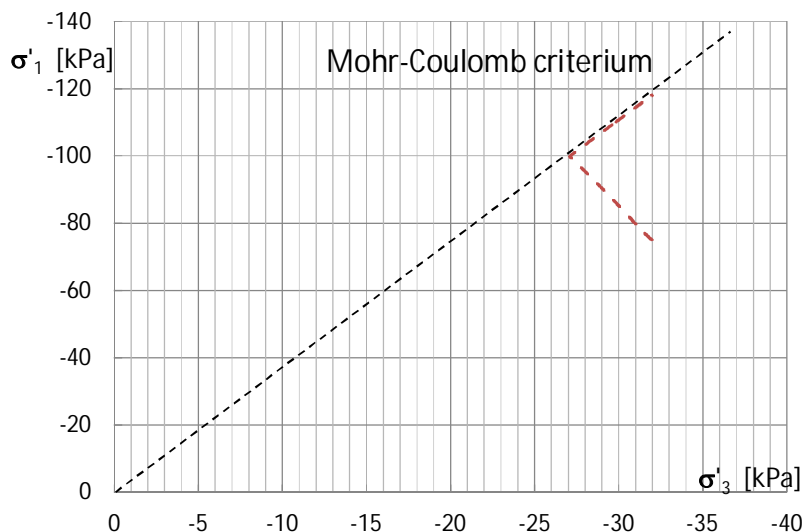


Figuur G.2 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil model, links: spanning – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



Figuur G.3 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspinningen

Figuur G.2 en Figuur G.3 tonen de resultaten van de simulaties met het Soft Soil model van een gedraineerde direct simple shear proef. Opvallend is de knik in spanningen die bij het bereiken van circa 6.5% schuifrek optreedt. In alle getoonde spanningen is de knik zichtbaar, met uitzondering van de, opgelegde, verticale spanning σ'_{yy} . Dit kan worden verklaard door het bereiken van het Mohr-Coulomb criterium, zie Figuur G.4.



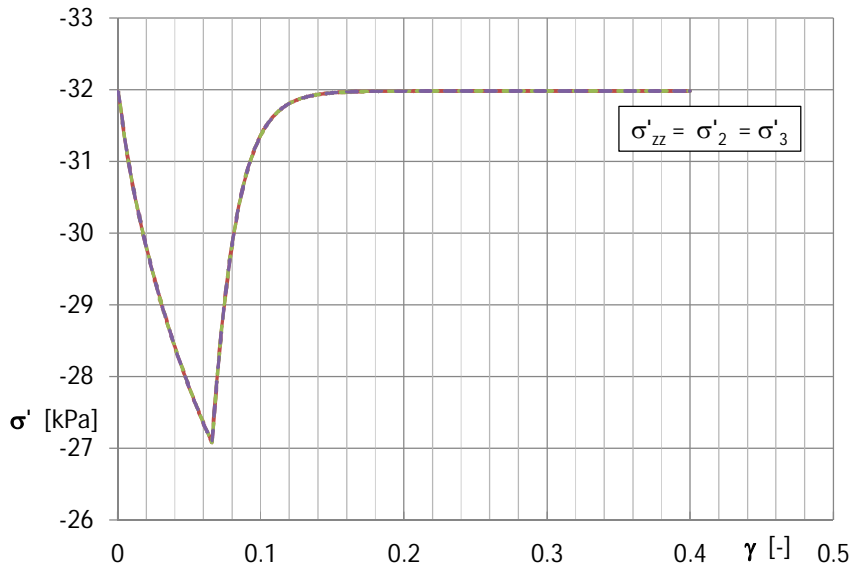
Figuur G.4 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil model, Mohr-Coulomb model uitgedrukt in hoofdspinningen

Opvallend is dat de horizontale spanningen in de schuifrichting zich ontwikkelen tot deze gelijk zijn aan de opgelegde verticale spanning. De horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting blijft, na een kleine dip, gelijk aan de initiële waarde. Figuur G.5 laat zien dat de berekende horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting gelijk is aan de tweede en derde hoofdspinning.

De verticale spanning ontwikkeld is bij aanvang van de proef de grootste hoofdspinning, σ'_1 en ontwikkeld zich tot het gemiddelde van de eerste en tweede hoofdspinning, $(\sigma'_1 + \sigma'_2)/2$. De actuele verticale effectieve spanning σ'_{yy} aan het einde van de proef en de gemobiliseerde schuifspanning, τ_{xy} , komen daarmee uit op de top van de cirkel van Mohr, zie rechtergrafiek in Figuur G.2. Conform het Mohr Coulomb criterium is de lijn $\tau = \sigma' \tan(\varphi')$, de lijn die de cirkel

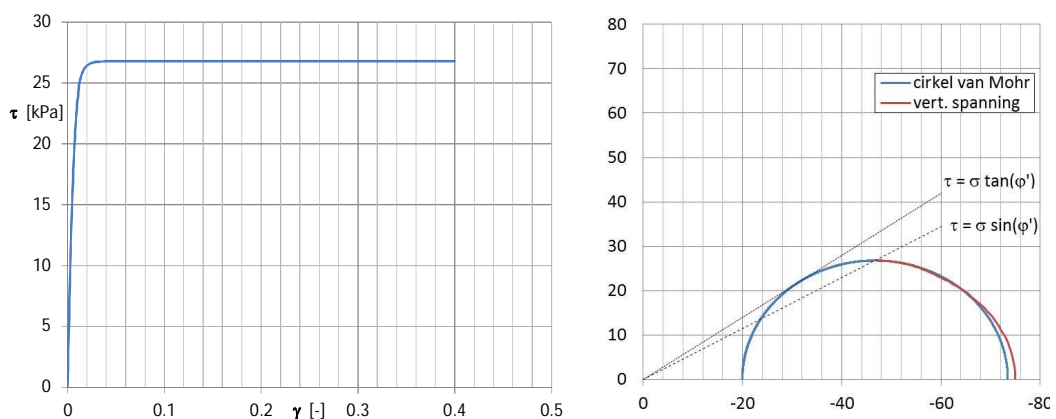
vanuit de oorsprong raakt aan het punt op de cirkel waar de verhouding τ / σ' het grootste is. De lijn $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$ gaat door de top van de cirkel en bepaalt de uiteindelijke sterkte.

Hoewel hier niet verder uitgewerkt kan met vergelijkbare simulaties worden aangetoond dat het Soft Soil en het Soft Soil Creep model voor overgeconsolideerde condities, waarbij een hoge K_0 waarde wordt aangehouden, een pieksterkte en softening na het overschrijden van de pieksterkte weergeeft. De pieksterkte wordt bereikt bij $\tau = \sigma' \tan(\varphi')$, waarna de eindsterkte volgt bij $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$.

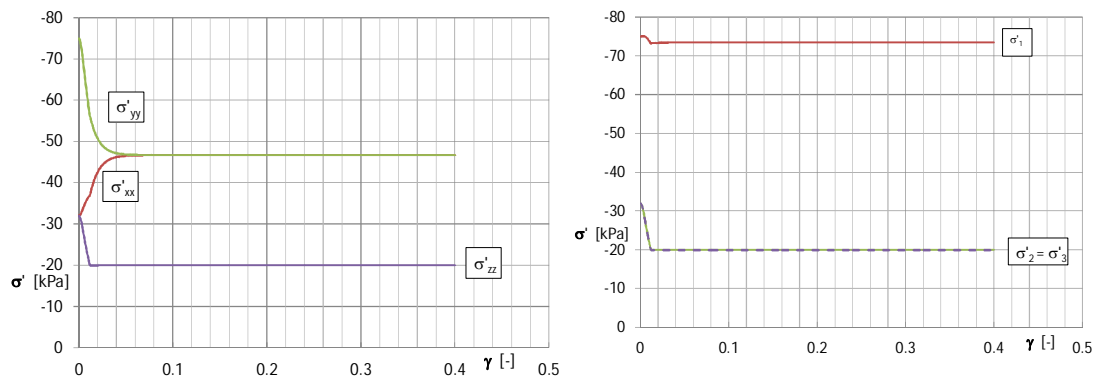


Figuur G.5 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil model, vergelijking $\sigma'_{zz} = \sigma'_2 = \sigma'_3$

De volgende figuren tonen de resultaten van de Soft Soil simulatie van ongedraineerde, constant volume, direct simple shear proeven.



Figuur G.6 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil model, links: spannings – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities

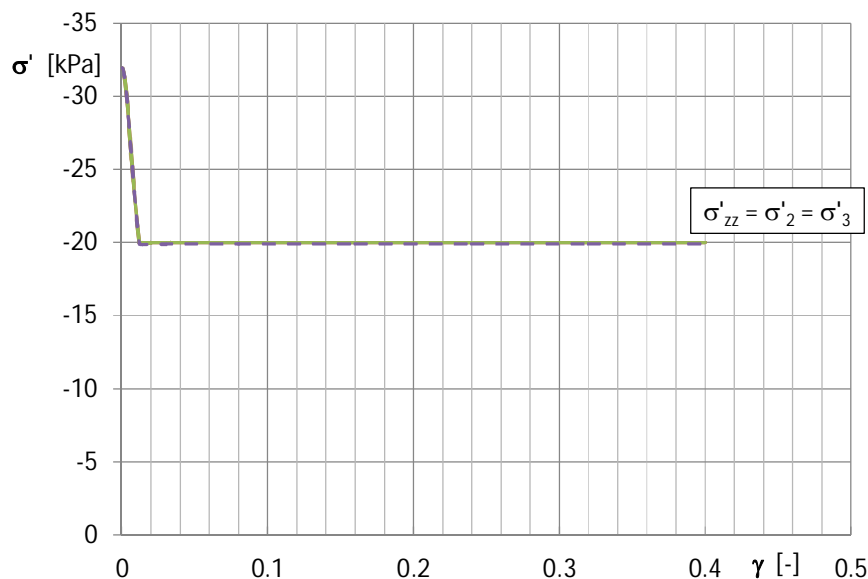


Figuur G.7 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspansingen

In vergelijking met de gedraineerde proeven valt op dat de knik in spanningsverloop niet wordt gevonden. Voor de ongedraineerde simulaties blijkt dat het Mohr-Coulomb criterium wordt bereikt bij het mobiliseren van de maximale schuifweerstand. Door de toename van de waterspanning neemt de verticale effectieve spanning af tot deze gelijk wordt aan de toenemende horizontale spanning in de schuifrichting. Ook in de simulaties van de ongedraineerde proeven ontwikkelen de verticale en horizontale spanning in de schuifrichting zich zodanig dat deze aan elkaar gelijk worden.

