Spannings-vervormingsgedrag van artificieel gecementeerde kaolinietklei

Diederik Snoeck

Promotor: prof. dr. ir. William Van Impe
Begeleider: Ramiro Verastegui Flores

Scriptie ingediend tot het behalen van de academische graad van
Burgerlijk bouwkundig ingenieur

Vakgroep Civiele techniek
Voorzitter: prof. dr. ir. Julien De Rouck
Faculteit Ingenieurswetenschappen
Academiejaar 2007-2008

UNIVERSITEIT
GENT

Voorwoord

Graag wil ik van deze gelegenheid gebruik maken om iedereen te bedanken die me geholpen en gesteund heeft bij de realisatie van dit eindwerk.
In het bijzonder wil ik mijn promotor Prof. Dr. Ir. Van Impe en begeleider Ir. Verástegui van harte bedanken voor de continue begeleiding en de vele suggesties die gemaakt hebben dat dit eindwerk tot stand is kunnen komen.
Verder nog een speciaal dankwoordje aan alle technici en het secretariaat van het labo grondmechanica, voor hun continue paraatheid om me bij te staan bij technische problemen of opzoekingswerk.
Ten slotte wil ik mijn ouders bedanken voor de kans die ze mij gaven om te studeren, alle vrienden en medestudenten voor de morele steun.

"De auteur geeft de toelating deze masterproef voor consultatie beschikbaar te stellen en delen van de masterproef te kopiëren voor persoonlijk gebruik. Elk ander gebruik valt onder de beperkingen van het auteursrecht, in het bijzonder met de betrekking tot de verplichting de bron uitdrukkelijk te vermelden bij het aanhalen van resultaten uitdeze masterproef."

Diederik Snoeck,
2 juni 2008

Overzicht:

Spannings-vervormingsgedrag van artificieel gecementeerde kaolinietklei

Diederik Snoeck

Promotor: Prof. Dr. Ir. William Van Impe
Begeleider: Ramiro Verástegui Flores

Scriptie ingediend tot het behalen van de academische graad van
Burgerlijk bouwkundig ingenieur

Vakgroep Civiele techniek
Voorzitter: Prof. Dr. Ir. Julien De Rouck
Faculteit Ingenieurswetenschappen
Academiejaar 2007-2008

Deze studie handelt over het mechanisch gedrag van artificieel gecementeerde kaolinietklei. Uit de proefresultaten blijkt dat de sterkte van de gecementeerde kaolinietmonsters blijft toenemen, zelfs na een periode van 150 dagen. Aan de hand van een continue stijfheidsmeting via 'Bender element monitoring' is er ook een lineair verband met de sterkteontwikkeling terug te vinden. Uit de triaxiaalproeven blijkt dat bij effectieve consolidatiespanningen lager dan de 'yield stress'(σ_y) er geen invloed van de consolidatiespanningen op de maximale deviatorische spanning is. Dit kan verklaart worden doordat hier de cementatieverbinding de hoofdrol speelt. Indien de effectieve consolidatiespanningen hoger zijn dan de σ_y, neemt de maximale deviatorische spanning toe naarmate de consolidatiespanning stijgt. Dit is het gevolg van 'debonding' en het verkrijgen van een compactere structuur bij deze spanningen.

Trefwoorden – slappe kleien, kaoliniet, gecementeerde grond, grondverbetering

Stress-strain behavior of artificially cemented kaolin clay

Diederik Snoeck

Supervisor: Prof. Dr. Ir. W.F. Van Impe

Abstract—**This paper examines the laboratory strength characteristics of artificially cemented kaolin clay. A different behavior was found under varying confining pressures on the cemented kaolin clay. At low pressures, cementation bond plays the key role, at high pressures both fabric and cementation are important.**

Keywords— **soft clays, kaolin, cemented soil, soil improvement**

I. Introduction

Stabilization of soft ground by the deep mixing method (DMM) has become nowadays an interesting method to improve stability and reduce settlements of soft soils. In Belgium investigation of cemented soils has been made by Van Impe & Verástegui. There is a need of further investigations to understand the behavior of cemented clay.

II. Description of materials

The soil studied here is a commercial processed kaolin clay (Rotoclay HB, Goonvean, St. Austen, UK). The water content used is about twice the liquid limit (w=115%).

Two types of binders were used in this study: Portland cement (CEM I) and Blast furnace cement (CEM III). The slag content in the blast furnace cement employed ranged from 66% to 80%. The water used in the laboratory has been purified by the Purelab Option-R equipment.

III. Methods

To study the behavior of the cemented kaolin 4 types of tests were executed: unconfined compression tests, isotropically undrained triaxial test (TXCU), TXCU with local strain measurement and a 'Bender element monitoring' test. The test, shown in figure 1, consists of horizontal placed Bender elements which introduce a shear wave in a horizontal plane.

Figure 1 'Bender element monitoring'

D. Snoeck is with the Civil Engineering Department, Ghent University (UGent), Gent, Belgium. E-mail: Diederik.Snoeck@UGent.be .

IV. Method of cement admixed clay preparation

The clay samples utilized in unconfined compression tests and triaxial tests did undergo the same sample preparation method. First, dry kaolin clay is mixed with dry cement. After this water is added (w=115%). Mixing was done using a dough mixer and a mixing time of about 7 minutes has been implemented here. After that, moulds with a diameter of 38mm were filled in layers of approximately 5mm.

While filling the moulds the soil samples were subjected to vibrations during 6 minutes at a frequency of 55Hz. This process was done to remove air bubbles. Finally, the moulds were placed in a plastic bag and placed in a room having a constant temperature of 18°C. After a curing period of seven days, soil samples were pushed out of the moulds and stored for further curing. None of the specimens has been loaded during the curing stage.

V. Mechanical properties f the artificially cemented kaolin

A number of unconfined compression tests have been performed at different time intervals (7, 14, 21, 28, 42, 56, 84, 120 and 150 days). A dosage of 10% Portland cement and 20% Portland and Blast furnace cement were used here. For the Blast furnace cement information is only available till 56 days. The results of the testing program are summarized in figure 2.

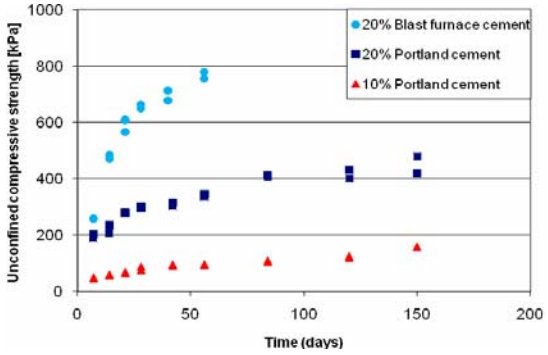


Figure 2 Development of Unconfined compressive strength vs. time

It can be clearly seen that Blast furnace cement shows the highest strength already after 7 days. The three curves are showing a continuous improvement with time. For the Portland cemented specimens the curves show an equal tendency, having a considerable increase in strength before 28 days. After that only a slight increase again can be observed.

The secant Young's modulus E_{50} could be linearly

correlated to the UCS. The proportion between the 2 parameters seems to be higher for the 10% cemented specimens. It has been found that $E_{50} \approx 320 \cdot UCS$ for the 10% cemented specimens instead of $E_{50} \approx 230 \cdot UCS$ for the 20% cemented specimens.