De rechtergrafiek van Figuur G.6 laat ook hier zien dat de combinatie van de verticale effectieve spanning, σ'_{yy} en gemobiliseerde schuifspanning aan het einde van de proef gelijk de top van de cirkel van Mohr weergeeft. Ook hier ligt de top van de cirkel op de lijn $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$

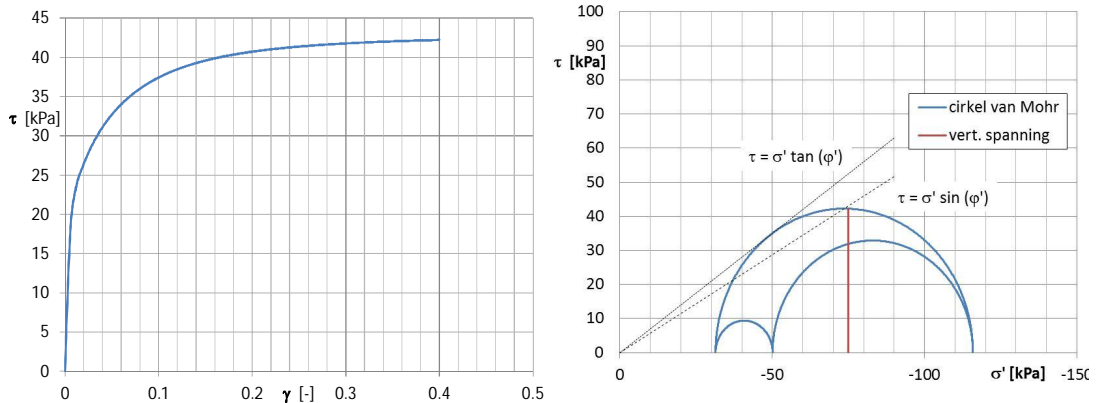
De horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting neemt initieel af en blijft daarna constant. Ook voor de ongedraineerde simulaties geldt dat de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, σ'_{zz} gelijk is aan de twee en derde hoofdspansing.



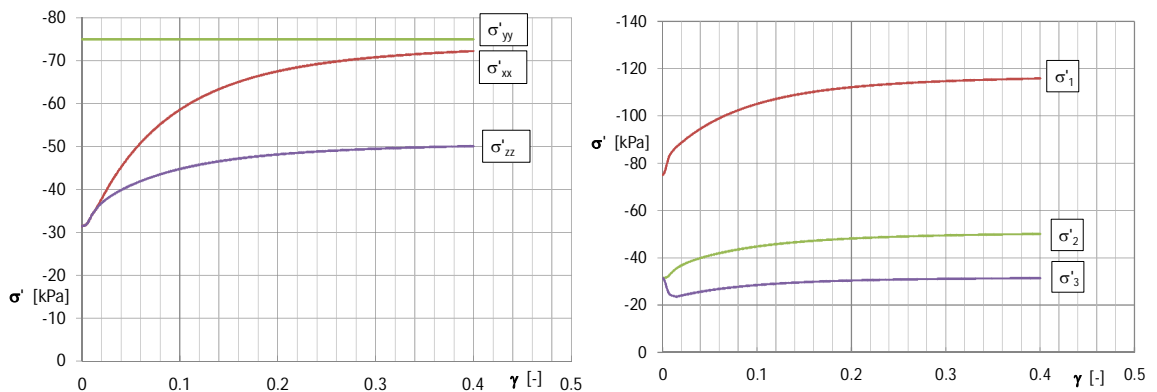
Figuur G.8 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil model, vergelijking $\sigma'_{zz} = \sigma'_2 = \sigma'_3$

G.3 Simulatie Soft Soil Creep model

De onderstaande figuren geven de resultaten van de simulatie van de gedraineerde DSS proef met het Soft Soil Creep model.



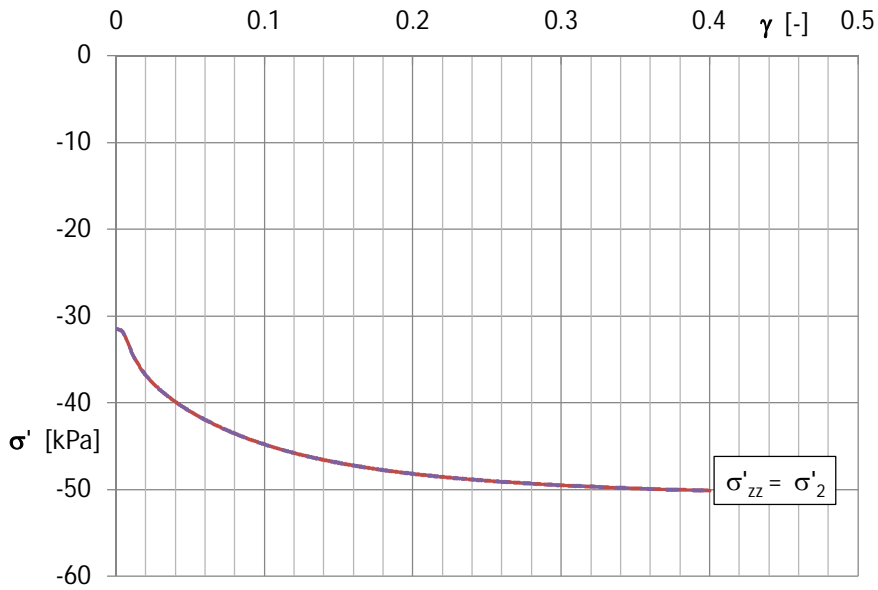
Figuur G.9 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, links: spanning – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



Figuur G.10 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspanningen

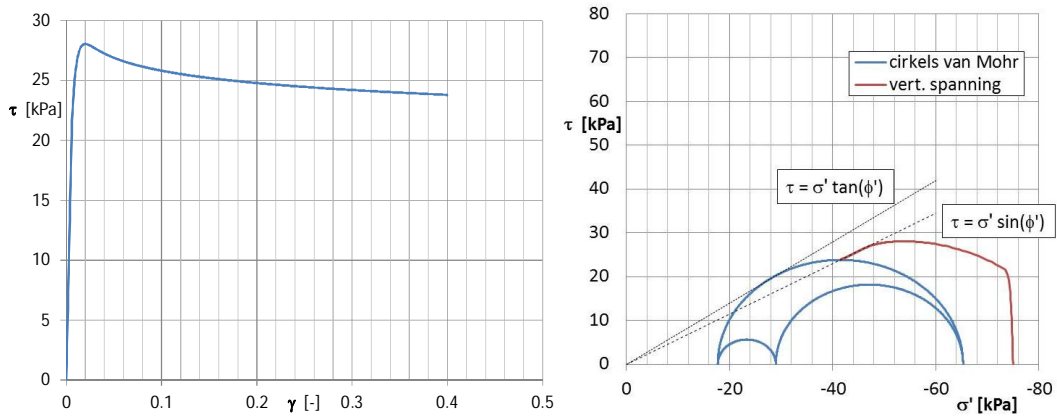
In vergelijking met de gedraineerde simulatie met het Soft Soil model ontbreekt in de Soft Soil Creep model de knik in de spanningen. Ook in de Soft Soil Creep simulatie is er de tendens dat de horizontale spanning in de schuifrichting zich ontwikkeld tot de verticale spanning. Echter de horizontale spanning in de schuifrichting wordt binnen de opgelegde schuifvervorming niet gelijk aan de verticale spanning, hier is een grotere schuifvervorming voor nodig. In tegenstelling tot de simulaties met het soft soil model geeft het Soft Soil Creep model een verschil tussen de tweede en derde hoofdspanning.

Figuur G.11 toont de vergelijking tussen de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting en de tweede hoofdspanning, beiden zijn aan elkaar gelijk.

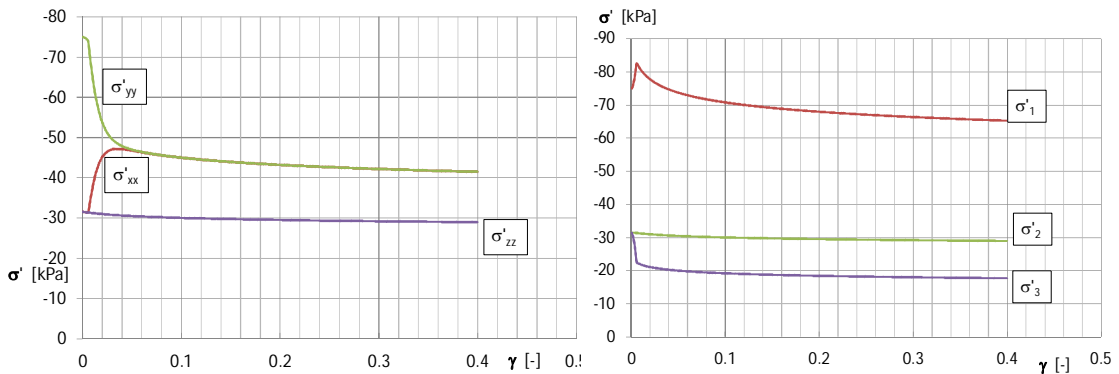


Figuur G.11 Simulatie gedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, vergelijking σ'_{zz} en σ'_2

De onderstaande figuren geven de resultaten van de simulaties van ongedraineerde DSS proef met het Soft Soil Creep model.



Figuur G.12 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, links: spanning – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



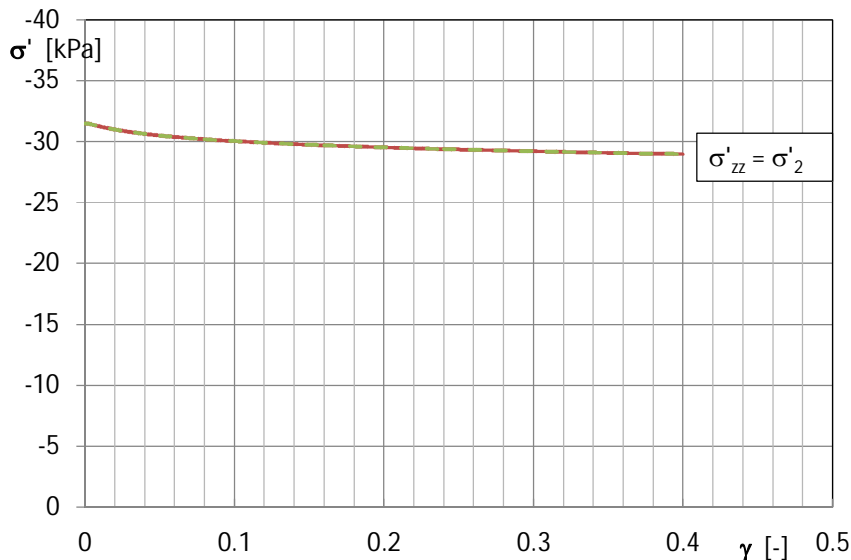
Figuur G.13 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspanningen

Opvallend is het ontstaan van een piek en het post-piek gedrag. Na het overschrijden van de pieksterkte volgt een geleidelijke afname van de maximaal te mobiliseren schuifweerstand, τ . Dit is het gevolg van kruip in combinatie met de opgelegde vervormingssnelheid, simulaties met het Soft Soil model laten dit gedrag niet zien. In de ontwikkeling van de cirkel van Mohr ontwikkelt ook hier de verticale spanning zich tot het gemiddelde van de eerste en derde hoofdspansing; aan het einde van de proef ligt de gevonden $\sigma'_v - \tau$ combinatie aan de top van de cirkel. In de laatste fase van het $\sigma'_v - \tau$ -verloop langs de lijn $\tau = \sigma'_v \sin(\phi')$, zie rechtergrafiek in Figuur G.12.

In de simulatie van de ongedraineerde proef groeien de verticale spanning en de horizontale spanning in de schuifrichting snel naar elkaar toe, vanaf $\gamma_{xy} = 4\%$ zijn beide aan elkaar gelijk. In simulaties van de gedraineerde proef is er wel de tendens dat beide naar elkaar toegroeien, maar blijven in de opgelegde schuifrek van elkaar verschillen.

Opvallend is in tegenstelling met de Soft Soil simulaties de tweede en derde hoofdspansing van elkaar verschillen. Dit verschil kan niet worden verklaard met de simulatie van kruip en heeft te maken met andere implementatie verschillen tussen het Soft Soil en het Soft Soil Creep model.

Ook in deze simulatie zijn de tweede hoofdspansing en de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting aan elkaar gelijk. Beide spanningen zijn aan elkaar gelijk en nemen geleidelijk iets af gedurende de proef.

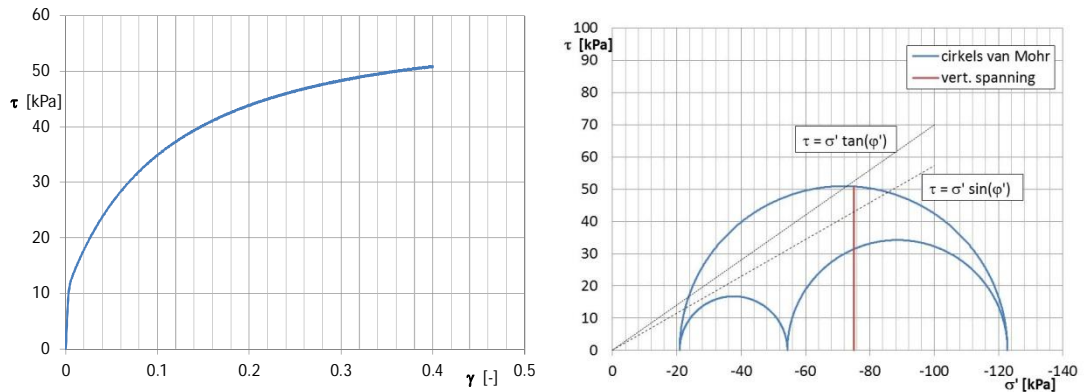


Figuur G.14 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Soft Soil Creep model, vergelijking σ'_{zz} en σ'_2

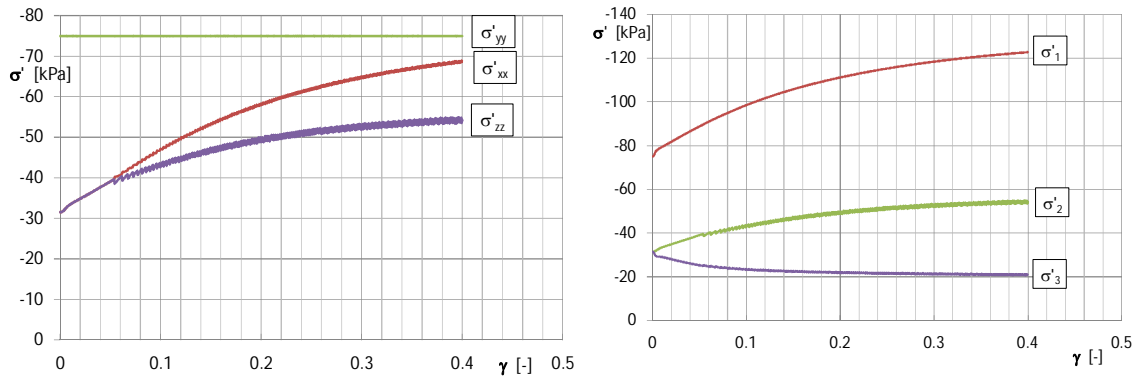
G.4 Simulaties met het Creep-SCLAY1 model

De onderstaande figuren tonen de resultaten van de gedraineerde DSS proef met het Creep-SCLAY1 model.

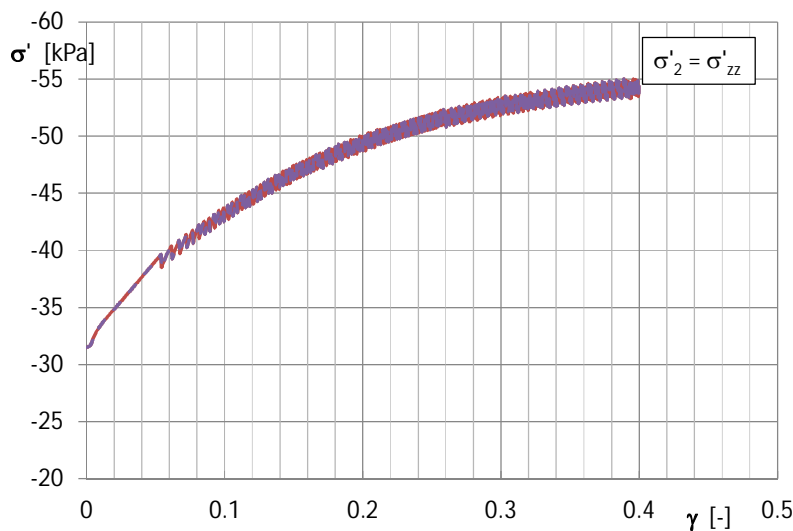
11200999-004-GEO-0002, oktober 2018, definitief



Figuur G.15 Simulatie gedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, links: spannings – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



Figuur G.16 Simulatie gedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspansingen.



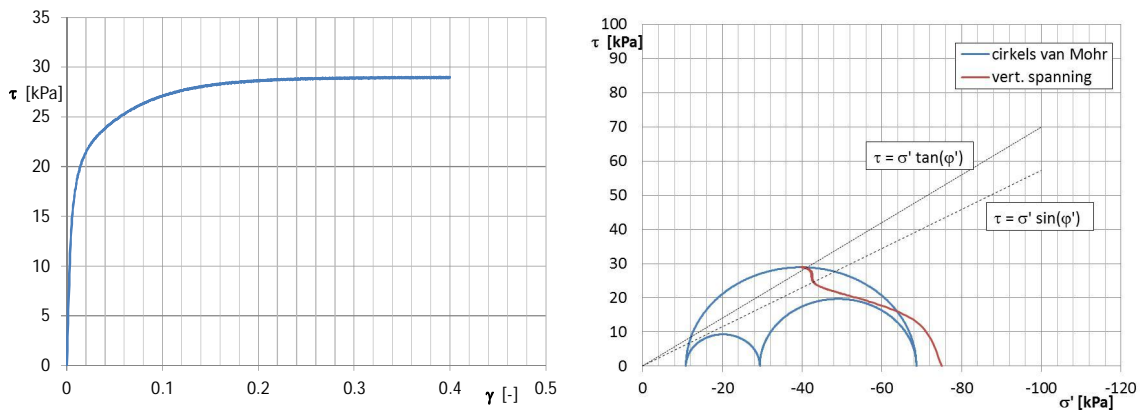
Figuur G.17 Simulatie gedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, vergelijking σ'_{zz} en σ'_2

Het Creep-SCLAY1 model is een relatief recent ontwikkeld model waar momenteel ervaring wordt opgedaan met het simuleren van laboratoriumproef data. De simulaties met het Creep-

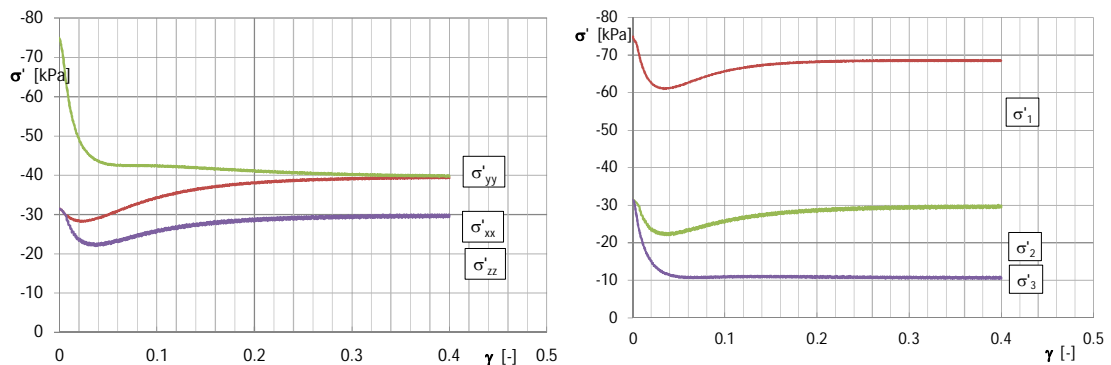
SCLAY1 model wijken op een aantal punten af van de eerder getoonde simulaties. Bij het bereiken van een schuifrek van 40% is de gevonden combinatie van $\sigma'_v - \tau$ niet op de top van de cirkel. De horizontale spanning in de schuifrichting toont een toenemende tendens, maar is bij $\gamma = 40\%$ nog niet gelijk aan de verticale spanning. Opvallend is dat de top van de cirkel voorbij de lijn $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$ is gelegen en uitkomt op de lijn $\tau = \sigma' \tan(\varphi')$. Dit kan worden verklaard met de dilatantie die als gevolg van het roteren van het vloeiooppervlak ontwikkeld.