Figure 3(a) represents the results of the 'Bender element monitoring' during hardening of the cemented materials. This test, shown in figure 1, is based on the use of horizontal placed Bender elements. The principle of this non- destructive method is simple, and well known from the literature (Dyvik and Madshus, 1985). By measuring the velocity of a shear wave the initial shear modulus (G_0) can be derived. Figure 3(a) shows the initial shear modulus of the 10%, 20% Portland cement specimens and 20% Blast furnace cement specimen. The 10% and 20% Portland cement specimens showed, as also remarked at the unconfined compression tests for the strength development, an equal tendency in stiffness development. The 20% Blast furnace cement specimen shows, in comparison with the 20% Portland cement, a slower stiffness development within the first 7 days. Thereafter stiffness becomes much higher than the Portland cement specimen.

In an attempt to find a relation between de stiffness from the 'Bender element monitoring' and the strength from the unconfined compression test, a normalized strength and stiffness were plotted in one graph (figure 3, b). For the Portland samples, till 28 days of curing, a linear relation was found: $G_0/G_{28} \approx 1{,}12 \cdot q_u/q_{u,28}$

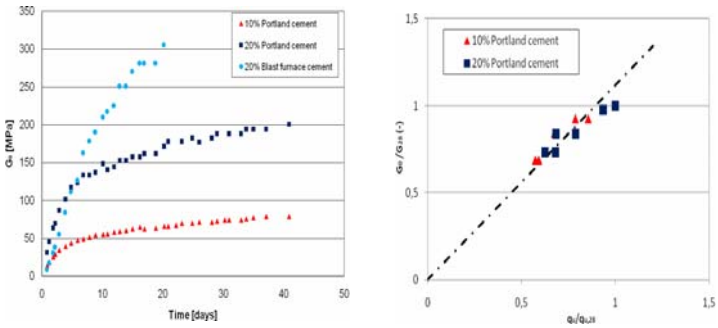


Figure 3 (a) G_0 vs. time (b) G_0/G_{28} vs. $q_u/q_{u,28}$

From the TXCU tests an interesting behavior of the cemented kaolin clay at different stress levels can be noted. Figure 4 shows a summary of the undrained shear behavior of the natural and 10% and 20% induced cemented (CEM I) kaolin clay($p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$). The yield stress ($\sigma_y$) can be defined as the stress level where debonding becomes very intensive.

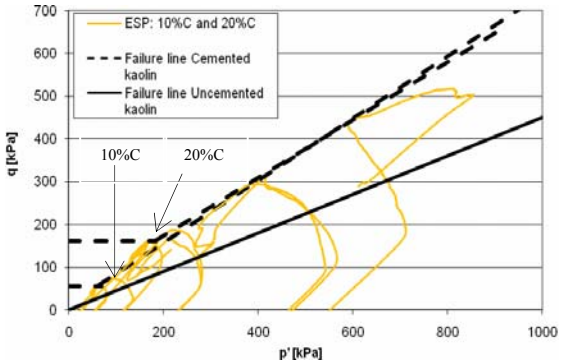


Figure 4 Stress paths: cemented vs. uncemented kaolin clay

When the effective consolidation stress is lower than the σ_y, the effective confining pressure has no influence on the peak deviator stress because the cementation is the main contributory factor. At these stress levels cohesion increases with increasing cement content.

When the effective consolidation stress is higher than the σ_y, the peak strength increases with increasing effective confining pressure, due to the change in fabric (reduction in void ratio). The contribution from the cementation bond to the shear resistance is still available, even when the cementation bond was broken down caused by such high effective confining pressures ($\sigma'_c > \sigma_y$). Without the cementation component the strength is supposed to be lower.

As can be seen from figure 4 a common failure envelope can be observed for both materials 10% and 20% ($\sigma'_c > \sigma_y$).

The variation of stiffness with strain is measured in the TXCU tests with local strain measurement. The strain was measured using Hall effect strain transducers. Figure 5 shows the decrease of stiffness with increasing strain level for samples isotropically consolidated at σc = 30kPa. The behavior of the cement treated kaolin is clearly nonlinear.

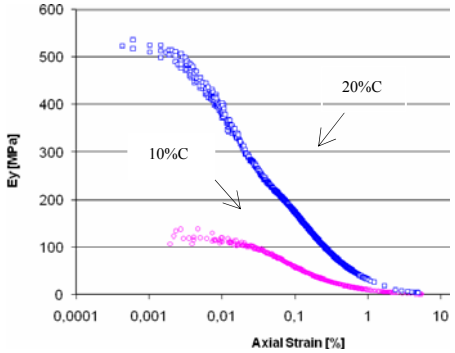


Figure 5 Variation of stiffness with strain, σ'_c = 30kPa

VI. Conclusions

The addition of cement shows a good improvement of the kaolin clay at high water content. For both cements used, CEM I and CEM III, strength keeps increasing, even after 150days.

Cementation bond plays a dominant role on the strength characteristics of the cement admixed kaolin clay. At the effective confining pressures lower than the σy, the cementation bond mainly contributes the development of the strength. The fabric, stress level and the cementation components influence the strength when the effective confining pressures are higher than the σy.

Acknowledgements

The author would like to acknowledge the support of Prof. Dr. Ir. W.F. Van Impe and Ir. R.D. Verástegui Flores.

References

[1] Verástegui F. R.D., Van Impe W.F., Afschrift P., *Lime-cement mixing for improvement of alluvial soft Belgian soil*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004

[2] Van Impe W.F., Verástegui F. R.D., *Deep mixing in underwater conditions : a laboratory and field investigation*, Ground Improvement 10, No.1, 2006

[3] C. Madshus, R. Dyvik, *Lab Measurement of G_{max} Using Bender Elements*, Proc. ASCE Convention on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic conditions,1985.

Inhoudsopgave

1 Hoofdstuk 1 1
1.1 Inleiding 1
1.2 Doelstellingen 2
1.3 Structuur van de thesis 4
2 Hoofdstuk 2 5
2.1 Inhoud 5
2.2 Invloeden en parameters 6
2.2.1 Invloed van de verschillende soorten 'binders' 6
2.2.2 Invloed van de temperatuur tijdens het verhardingsproces 8
2.2.3 Invloed van het natuurlijk watergehalte van de klei 9
2.2.4 Invloed van het cementgehalte 10
2.2.5 Invloed van de 'curing stress' 10
2.2.6 Invloed van de tijd 12
2.2.7 Variatie van E-modulus ifv q_u 13
2.2.8 Voorspellingsmethode voor q_u 14
2.2.9 Invloed van het mixing proces bij labo-proeven 15
2.2.9.1 Invloed van de mixing tijd 15
2.2.9.2 Invloed van de rotatiesnelheid 16
2.2.9.3 Invloed van de methode van toevoegen 'binder' 16
2.2.10 Invloed van chemische en mineralogische eigenschappen van de grond 17
2.2.10.1 Gehalte aan organisch materiaal 17
2.2.10.2 pH van het porienwater 17
2.2.10.3 Invloed van de korrelverdeling v/d grond 17
2.3 Conclusie 18
3 Hoofdstuk 3 19
3.1 Kaolinietklei 19
3.1.1 Chemische samenstelling 19
3.1.2 Fysische eigenschappen 20
3.2 Cement 20
3.2.1 Portlandcement 20
3.2.2 Hoogovencement 21
3.3 Water 22
3.4 Reactie tussen cement en klei 22
3.5 Aanmaakproces grondmonsters. 25
3.5.1 Aanmaakmethodes 25
3.5.2 Beschrijving gebruikt materieel 26
3.5.2.1 Mixer 26
3.5.2.2 Verwerkingsmateriaal 26
3.5.2.3 Toestel om trillingen te genereren, weegschaal, monsteruitduwer 27
3.5.3 Aanmaakproces grondmonsters 28
3.5.3.1 Voorbereiden van de hulsjes van de proefmonsters : 28
3.5.3.2 Fijnmalen van de kaolinietklei: 29
3.5.3.3 Afwegen van de kaolinietklei: 30
3.5.3.4 Afwegen van de hoeveelheid cement: 30
3.5.3.5 Afwegen van de hoeveelheid water : 30
3.5.3.6 Droog manueel vermengen van de kaolinietklei met de cement: 31