In overeenstemming met de voorgaande simulaties is de tweede hoofdspansingsrichting gelijk aan de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting.

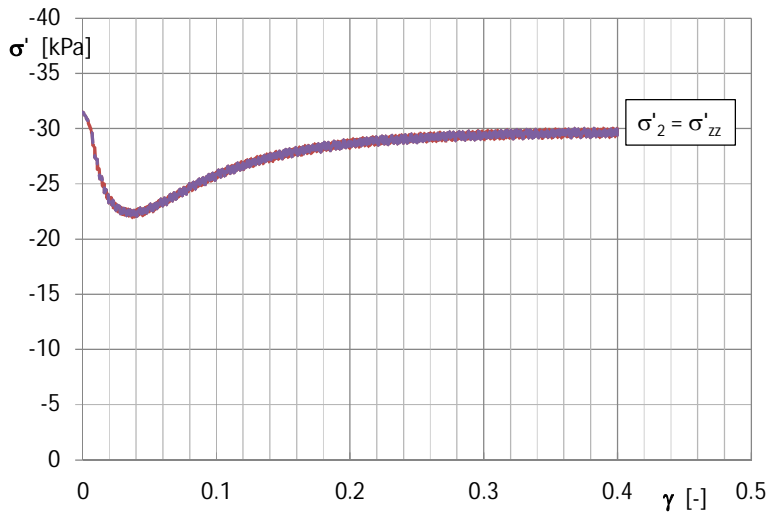
De onderstaande figuren tonen de simulaties van de ongedraineerde DSS proef met de Creep-SCLAY1 model. Opgemerkt wordt dat in deze simulaties de belastingsnelheid in eerste instantie abusievelijk de snelheid van de gedraineerde proeven is toegepast, 0,2 %/uur in plaats van de hogere snelheid van 3%/uur die voor de ongedraineerde proeven is toegepast. In paragraaf G.5 is de invloed van de opgelegde afschuifsnelheid nader bekeken.



Figuur G.18 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, links: spanning – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



Figuur G.19 Simulatie gedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: ontwikkeling hoofdspansingen

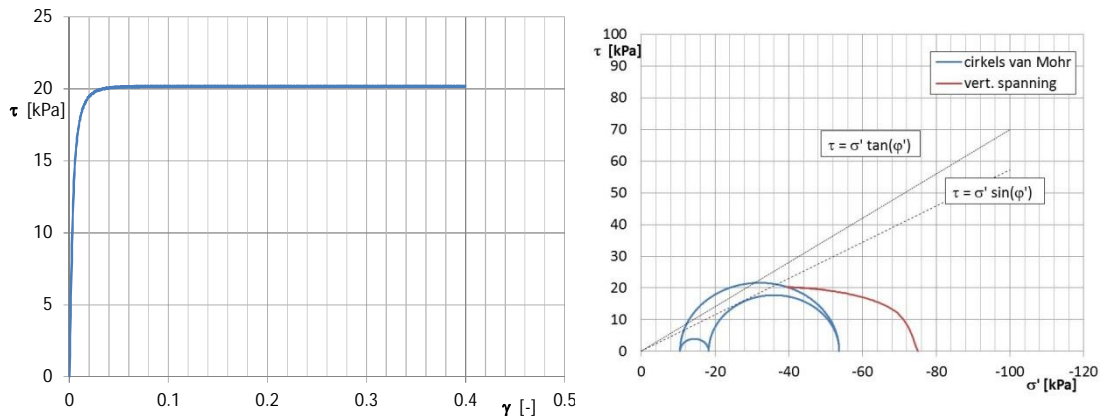


Figuur G.20 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model, vergelijking σ'_{zz} en σ'_2

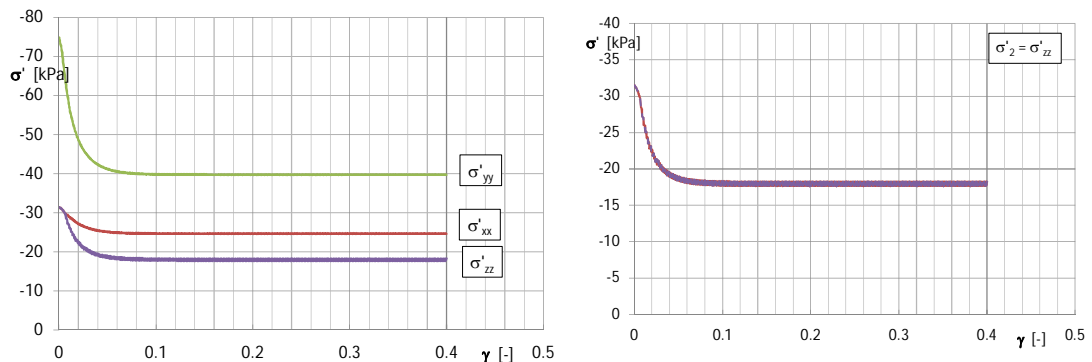
Ook de simulatie van de ongedraineerde proef met het Creep-SCLAY1 model wijkt af van de simulaties uitgevoerd met het Soft Soil en Soft Soil Creep model. Het grootste verschil wordt gevonden in de ontwikkeling van de verticale spanning en de positie van de cirkels van Mohr in de eindfase van de proef. In de ontwikkeling van de verticale spanning wordt eerst de lijn $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$ gesneden en daarna ontwikkelt de verticale spanning tot de uitkomt op de lijn $\tau = \sigma' \tan(\varphi')$. Ook hier wordt dit gedrag verklaard met de ontwikkeling van dilatantie als gevolg van het roteren van de vloeicontour.

In overeenstemming met de voorgaande simulaties wordt hier gevonden dat de horizontale spanning in de schuifrichting gelijk wordt aan de verticale spanning en dat de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting gelijk is aan de spanning in de tweede hoofdrichting.

Om de invloed van de rotatie van het vloeiooppervlak op de spanningsontwikkeling te illustreren is een simulatie uitgevoerd waarbij het vloeiooppervlak een initiële rotatie heeft gekregen, $\alpha_0 = 0,55$, conform de voorgaande Creep-SCLAY1 simulaties, maar verdere rotatie niet ontwikkeld, $\omega = \omega_d = 0$.



Figuur G.21 Simulatie ongedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model voor $\omega = \omega_d = 0$, links: spannings – rek, $\tau - \gamma$ diagram rechts: ontwikkeling verticale spanning tijdens de proef en cirkel van Mohr voor eindspanningscondities



Figuur G.22 Simulatie gedraineerde DSS proef met Creep-SCLAY1 model voor $\omega = \omega_d = 0$, links: ontwikkeling effectieve normaal spanning in x, y en z richting, rechts: vergelijking σ'_{zz} en σ'_2

De bovenstaande figuren tonen de ontwikkeling van de spanningen in de ongedraineerde DSS proef met het Creep-SCLAY1 model, indien na initiële rotatie een verdere rotatie van het vloeiooppervlak niet wordt toegelaten. Er zijn een aantal opvallende verschillen met Creep-SCLAY1 simulatie waarbij rotatie is toegestaan. Het schuifrek, γ - schuifspanning, τ verloop komt, zonder rotatie, eerder bij de maximale waarde dan met rotatie. Het model gedraagt zich zonder rotatie stijver. De combinatie verticale spanning, σ'_v - schuifspanning, τ , komt niet op de top van de cirkel uit, maar achter de top, nog voorbij de lijn $\tau = \sigma' \sin(\varphi')$. De top van de cirkel ligt wel op $\tau = \sigma' \tan(\varphi')$.

Opvallend is dat zonder rotatie van het vloeiooppervlak de horizontale spanning in de schuifrichting zich niet meer ontwikkelt tot deze gelijk is aan de verticale spanning. In plaats daarvan neemt deze, in absolute zin, af en houdt een verschil van 22 kPa. Wel wordt in deze simulatie ook gevonden dat horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting gelijk is aan de tweede hoofdspansing.

G.5 Conclusies met betrekking tot de uitgevoerde simulaties

Met drie modellen, het Soft Soil model, het Soft Soil Creep model en het Creep-SCLAY1 model zijn simulaties uitgevoerd van gedraineerde en ongedraineerde Direct Simple Shear proeven. Uit de simulaties volgt het volgende beeld:

- In de drie modellen, zowel voor de gedraineerde als voor de ongedraineerde simulaties is de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting gelijk aan de effectieve spanning in de tweede hoofdspansingsrichting.
- Aan het einde van de proef geeft het Soft Soil en het Soft Soil Creep model de gevonden combinatie van effectieve verticale spanning en gemobiliseerde schuifspanning de top van de cirkel van Mohr weer. Dit correspondeert met de ontwikkeling waarin de verticale effectieve spanning en de effectieve horizontale spanning in de schuifrichting aan elkaar gelijk zijn geworden. Dit gedrag wordt ook met het Creep-SCLAY1 model gevonden, bij het bereiken van de critical state conditie, mits rotatie van de vloeicontour wordt toegestaan.
- Voor ongedraineerde proeven wordt de conditie $\sigma'_{yy} = \sigma'_{xx}$ relatief snel bereikt. Voor de gedraineerde proeven is meer schuifvervorming nodig. In sommige numerieke modellen is meer dan 40% schuifvervorming nodig om deze conditie te bereiken.
- In de proeven zijn metingen tot een schuifrek van $\gamma_{max} = 40\%$ betrouwbaar geacht. In de gedraineerde proeven wordt met het Soft Soil Creep en het Creep-SCLAY1 model (nog) niet een horizontaal verloop van het τ_{xy} - γ verloop gevonden. Daarmee is het mogelijk dat voor de gedraineerde proeven de critical state condities niet zijn bereikt.

G.6 Vergelijking meetdata met numerieke simulaties.

G.6.1 Inleiding

Deze paragraaf vergelijkt de numerieke simulaties uit de vorige paragraaf met de meetdata. Hierbij is geen parameteroptimalisatie uitvoert. Het is daarmee mogelijk dat een betere overeenkomst tussen de meetdata en de numerieke simulaties mogelijk is met een andere parameterkeuze. Opgemerkt wordt dat de simulaties uit de vorige paragraaf zijn gebaseerd op proefresultaten van de K_0 -CRS proeven en daarmee realistische schatting van de parameters betreffen.

Voor elk van de uitgevoerde LDSS proeven zijn de gemeten schuifspanningsontwikkeling en de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting vergeleken. Voor de ongedraineerde proeven is eveneens de ontwikkeling van de verticale spanning vergeleken. Opgemerkt wordt dat voor de gedraineerde proeven de verticale spanning constant is gehouden en daarmee geen relevante vergelijking oplevert.

G.6.2 Proef 11

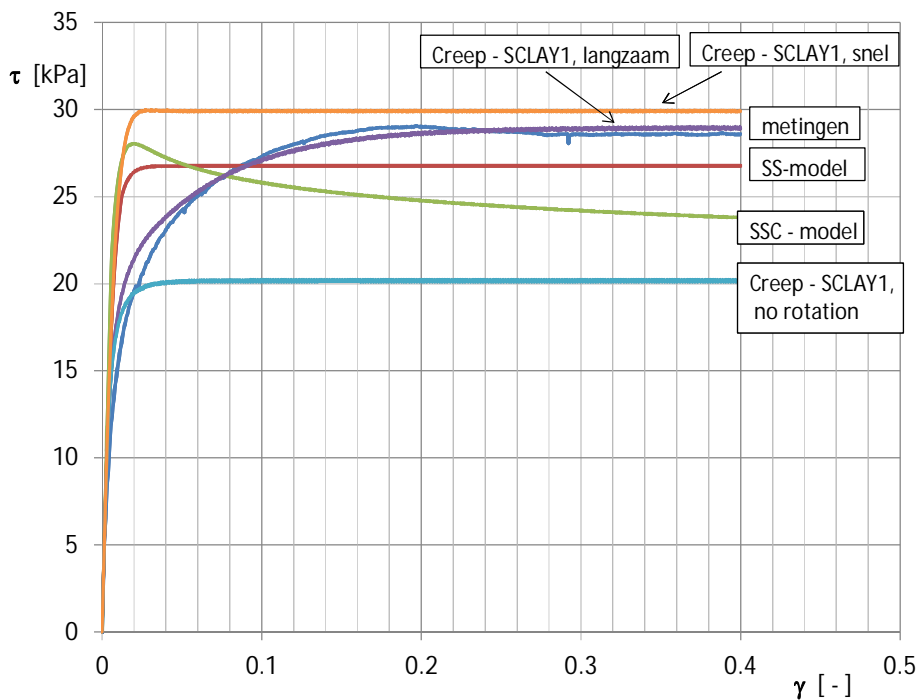
Proef 11 is een ongedraineerde proef. Deze proef is uitgevoerd met een snelheid van 3%/uur. In de eerste simulatie is voor het Creep-SCLAY1 model abusievelijk een lage snelheid van $d\gamma/dt = 0,56$ %/uur toegepast. In het spannings – rek, $\tau - \gamma$, diagram komen de metingen verrassend goed overeen met de (te) langzame simulatie, zie Figuur G.23. Bij de correcte snelheid wordt met het Creep-SCLAY1 een te snel oplopend, te stijf, gedrag gevonden. Ook is de uiteindelijke sterkte iets hoger dan bij het langzame belasten wordt gevonden. In de simulaties van het spanningspad wordt met de oorspronkelijke (te) langzame simulatie met het Creep-SCLAY1 model een goede schatting van de eindsterkte gevonden, maar het pad daarnaar toe verschilt sterk met de metingen. Zoals in de voorgaande simulaties getoond geeft het Creep-SCLAY1 model aan het einde een extra sterkte als gevolg van dilatantie die door het roteren van het vloeiooppervlak wordt gesimuleerd. Dit wordt inzichtelijk gemaakt door een simulatie met het Creep-SCLAY1 model waarbij geen rotatie wordt toegestaan. Deze simulatie vindt een aanzienlijk lagere sterkte. In de simulatie *Creep-SCLAY1 snel* is niet alleen de snelheid van het aanbrengen van de belasting aangepast tevens zijn de parameters zo gekozen dat de rotatie van het vloeicontour sneller plaats vindt. Figuur G.25 laat zien dat met deze simulatie het spanningspad, $\tau - \sigma'_v$ goed aansluit met de metingen. Het Soft Soil Creep model geeft een afname van de gemobiliseerde schuifweerstand na het overschrijden van de piekwaarde. Dit wordt verklaard door de kruip die in het Soft Soil Creep model in rekening wordt gebracht. Dit gedrag wordt niet gevonden in de metingen of met de andere modellen. Opgemerkt wordt dat het Creep-SCLAY1 model net als het Soft Soil Creep model kruipgedrag in de simulatie meeneemt. Voor beide modellen is dezelfde kruipparameter toegepast. De verklaring waarom de Soft Soil Creep model wel een piek gevolgd door relaxatie laat zien en het Creep-SCLAY1 model niet, ligt in de mogelijkheid die het Creep-SCLAY1 model biedt met betrekking tot het roteren van de vloeicontour. De rotatie leidt tot enige dilatantie, enige sterkte toename tot gevolg. Opgemerkt wordt dat het Creep-SCLAY1 model een relatief nieuw model is en dat ervaring met het gebruik van het model nog moet worden opgedaan.

Figuur G.24 laat zien dat de gemeten afname van de verticale effectieve spanning, σ'_{yy} als functie van de opgelegde schuifrek, γ_{xy} langzamer verloopt dan de simulaties voorspellen.

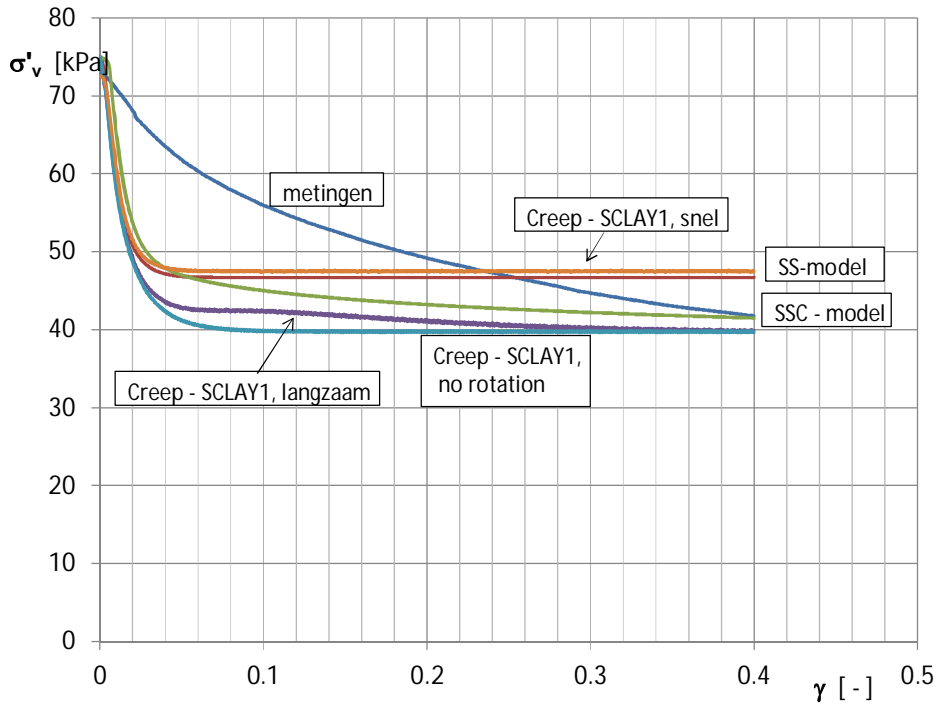
Figuur G.26 toont het verloop van de horizontale spanningen loodrecht op de schuifrichting, σ'_{zz} . De metingen geven hogere waarden weer dan in de simulaties wordt gevonden. De simulaties geven als beginwaarde, bij $\gamma = 0$, een horizontale spanning die overeenkomt met

de normaal geconsolideerde waarde. Uit de metingen, zie paragraaf 4.2 volgt $K_0^{nc} = 0,4$. Met een opgelegde verticale spanning, $\sigma'_v = 75$ kPa volgt hier $\sigma'_{zz} = 30$ kPa. Opgemerkt wordt dat in de simulaties is toegepast $K_0^{nc} = 0,42$ met als initiële waarde $\sigma'_{zz} = 31,50$ kPa.