3.5.3.7 Toevoegen van de hoeveelheid water: 31
3.5.3.8 Mixen van het mengsel : 31
3.5.3.9 Vullen van de hulsjes + trillen tijdens vullen: 32
3.5.3.10 Plaatsen v/d hulsjes in een plastic zak: 34
3.5.3.11 Bewaren v/d monsters in een kamer op constante temperatuur : 34
3.5.3.12 Uitduwen van de grondmonsters na 7 dagen: 34
4 Hoofdstuk 4 39
4.1 Soorten proefopstellingen 39
4.2 Vrije prismaproeven 39
4.2.1 Doelstelling en beschrijving van de proef: 39
4.2.2 Verwerking v/d resultaten: 40
4.2.2.1 Vervormingssnelheid: 40
4.2.2.2 Verwerking van de resultaten: 41
4.2.2.3 Grafische voorstelling: 41
4.3 Isotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven (TXCU). 42
4.3.1 Doelstelling en beschrijving van de proef: 42
4.3.2 Verwerking v/d resultaten: 43
4.3.2.1 Vervormingssnelheid: 44
4.3.2.2 Verwerking van de resultaten: 44
4.4 Triaxiaalproeven (TXCU) uitgerust met locale vervormingsmeters en Bender elementen. 46
4.4.1 Doelstelling en beschrijving van de proef: 46
4.4.2 Beschrijving van de proefopstelling: 48
4.4.2.1 Anisotroop triaxiaal apparaat 48
4.4.2.2 'Hall effect' vervormingsmeters 49
4.4.2.3 Bender elementen 51
4.4.3 Bespreking theorie stijfheidsmeting bij kleine vervormingen: 51
4.4.3.1 Glijdingsmodulus in functie van het vervormingsniveau 51
4.4.3.2 Meting van de stijfheid bij kleine vervormingen 51
4.4.3.3 Dynamische methode voor het meten van de initiële stijfheden 53
4.4.4 Verwerking v/d resultaten: 54
4.5 Proeven met 'Bender element monitoring'. 56
4.5.1 Doelstelling en beschrijving van de proef: 56
4.5.2 Bender elementen 58
4.5.3 Plaatsing van de Bender elementen: 59
4.5.3.1 Verwerking v/d resultaten: 60
5 Hoofdstuk 5 62
5.1 Vrije prismaproeven 62
5.1.1 Voorbereidende vrije prismaproeven 62
5.1.2 Sterkte evolutie in functie van de tijd. 63
5.1.2.1 Portlandcement bij verschillend cementpercentage: 63
5.1.2.2 Hoogovencement versus Portlandcement bij cementgehalte van 20% 66
5.1.3 Voorspellingsmethode UCS 67
5.1.4 Stijfheid in functie van de qu. 70
5.1.5 Breukrek in functie van q_u 73
5.1.6 Invloed van het mengproces. 73
5.2 Triaxiaalproeven (TXCU) 77
5.2.1 TXCU van de ongecementeerde kaolinietklei 77
5.2.2 TXCU van de gecementeerde kaolinietklei 80
5.2.2.1 Cementgehalte 10% en $\sigma_c < \sigma_y$ 81

5.2.2.2 Cementgehalte 20% en $\sigma_c < \sigma_y$ 83
5.2.2.3 Cementgehalte 10% en $\sigma_c > \sigma_y$ 85
5.2.2.4 Cementgehalte 20% en $\sigma_c > \sigma_y$ 88
5.2.2.5 Vergelijking tussen 10%Cement en 20%Cement en de ongecementeerde kaoliniet 90
5.3 Triaxiaalproeven (TXCU) met locale vervormingsmeting en Bender elementen ... 93
5.3.1 Inwendige en uitwendige vervormingsmeting 93
5.3.2 Young modulus in functie van het vervormingsniveau bij 10% Cement 98
5.3.3 Young modulus in functie van het vervormingsniveau bij 20% Cement 99
5.3.4 Young modulus in functie van het vervormingsniveau : 10%C - 20%C 100
5.4 'Bender element monitoring' 102
5.4.1 Initiële glijdingsmodulus in functie van de tijd 102
5.4.2 Genormaliseerde glijdingsmodulus in functie van de tijd 103
5.4.3 Initiële glijdingsmodulus in functie van q_u 104
5.4.4 Genormaliseerde stijfheid – Genormaliseerde sterkte 106
6 Conclusie 108

Figurenlijst

Hoofdstuk 2 : Literatuuroverzicht

Figuur 1 : Effect van verschillende soorten 'binders', Verástegui et al. (2004)…….7
Figuur 2 : Cementstabilisatie van gebaggerd slib, Van Impe & Verástegui (2006)……...8
Figuur 3 : Invloed van temperatuur, Porbaha et al. (2000), Van Impe & Verástegui (2006) ... 8
Figuur 4 : Invloed van watergehalte op de sterkte, Lorenzo & Bergado (2004), Tan & Young (2002)…….10
Figuur 5 : Invloed van 'curing stress' op de sterkte en stijfheid, Hou et al. (2004) …….....11
Figuur 6 : Effect van het toepassen van isotrope consolidatie tijdens of na het verharingsproces op het spanningspad, Hou et al. (2004)…….12
Figuur 7 : Invloed van de tijd van vermixen, Terashi et al. (1977)……...15
Figuur 8 : Invloed van rotatiesnelheid bij mixer, Dong et al. (1996)……....16
Figuur 9 : Invloed van korrelverdeling van te stabiliseren materiaal, Niina et al. (1977)…….17

Hoofdstuk 3 : Materiaalbeschrijving en monstervoorbereiding

Figuur 10 : Chemische samenstelling kaolinietklei……...19
Figuur 11 : Fyische eigenschappen kaolinietlei…….20
Figuur 12 : Samenstelling van Portlandcement (CEM I) en Hoogovencement (CEM III)…...21
Figuur 13 : Chemische samenstelling Portland en Hoogovencement……...21
Figuur 14 : Hydratatiereactie van cement……..23
Figuur 15 : Vereenvoudigde voorstelling van de chemische reacties tussen klei, cement, hoogovenslakken en water, Saitoh et al. (1985)……24
Figuur 16 : Samenvatting van de sterkteontwikkeling bij klei-cementmengsels……..24
Figuur 17 : Hobart deegmixer en 'mixing tool'…….26
Figuur 18 : Materieel voor de verwerking van de cement-klei mengsels, triaxiaalhulsjes…....27
Figuur 19 : Toestel om trillingen te genereren, gebruikte weegschaal……..27
Figuur 20 : Triaxiaalhuls en parafine spray……...29
Figuur 21 : Afdichting onderzijde triaxiaalhuls met plastiek folie……....29
Figuur 22 : Kaolinietklei vóór en na fijnmalen…….30
Figuur 23 : Droog, manueel vermengen van de kaolinietklei met het cement……..31
Figuur 24 : Monster aangemaakt zonder trillingen (veel poriën), monster aangemaakt met trillingen……32
Figuur 25 : Opstelling van de hulsjes bij het trilapparaat…….32
Figuur 26 : Ontsnapping van luchtbelletjes tijdens trilling……...33
Figuur 27 : Vóór en na het voorzien van overhoogte aan klei-cement mengsel……...33

Figuur 28 : Afdekken van de monstertjes via folie en elastiekje……..34
Figuur 29 : Bewaren van de grondmonstertjes in plastic zak……...34
Figuur 30 : Manueel verwijderen van de overhoogte van de monstertjes via spatel……35
Figuur 31 : Uitduwen van het grondmonster……35
Figuur 32 : Bewaren in plastic folie na uitduwen…….35
Figuur 33 : Schematische voorstelling monstervoorbereiding…….37

Hoofdstuk 4 : Proefbeschrijving

Figuur 34 : Opstelling vrije prismaproeven……..40
Figuur 35 : Correcties op het spannings-vervormingsdiagram volgens EuroSoilStab…….42
Figuur 36 : Triaxiaalopstelling……..43
Figuur 37 : Voorstelling van de ‘Stress Path Cell’……...47
Figuur 38 : Schematische voorstelling van de ‘Stress Path Cell’ door Bishop & Wesley (1975)……...49
Figuur 39 : GDS Controleapparaten…….49
Figuur 40 : Verticale en horizontale ‘Hall Effect’ vervormingsmeters……....50
Figuur 41 : Bevestiging van de locale vervormingsmeters aan het gecementeerde monster…….50
Figuur 42 : Variatie van de glijdingsmodulus in functie van het vervormingsniveau, Atkinson & Sällfors (1991)……..51
Figuur 43 : Toepassingsgebieden voor het meten van de stijfheid bij diverse vervormingsniveaus, Atkinson et al. (1993)…….53
Figuur 44 : De ‘Freshcon’, continue stijfheidsmeting bij betontoeassingen……56
Figuur 45 : Foto’s van de proefopstelling met ‘Bender element monitoring’ in het labo……57
Figuur 46 : Werkingsmechanisme van een Bender element…….58
Figuur 47 : Opstelling van Bender element apparaat, Van Impe & Verástegui (2006)……58
Figuur 48 : Multidirectionele Bender elementen volgens Pennington et al. (1997)…….59
Figuur 49 : Voorstelling volgens Fioravante & Capoferri (2001)……60
Figuur 50 : Storing door p-golf bij het genereren van s-golf volgens Lee & Santamarina (2005)……60
Figuur 51 : Voorbeeld van zender-en ontvangersignaal volgens Piriyakul (2005)……..61

Hoofdstuk 5 : Resultaten

Figuur 52 : Typische spannings-vervormingscurve gecementeerd monster (20%V)……..63
Figuur 53 : e_0 vóór beproeven en watergehalte in functie van de tijd……..64
Figuur 54 : UCS in functie van de tijd bij 10% en 20% Portlandcement…….65
Figuur 55 : Genormaliseerde UCS-tijd…….65

Figuur 56 : Logaritmisch verband tussen sterkte en tijd bij 10% en 20% Portlandcement…..66
Figuur 57 : UCS in functie van de tijd bij 20% Portland en Hoogovencement……66
Figuur 58 : Voorspellingsmethode van Miura toegepast op één monster 20% cement……68
Figuur 59 : Genormaliseerde sterkte (Portlandcement) – Miura……..69
Figuur 60 : Genormaliseerde sterkte (Hoogovencement) – Miura ……..70
Figuur 61 : E_{50} in functie van q_u……...71
Figuur 62 : E_{50} in functie van q_u voor 10%C……71
Figuur 63 : E_{50} in functie van q_u voor 20%C……72
Figuur 64 : Breukrek - q_u……..73
Figuur 65 : Schematische voorstelling van de verschillende aanmaakmethodes…….74
Figuur 66 : e_0 vóór beproeven bij de verschillende aanmaakmethodes……75
Figuur 67 : UCS in functie van de tijd bij verschillende aanmaakmethodes……75
Figuur 68 : E_{50} in functie van q_u bij verschillende aanmaakmethodes…….76
Figuur 69 : Deviatorische spanning-rek: ongecementeerde kaoliniet……..78
Figuur 70 : Poriënwateroverdruk-rek: ongecementeerde kaoliniet……..78
Figuur 71 : ‘Stress Path’ (q-p’): ongecementeerde kaoliniet……79
Figuur 72 : τ - σ’: ongecementeerde kaoliniet……..80
Figuur 73 : e_0 grondmonsters vóór beproeven TXCU……..81
Figuur 74 : Deviatorische spanning-rek: 10%C en $\sigma_c < \sigma_y$……...81
Figuur 75 : Poriënwateroverdruk -rek: 10%C en $\sigma_c < \sigma_y$……..82
Figuur 76 : Vereenvoudigde voorstelling cementatieverbinding tussen kleikorrels……82
Figuur 77 : Deviatorische spanning-rek: 20%C en $\sigma_c < \sigma_y$……...84
Figuur 78 : Poriënwateroverdruk -rek: 20%C en $\sigma_c < \sigma_y$……..84
Figuur 79 : Deviatorische spanning-rek: 10%C en $\sigma_c > \sigma_y$……...85
Figuur 80 : Poriënwateroverdruk -rek: 10%C en $\sigma_c > \sigma_y$……..85
Figuur 81 : ‘Stress Path’ (q-p’): 10% gecementeerde kaoliniet……86
Figuur 82 : ‘Stress Path’ (q-p’): ESP-TSP, 10% gecementeerde kaoliniet ($\sigma_c > \sigma_y$)……87
Figuur 83 : Genormaliseerde deviatorische spanning-rek: 10%C……87
Figuur 84 : E* in functie van σ'_c, 10%C……...88
Figuur 85 : Deviatorische spanning-rek: 20%C en $\sigma_c > \sigma_y$……...89
Figuur 86 : Poriënwateroverdruk -rek: 20%C en $\sigma_c > \sigma_y$……..89
Figuur 87 : ‘Stress Path’ (q-p’): 20% gecementeerde kaoliniet……90
Figuur 88 : E* in functie van σ'_c, 20%C……...90
Figuur 89 : Bezwijkvorm : ongecementeerd monster, gecementeerd monster ($\sigma_c < \sigma_y$), gecementeerd monster ($\sigma_c > \sigma_y$)……91
Figuur 90 : ‘Stress Path’ (q-p’): 10%C versus 20%C……...91
Figuur 91 : ‘Stress Path’ (q-p’): ongecementeerde- gecementeerde kaoliniet……..92
Figuur 92 : Deviatorische spanning-rek: 10%C en $\sigma'_c = 30$kPa……...93
Figuur 93 : Poriënwateroverdrukken: 10%C en $\sigma'_c = 30$kPa……94