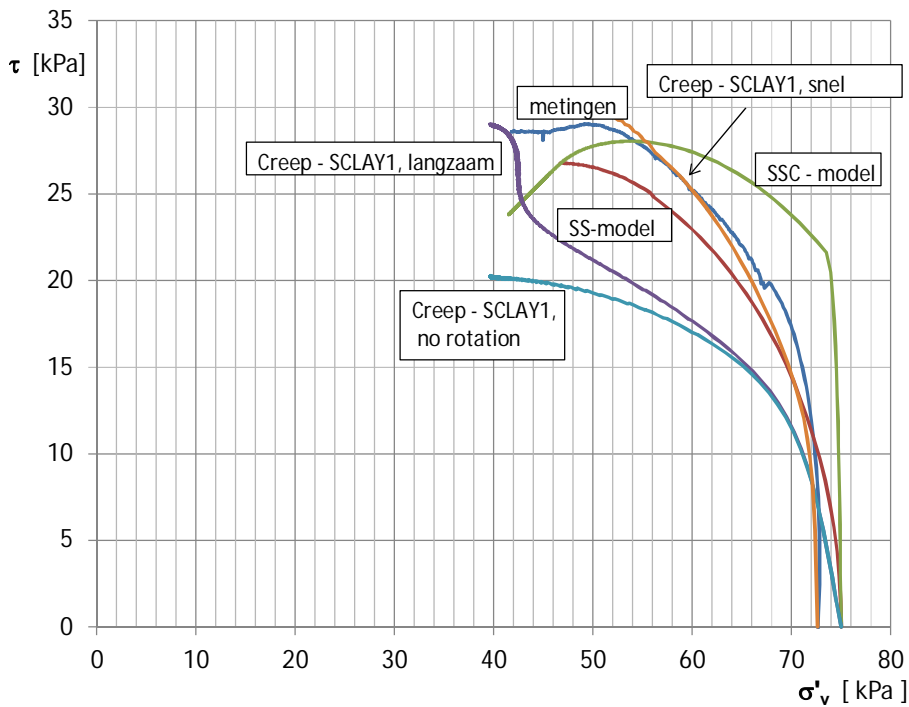
De proefdata geeft een hogere waarde voor σ'_{zz} . Dit is het gevolg van de wijze waarop het monster is ingezet. Hier is eerst het monster geplaatst en daarna de zijwanden. Hierdoor is het monster opgespannen met een hogere horizontale spanning tot gevolg. De invloed van het opspannen op de sterkte ontwikkeling is onduidelijk. De toename van de horizontale spanningen als gevolg van het opspannen is niet overal gelijk, maar ter plaatse van de bouten, waarmee de wand wordt vastgezet, hoger dan daartussen. Hierdoor is het ook onduidelijk wat de invloed van de opspanning in het midden van het monster is geweest. Op basis van deze ervaring is in de volgende proeven een andere procedure toegepast. Bij de andere proeven is het monster iets smaller getrimd en kon daarmee tussen de wanden worden geplaatst zonder dat deze verwijderd en weer teruggeplaatst dienden te worden. Tijdens de consolidatiefase dijt, onder consolidatiespanning het monster iets uit tot K_0 -condities worden bereikt.



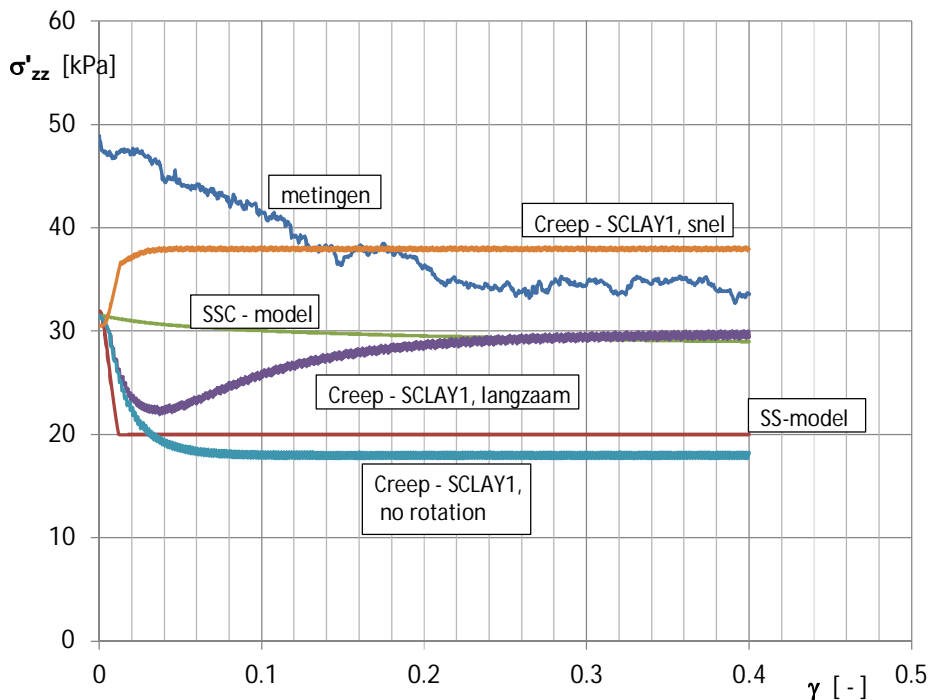
Figuur G.23 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van schuifspanningsontwikkeling van proef 11



Figuur G.24 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van verticale effectieve spanningsontwikkeling van proef 11



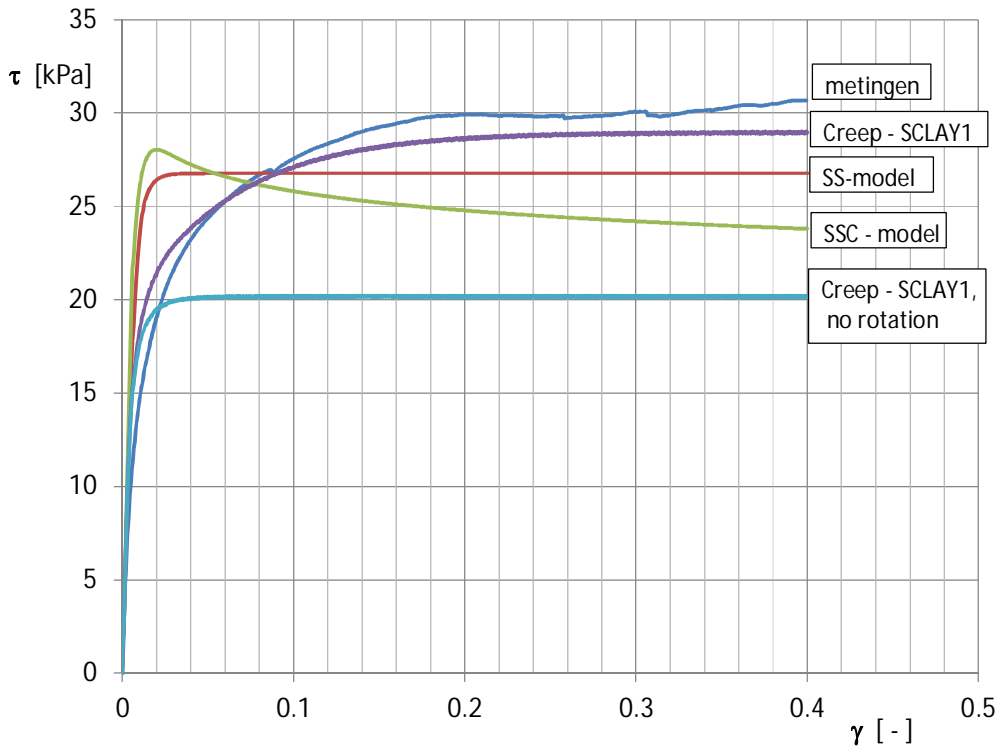
Figuur G.25 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van het schuifspanning versus verticale effectieve spanning van proef 11



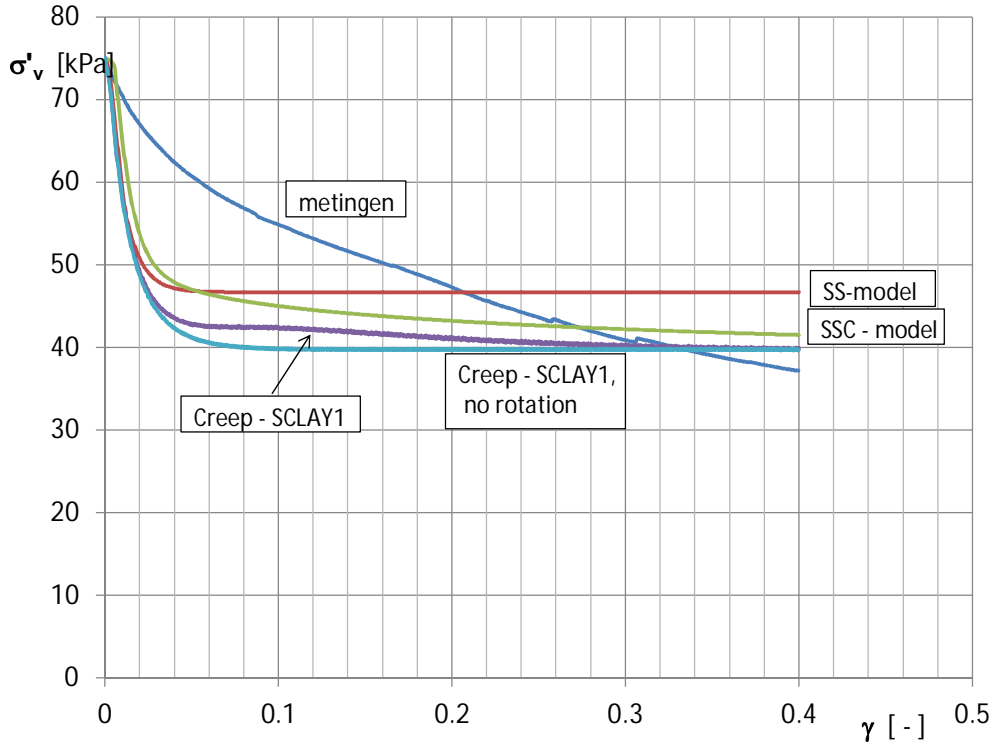
Figuur G.26 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van de ontwikkeling van de effectieve horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting van proef 11