Figuur 94 : Verticale, horizontale lokale rek in functie van de deviatorische spanning……....95
Figuur 95 : Coëfficiënt van Poisson in functie van de rek (%)……..96
Figuur 96 : Variatie van de E-modulus in functie van het vervormingsniveau…….97
Figuur 97 : Young modulus in functie van de rek bij 10% cement: σ_c = 30kPa en σ_c = 240kPa……....98
Figuur 98 : Young modulus bij 10% cement: σ_c =30kPa: gedraineerd- ongedraineerd……....99
Figuur 99 : Young modulus in functie van de rek bij 20% cement: : σ_c =30kPa en σ_c =550kPa……100
Figuur 100 : Young modulus in functie van de rek bij σ_c =30kPa : 10%-20% cement……101
Figuur 101 : Zoom van Young modulus in functie van de rek bij σ_c =30kPa : 10%-20% cement, inwendig en uitwendig bepaald…….101
Figuur 102 : Initiële glijdingsmodulus (G_0) in functie van de tijd……...103
Figuur 103 : Genormaliseerde G_0 in functie van de tijd bij 10% en 20% Portlandcement…..104
Figuur 104 : G_0 in functie van q_u voor 10% en 20% Portlandcement……..105
Figuur 105 : G_0 in functie van q_u voor 20% Portlandcement en 20% Hoogovencement…....105
Figuur 106 : Genormaliseerde stijfheid-Genormaliseerde sterkte voor 10% en 20% Portlandcement……106

Symbolenlijst:

UCS	Unconfined compressive stress	kPa
q_u	Unconfined compressive stress	kPa
$q_{u,28}$	q_u-waarde van monster van 28dagen oud	kPa
E_y	Young modulus	MPa
E_{50}	Young modulus bij 50% v/d q_u	MPa
E_0	Initiële stijfheidsmodulus	MPa
w	Watergehalte	%
LL	Vloeigrens	%
e	Poriëngetal	-
e_0	Initieel poriëngetal	-
q	Deviatorische spanning	kPa
p’	Gemiddelde sferische spanning	kPa
σ'_c	Effectieve consolidatiespanning	kPa
A_w	Cementgehalte %	
LI	Liquidity index	-
G	Glijdingsmodulus	MPa
G_0	Initiële glijdingsmodulus	MPa
$G_{0,28}$	Initiële glijdingsmodulus bij 28 dagen oud monster	MPa
ε of ε_1	Axiale rek	% of –
V_s	Golfsnelheid(transversale golf)	m/s
L_s	Afstand tussen 2 Bender elementen	m
Ts	Tijd die s-golf nodig heeft om afstand tussen Benders af te leggen	s
PC	Portlandcement	
HOC	Hoogovencement	
σ_y	Yieldspanning	kPa
ρ	Natgewicht	kg/m³
A	Gemiddelde oppervlakte doorsnede	mm²
A_0	Initiële oppervlaktedoorsnede	mm²
ΔH	Verkorting van het monster	mm
H0	Initiële hoogte van het monster	mm
P	Totale belasting	N
σ_1	Totale axiale belasting	kPa
σ'_1	Effectieve axiale belasting	kPa
σ_3	Totale radiale belasting	kPa

σ'_3	Effectieve radiale belasting	kPa
ε_{VC} of ε_p	Volumetrische rek	- of %
ΔV_c	Volumeverandering tijdens consolidatie	mm³
V_0	Oorspronkelijk volume grondmonster	mm³
H_c	Hoogte grondmonster na consolidatie	mm
E_m	Young modulus v/h membraan	kPa
D_c	Diameter grondmonster na consolidatie	mm
t_m	Dikte v/h membraan	mm
Δu	Poriënwateroverdrukken	kPa
ε_v	Externe verticale rek	- of %
ε^l_v	Locale verticale rek	- of %
L_{ci}	Inwendige hoogte na consolidatie van vervormingsmeter i	mm
ΔL_i	Inwendige verandering v/d hoogte tijdens afschuiving bij vervormingsmeter i	mm
ε_h	Externe horizontale rek	- of %
ε^l_h	Locale horizontale rek	- of %
$\Delta\Phi$	Variatie v/d diameter van het monster tijdens afschuiven	mm
Φ_c	Diameter van het monster na consolidatie	mm
ν	Coëfficiënt van Poisson (uitwendig bepaald)	-
ν^l	Coëfficiënt van Poisson (uitwendig bepaald)	-

1 Hoofdstuk 1

Inleiding

1.1 Inleiding

De alsmaar toenemende populatie en bijgevolg reductie van goede funderingsgronden zorgt ervoor dat de geotechnische ingenieurs zich de laatste decennia alsmaar meer moeten toespitsen op overblijvende slappere ondergronden.

Een overzicht van nieuwe technieken voor het verbeteren van de eigenschappen van deze gronden werd beschreven door Van Impe (1989) en Van Impe (1997).

Een veelvoudig aangewende grondverbeteringstechniek dezerdagen is deze van de grondstabilisatie door middel van 'binders'. Dit is een techniek die door middel van bindmiddelen zoals cement, kalk, etc.. artificiële samenhang tussen de gronddeeltjes veroorzaakt . Deze artificiële samenhang zorgt ervoor dat de sterkte en stijfheidseigenschappen van slappe samenhangende gronden grondig worden verbeterd.

Deze techniek wordt veelal ingedeeld in 2 takken, namelijk 'mass stabilisation' en 'column stabilisation'. De massastabilisatie duidt vooral op de stabilisatie van het volledige volume slappe grond en wordt enkel toegepast daar waar de slappere lagen zich aan het oppervlak bevinden (tot ± 3m diepte). Indien de slappere lagen zich over grotere diepten uitstrekken dan is een kolomstabilisatie meer aangewezen. Bij deze vorm van stabilisatie worden kolommen gevormd doorheen de slappe ondergrond.

De kolomstabilisatie staat beter bekend als de 'Deep Soil Mixing' methode (DSM). Deze techniek, die zijn oorsprong kent in Japan en in Zweden in de vroege jaren'70, deed in onze

streken slechts veel later zijn intrede. In België werd hier vooreerst onderzoek naar verricht door Prof. Van Impe die met verschillende publicaties een goed beeld geschetst heeft over DSM en tevens een heel aantal aandachtspunten blootgelegd heeft.
De DSM methode is toepasbaar voor de stabilisatie van verscheidene types van slappe gronden. In Europa (Zweden, Finland) werd gedurende meer dan 20 jaar de DSM veelvuldig toegepast voor de stabilisatie van slappe niet organische gronden met kalk en cement . Ook voor organische gronden zoals veen en organische klei is de DSM toepasbaar, dit werd onder meer aangetoond en beschreven door Verástegui et al. (2004) en in EuroSoilStab (Design guide soft soil stabilisation).

De toepassingen en doelstellingen van de DSM zijn veelvoudig:

- Verzekeren van de stabiliteit van ophogingen
- Toename van de schuifweerstand en draagvermogen van funderingen
- Reductie van zettingen
- Reductie van de tijdsduur van de zettingen
- Etc..

De bindmiddelen worden op 'droge wijze' of op 'natte wijze' met de slappe grond vermengd. De eerste wijze duidt erop dat het bindmiddel droog ingebracht wordt en dat het chemisch reageert met het poriënwater. Bij de tweede wijze wordt het bindmiddel eerst vermengd met water ('slurry') voordat het in de ondergrond gebracht wordt.

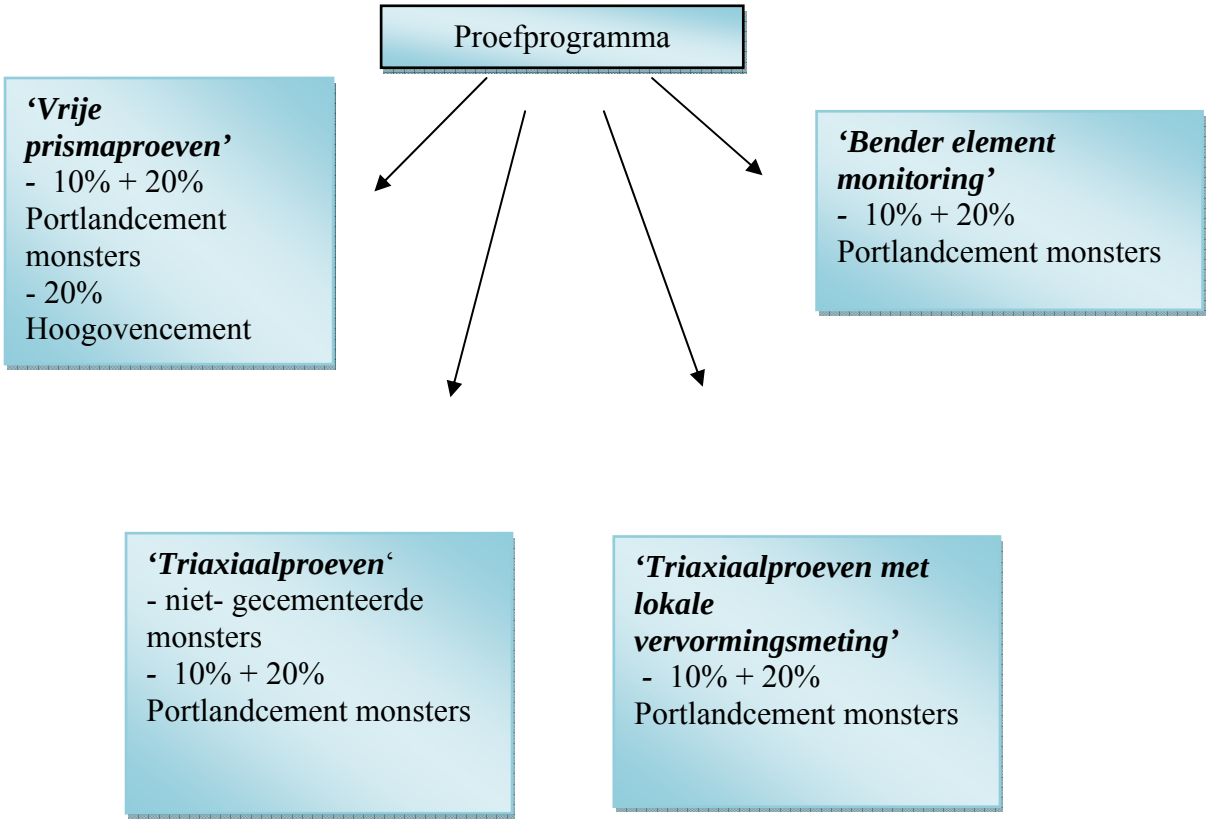
Veelgebruikte materialen voor de bindmiddelen zijn kalk, cement en hoogovenslakken. Tevens worden soms hoogwaardige vliegassen gebruikt, vooral daar waar het gaat over de stabilisatie van veenhoudende gronden. In vele gevallen wordt er niet enkel één component gebruikt maar wel een combinatie van bindmiddelen.
De DSM geeft talrijke voordelen: economisch, flexibel, besparing van materiaal en energie en volledige exploitatie van de grondeigenschappen in situ.

1.2 Doelstellingen

In casu van deze DSM methode wordt er in dit afstudeerwerk beoogd het spannings-vervormingsgedrag van artificieel gecementeerde kaolinietklei te onderzoeken. Het is de bedoeling om het mechanisch gedrag van een gecementeerde klei bij verschillende spanningstoestanden beter te leren begrijpen.

Als basismateriaal wordt er gebruik gemaakt van kaolinietklei, een veelvuldig gebruikte klei in labo-toepassingen. De toegepaste 'binder' in dit werk is cement, naast kalk één van de meest gebruikte 'binders' in de deep mixing. Het cementtype zal over de gehele lijn Portlandcement zijn, doch er wordt tevens een vergelijking van de sterkte-evolutie met een Hoogovencement voorzien.
Het doel van de thesis is om via verschillende proefopstellingen het mechanisch gedrag , zowel naar sterkte als naar stijfheid toe, van artificieel gecementeerde kaolinietklei te onderzoeken.
Er zullen hiertoe voornamelijk triaxiaalproeven uitgevoerd worden op in het labo gecementeerde monsters. Er zal met twee verschillende hoeveelheden cement gewerkt worden, 10% en 20% cement. Tevens zullen er ook proeven op de ongecementeerde klei uitgevoerd worden, dit om het verschil in gedrag met de gecementeerde monsters te vergelijken.

Volgend schema geeft een duidelijke voorstelling van de verschillende soorten proeven weer:



Met ' Vrije prismaproeven' wordt er de triaxiaalopstelling bedoeld waarbij er geen zijdelingse steundruk aanwezig is ($\sigma_3=0$, $\sigma_1\neq0$). Bij de 'Triaxiaalproeven' is deze steundruk wel aanwezig ($\sigma_3\neq0$, $\sigma_1\neq0$).

De ‘Bender element monitoring’ en de ‘lokale vervormingsmeting’ worden verder in deze thesis verduidelijkt.

1.3 Structuur van de thesis

In het 2e hoofdstuk **Literatuuroverzicht** wordt een schets gemaakt van de reeds bestaande literatuur over gecementeerde kleien.

In het 3e hoofdstuk **Materiaalbeschrijving & Monstervoorbereiding** wordt er een overzicht gegeven van de materialen waarmee gewerkt wordt en wordt ook de methode voor het aanmaken van de grondmonsters toegelicht.

Hoofdstuk 4 **Proefbeschrijving** bestaat uit een beschrijving van de proefopstellingen en worden tevens de verwerkingsmethodes bij deze thesis toegepast uitgelegd.

Hoofdstuk 5 **Resultaten** bestaat uit een samenvatting van de resultaten van alle beproevingen.

In een laatste hoofdstuk **Conclusies** zijn de belangrijkste besluiten rondom dit afstudeerwerk bondig samengevat.

2 Hoofdstuk 2

Literatuuroverzicht

2.1 Inhoud

Aangezien de DSM techniek reeds ontstaan is in de vroege jaren ’70 in Japan en in de Scandinavische landen is er reeds veel literatuur terug te vinden die verband houdt met deze techniek. De onderwerpen en thema’s die bij deze techniek aangehaald worden zijn zeer omvangrijk. Gaande van labo resultaten versus in situ resultaten, toepassing van verschillende soorten ‘binders’, soorten mixing technieken in situ, invloeden van bindmiddelhoeveelheid, invloeden van watergehalte van natuurlijke grond,etc...