G.6.3 Proef 12

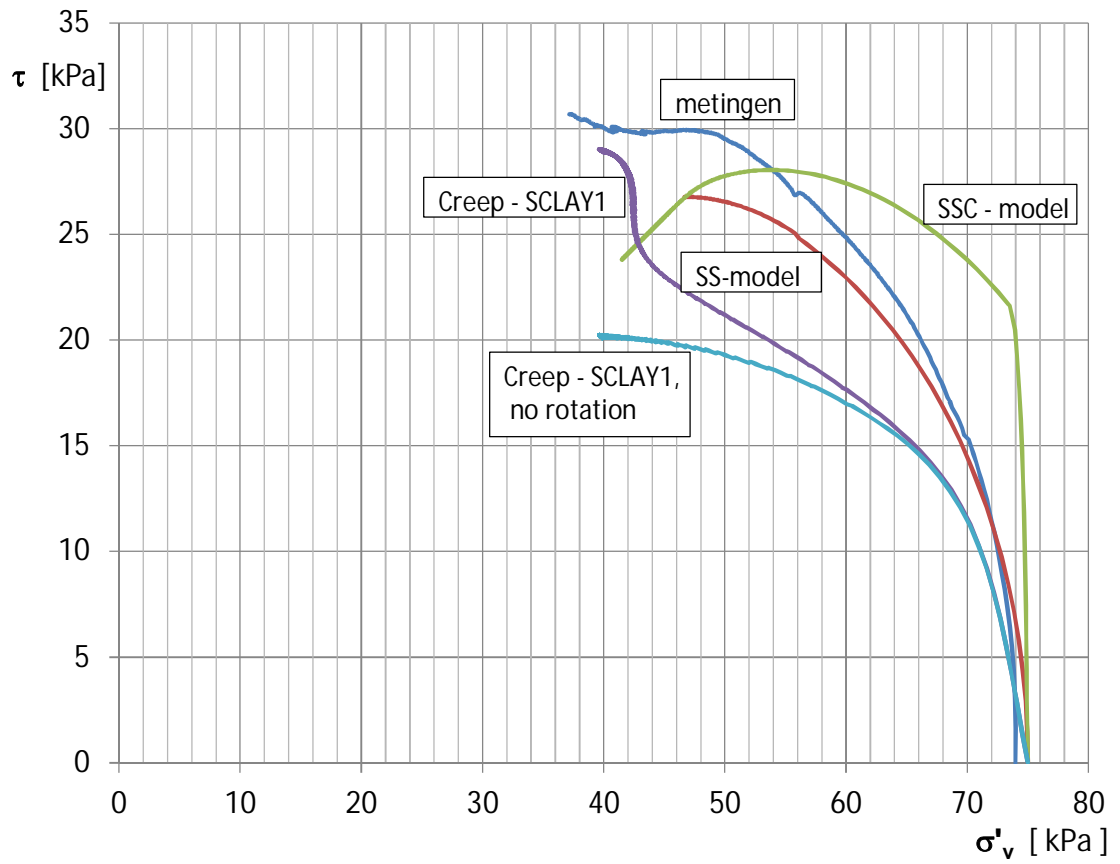
Proef 12 is vergelijkbaar met proef 11. Ook de simulaties en de conclusies uit de simulaties zijn vergelijkbaar. Het grootste verschil wordt gevonden in de wijze waarop het monster is ingebouwd, zoals in de vorige paragraaf beschreven. Dit heeft tot gevolg dat de metingen van de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting, σ'_{zz} begint bij de verwachte K_0 -waarde. Hieruit wordt geconcludeerd dat de start situatie van deze proef beter is. Vervolgens wordt een snelle afname van de σ'_{zz} in de metingen gevonden. In de simulaties wordt een dergelijke snelle afname bij de aanvang van de schuifase alleen voor het Soft Soil model gevonden. In het Soft Soil model zijn de beide lage hoofdspanningen aan elkaar gelijk, $\sigma'_2 = \sigma'_3$.



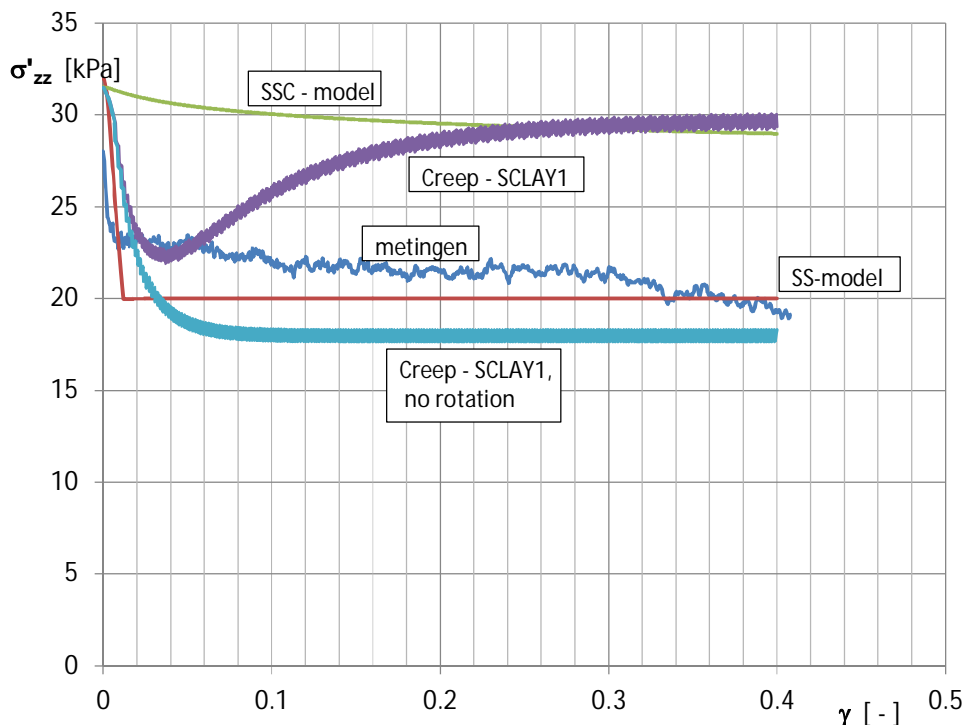
Figuur G.27 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van schuifspanningsontwikkeling van proef 12



Figuur G.28 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van verticale effectieve spanningsontwikkeling van proef 12



Figuur G.29 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van het schuifspanning versus verticale effectieve spanning van proef 12

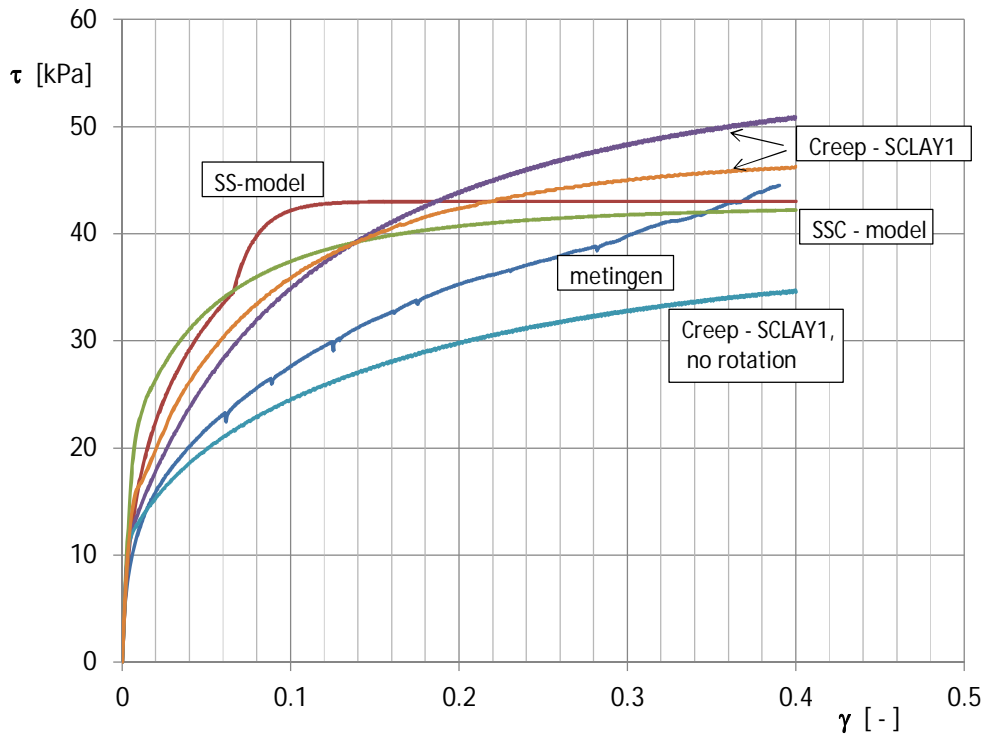


Figuur G.30 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van de ontwikkeling van de effectieve horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting van proef 12

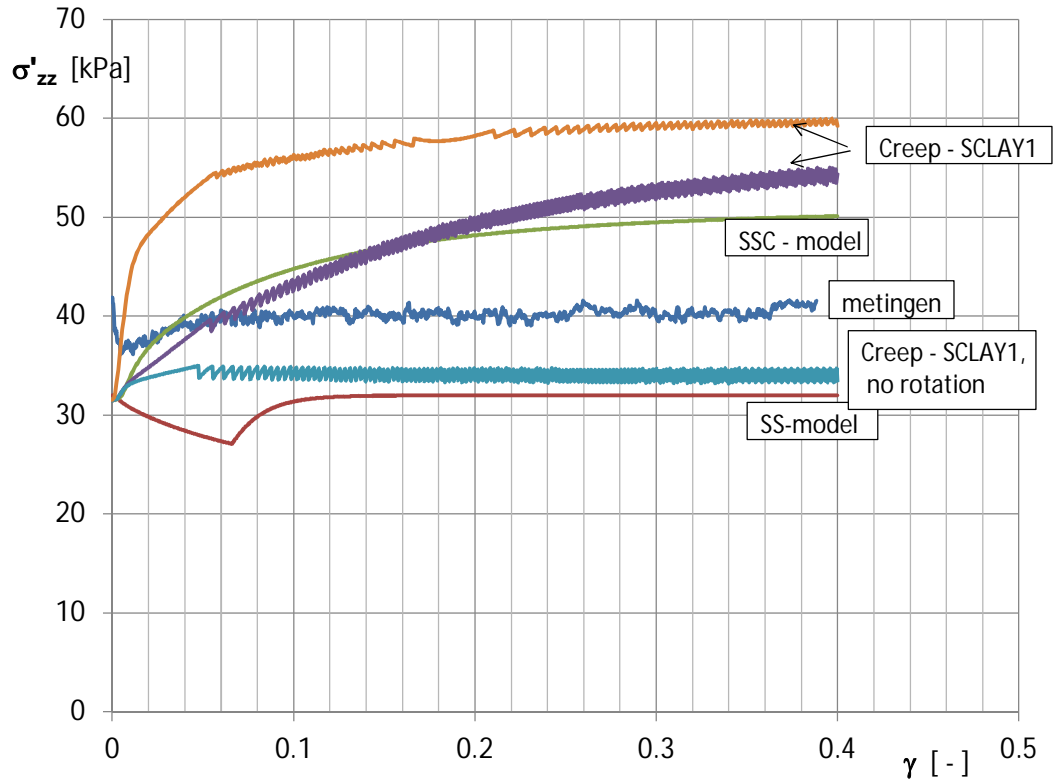
G.6.4 Proef 23

Proef 23 is een gedraineerde proef die langzaam is uitgevoerd, $d\gamma/dt = 0,56$ %/uur. Bij de gedraineerde proef blijft de verticale spanning constant. Hierdoor zijn de grafieken waar op een van de assen de verticale spanning wordt weergegeven minder relevant en zijn niet meer vertoont. De metingen vertonen een continue stijgend spanning – rek, $\tau - \gamma$ verloop. Ook de simulaties laten een continue stijgend verloop zien met uitzondering van het Soft Soil model dat vanaf circa $\gamma = 0,12$ een continu verloop toont. Door het toenemende schuifspanningsverloop, zonder dat een horizontaal deel wordt bereikt, is het niet duidelijk of de critical state wordt bereikt. In de simulaties is dit voor de Creep-SCLAY1 model niet het geval en wordt bij een iets hogere schuifrek de critical state conditie bereikt. In het Soft Soil en Soft Soil Creep model wordt de sterkte bepaald door het Mohr Coulomb criterium en de critical state conditie per definitie niet bereikt.

De gemeten horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting begint iets hoger dan de K_0 -situatie conditie en blijft min of meer constant. De simulaties met het Soft Soil Creep en Creep-SCLAY1 model geven een toename van σ'_{zz} bij toenemende schuifrek te zien. Het Creep-SCLAY1 model en Soft Soil model geven een constant verloop van σ'_{zz} .



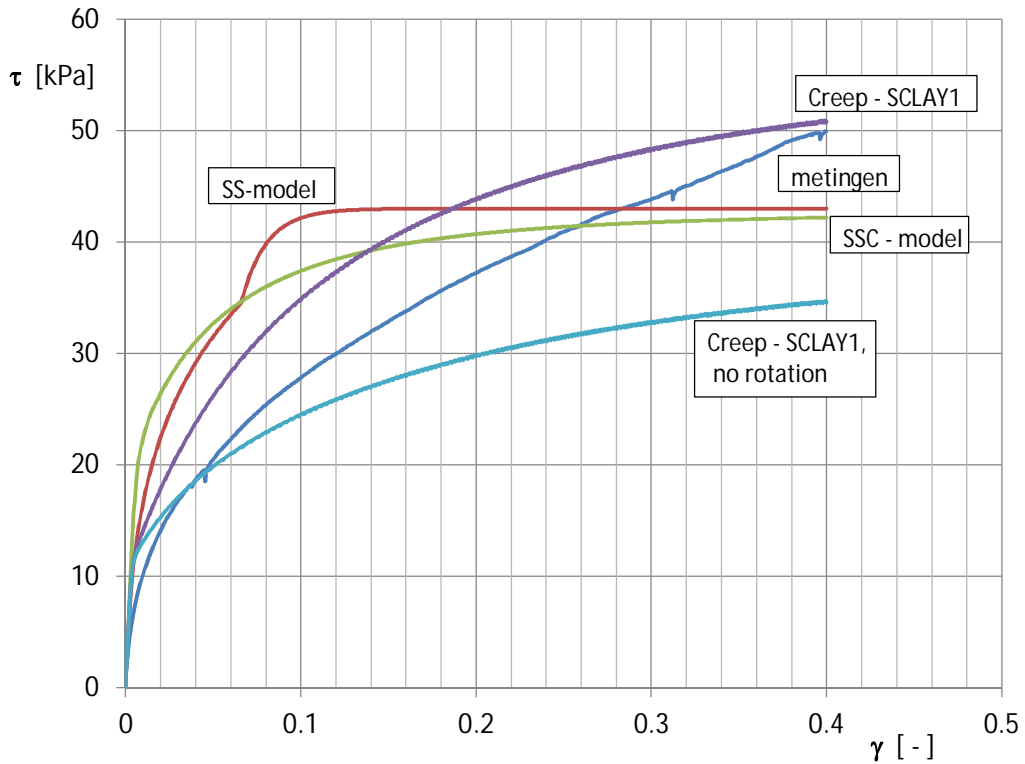
Figuur G.31 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van schuifspanningsontwikkeling van proef 23



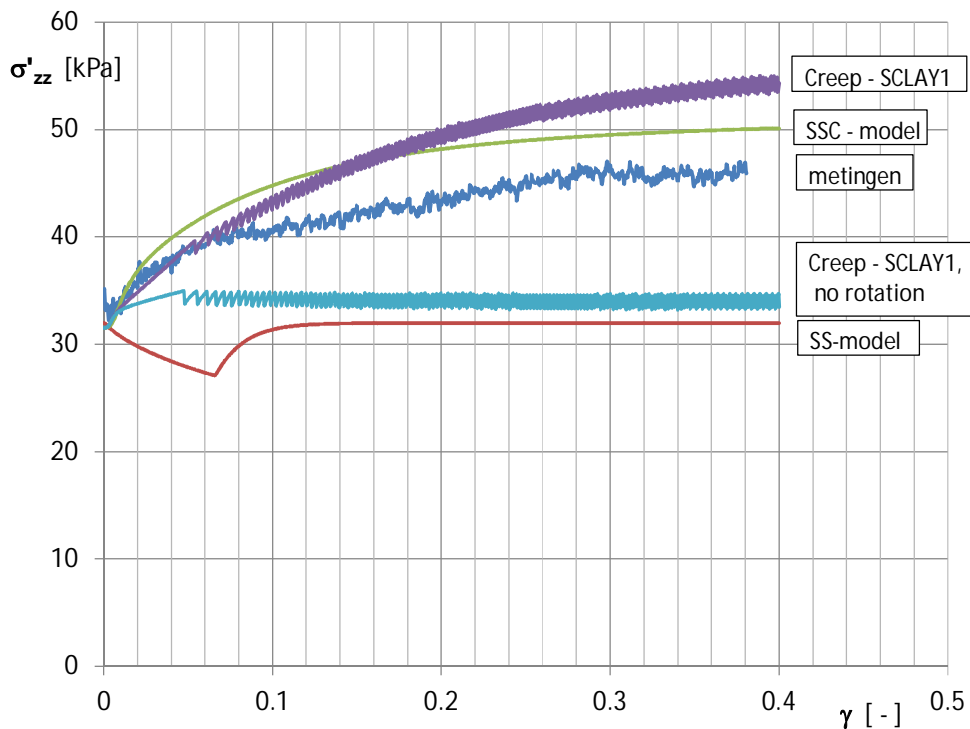
Figuur G.32 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van de ontwikkeling van de effectieve horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting van proef 23

G.6.5 Proef 24

Proef 24 is eveneens een gedraineerde proef waarbij de belasting langzaam wordt aangebracht, $d\gamma/dt = 0,56 \text{ \%/uur}$. De proef is in duplo met proef 23. De resultaten zijn vergelijkbaar. Het grootste verschil is hier de metingen van de horizontale spanning in de schuifrichting, σ'_{zz} . Zoals verwacht mag worden, maar in tegenstelling met proef 23 start de meting van de σ'_{zz} met de K_0 condities. Vervolgens wordt een oelopende waarde gevonden die goed aansluit bij de Soft Soil Creep en Creep-SCLAY1 simulaties. De simulatie met het Creep-SCLAY1 model zonder rotatie van het vloeicontour en het Soft Soil model laat een continue waarde zien.



Figuur G.33 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van schuifspanningsontwikkeling van proef 23



Figuur G.34 Vergelijking metingen en numerieke simulatie van de ontwikkeling van de effectieve horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting van proef 24

G.6.6 Conclusies vergelijking meetdata

De relatief grote scatter die per proef tussen de verschillende sensoren wordt gevonden, geeft aan dat de betrouwbaarheid van de metingen beperkt is. Echter, het gemiddelde van de metingen met de verschillende sensoren geeft een beeld van de ontwikkeling van de horizontale spanning loodrecht op de schuifrichting. Door de verschillen in simulaties met de verschillende modellen is het lastig de gemeten ontwikkeling van σ'_{zz} te evalueren. Echter het beeld ontstaat dat voor de ongedraineerde proeven σ'_{zz} vrijwel gelijk blijft aan de startwaarde, terwijl voor de gedraineerde proeven de spanning oploopt tot circa 50 kPa.

De startwaarde dient, als gevolg van de uitvoeringswijze van de proeven overeen te komen met de K_0 -waarde. Bij proef 11 wordt een afwijkende waarde gemeten vanwege het opspannen van het monster. Bij de andere proeven komt het gemiddelde van de verschillende sensoren goed overeen met de K_0 -waarde.