Zelfs indien er literatuur over eenzelfde onderdeel terug te vinden is, is er een grote diversiteit in aanpak en in visie tussen de verschillende auteurs . Dit in samenhang met het feit dat de te verbeteren slappe ondergrond ook totaal verschillend kan zijn (spanningsgeschiedenis, watergehalte, chemische samenstelling, korrelverdeling, etc..) maakt onderlinge vergelijking niet makkelijk.

Er wordt hier dan ook getracht de literatuur te reduceren en te schetsen in het kader van het onderwerp van de thesis. Dit betekent dat er zich voornamelijk zal toegelegd worden op kleigronden met hoog watergehalte die gestabiliseerd worden door cement als toeslagstof te gebruiken.
In dit hoofdstuk zal er gepoogd worden een aantal belangrijke invloeden en parameters ieder apart te schetsen en te bespreken. De auteur wil hier uitdrukkelijk vermelden dat de invloeden die besproken worden in deze thesis niet de enige mogelijke zijn maar dat er zich wel op een aantal heel belangrijke invloeden toegespitst zal worden.

Volgende invloeden en parameters zullen achtereenvolgens aan bod komen:

- Invloed van de verschillende soorten ‘binders’
- Invloed van de temperatuur tijdens het verhardingsproces
- Invloed van het natuurlijk watergehalte van de klei
- Invloed van het cementgehalte
- Invloed van de ‘curing stress’
- Invloed van de tijd
- Variatie van E-modulus ifv q_u
- Voorspellingsmethodes voor q_u
- Invloed van het mixing proces bij labo-proeven
- Invloed van chemische en mineralogische eigenschappen van de grond

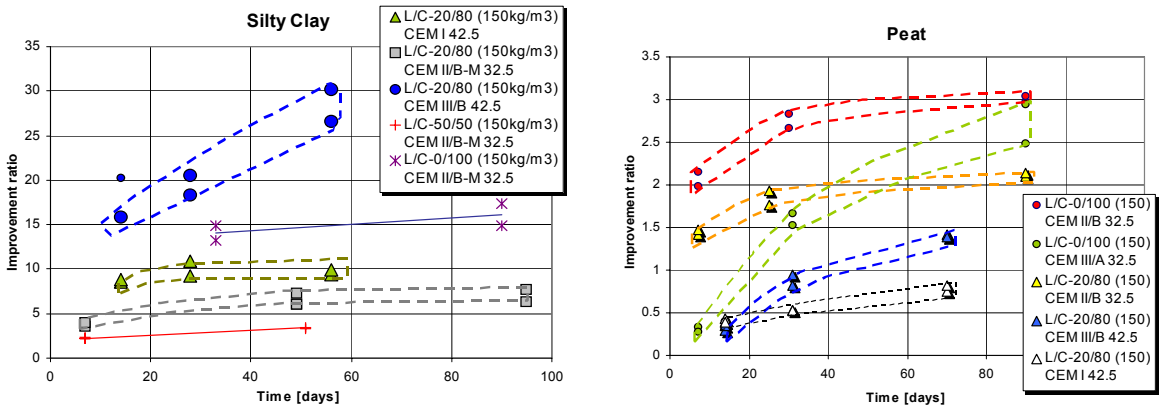
2.2 Invloeden en parameters

2.2.1 Invloed van de verschillende soorten ‘binders’

Desondanks deze thesis enkel het gedrag bespreekt bij één soort ‘binder’, nl. cement, weliswaar van 2 verschillende types (CEM I, CEM III), lijkt het toch aangewezen eens een beeld te schetsen van de verschillende soorten ‘binders’ die aangewend worden voor verschillende soorten ondergronden.

Een aantal verschillende ‘binders’ werden uitvoerig besproken door Verástegui et al. (2004) en Van Impe & Verástegui (2006). Bij een proefproject te Zwijnaarde werden verschillende ‘binders’ op verschillende soorten ondergrond uitgetest. Drie soorten slappe ondergrond werden beproefd: vette klei, lemige klei en veen.

De *vette klei* gaf goede resultaten met ongebluste kalk als enige toeslagstof. De resultaten van de lemige klei en het veen zijn in onderstaande grafieken te zien:

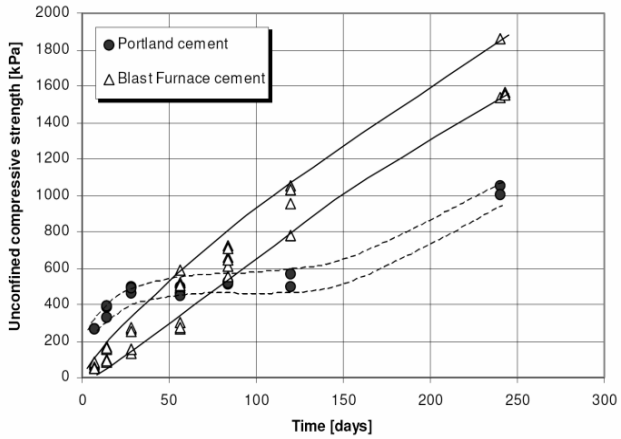


Figuur 1: Effect van verschillende soorten 'binders' , Verástegui et al. (2004)

De *lemige klei* toont goede resultaten naarmate het cementpercentage in de combinatie cement-ongebluste kalk als toeslagstof toeneemt. Op de grafiek is een goede verbetering te merken wanneer er met Portlandcement gewerkt wordt en geeft het gebruik van Hoogovencement zelfs nog betere resultaten.

Voor de stabilisatie van de *veenhoudende grond* met hoog watergehalte blijkt dat een CEM II/B en CEM III/A zonder aanwezigheid van ongebluste kalk goede resultaten geeft.
Er valt op te merken dat de graad van verbetering (Improvement ratio) bij veenhoudende gronden (≈ 3) steeds veel lager uitvalt dan de graad van verbetering bij de klei en de lemige klei (≈ 20 à 30).

De aanwezigheid van de ongebluste kalk blijkt bij de lemige klei en de veenhoudende grond voor de labo proeven minder sterke prestaties te geven dan enkel cement, doch een bepaald percentage van ongebluste kalk blijkt nodig bij deze mengsels daar cement alleen geen goede vermenging geeft met de grond in situ. Dit blijkt uit waarnemingen en proeven op grondmonsters die ter plaatse ontnomen zijn. De ongebluste kalk zal bij de in situ menging eerst de plasticiteit laten dalen en dit komt de homogenisatie bij de vermenging ten goede.



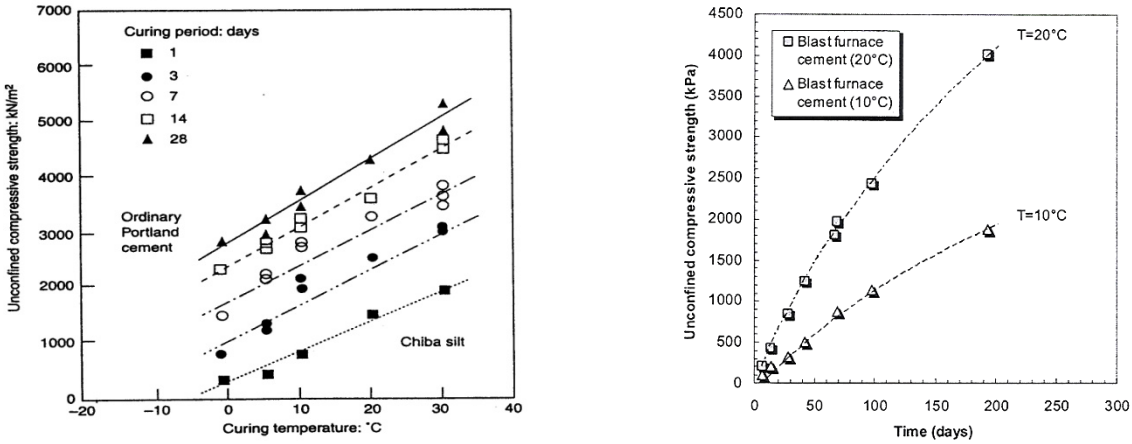
Figuur 2 : Cementstabilisatie van gebaggerd slib, Van Impe & Verástegui (2006)

Bij een proefproject met deep mixing in onderwater condities uitgevoerd in de haven van Antwerpen op gesedimenteerd gebaggerd materiaal werden terug verschillende 'binders' uitgeprobeerd. Terug blijken Portlandcement en Hoogovencement de beste resultaten te geven waarbij terug het Hoogovencement als beste stabilisator uit de resultaten komt.

Tevens is er ook informatie terug te vinden over het gebruik van verschillende 'binders' in EuroSoilStab. De aanbevelingen in deze gids zijn in overeenstemming met de hiervoor beschreven verschijnselen.

2.2.2 Invloed van de temperatuur tijdens het verhardingsproces

De invloed van de temperatuur is een belangrijke factor tijdens het uitvoeren van de laboproeven. Dit werd aangetoond door Porbaha et al.(2000) en Van Impe & Verástegui (2006), fig.2.



Figuur 3 : Invloed van temperatuur, Porbaha et al.(2000), Van Impe & Verástegui (2006)

Op de figuren is een duidelijke toename van de sterkte te zien naarmate de temperatuur toeneemt tijdens de verhardingsduur van de grondmonsters en dit bij verschillende

cementsoorten (CEM I, CEM III). Daarom is het steeds belangrijk om de grondmonsters voor de laboproeven te laten verharden bij éénzelfde temperatuur om een goede interpretatie van de resultaten te krijgen

In werkelijke toepassingen van DSM is het dus belangrijk de voorbereidende labogrondmonsters te laten verharden bij een temperatuur die de in situ voorwaarden goed benadert. Aangezien deze thesis enkel gaat over labo-analyse dient er geen specifieke waarde van de temperatuur aangenomen te worden, doch deze dient wel constant gehouden te worden om de redenen hierboven vermeld.

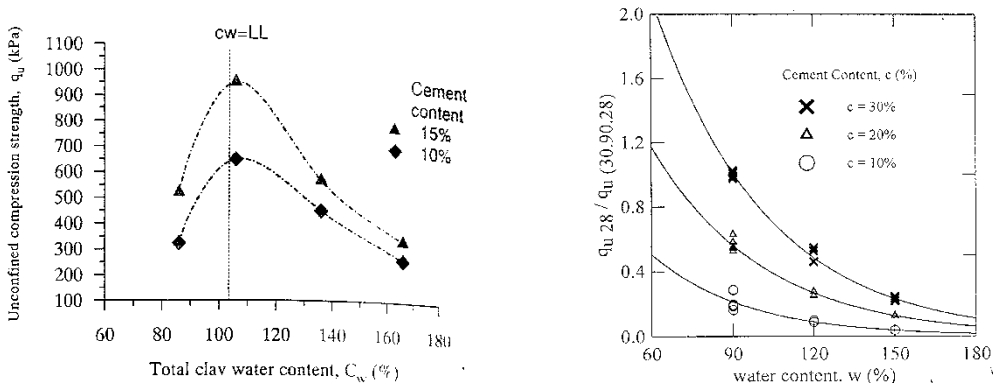
Naast de invloed van de omgevingstemperatuur op de sterkte is er ook de invloed van de grootte, dimensies van het aangemaakte proefmonster. Dit werd aangetoond door Van Impe & Verástegui (2006) en houdt in dat kleinere labomonsters lagere bezwijkspanningen geven dan grote labomonsters. Dit kan verklaard worden aan de hand van de exotherme reactie in het grondmonster door het cement. Bij grote grondmonsters zal de dissipatie van warmte veel trager verlopen dan bij kleine grondmonsters. De inwendige temperatuur zal dus gedurende ruime tijd hoger liggen dan de omgevingstemperatuur. Dit zal tot gevolg hebben dat de grotere monsters een grotere bezwijkspanning zullen bereiken.

2.2.3 Invloed van het natuurlijk watergehalte van de klei

Indien het cementgehalte constant wordt gehouden dan zal de sterkte van de gecementeerde klei gaan dalen naarmate het natuurlijk watergehalte van de klei toeneemt, althans voor de watergehalten hoger dan de vloeigrens.

Dit verschijnsel werd o.a. aangetoond door Lorenzo & Bergado (2004) en Tan & Yong (2002) (Figuur 4). Deze inverse relatie werd al eerder in de literatuur bewezen (Terashi et al. 1977; Kawasaki et al. 1987; Babasaki et al. 1997).

Op de linkse grafiek van Figuur 4 is het voorbeeld genomen van slappe Bangkok klei, de vloeigrens situeert zich rond een waarde van 103%. Er valt duidelijk op te merken dat de sterkteontwikkeling naar een maximum gaat wanneer het watergehalte omtrent de vloeigrens situeert. Dit gegeven is zeer nuttig voor de DSM methode, daar er bij kleien met een watergehalte kleiner dan de vloeigrens minder cement gebruikt hoeft te worden indien er meer water wordt toegevoegd. Bij kleien met een watergehalte hoger dan de vloeigrens blijkt een droge vermengingswijze het meest aangewezen aanzien een toename van het watergehalte de sterkte zal reduceren.



Figuur 4 : Invloed van watergehalte op de sterkte, Lorenzo & Bergado (2004), Tan & Yong (2002)

2.2.4 Invloed van het cementgehalte

Indien het cementgehalte verhoogd wordt, bij gelijkblijvend watergehalte van de klei, dan zal de sterkte ook gaan toenemen. De toename van het cementgehalte leidt tot meer cementatieverbindingen tussen de korrels waardoor de sterkte toeneemt.
De sterkteontwikkeling zelf is hoofdzakelijk het gevolg van de hydratatie van cement dat ook leidt tot het afscheiden van calcium ionen die eventueel reageren met de silicium en aluminium ionen tot een puzzolaan product. Deze puzzolane producten geven eveneens een sterkere verbinding tussen de kleideeltjes. De invloed van de toename van het cementgehalte is ook in de Figuur 4 merkbaar.

Het verschijnsel van de toename van de sterkte met een toenemend cementgehalte wordt algemeen in de literatuur aanvaard en werd lang als belangrijkste parameter aanzien in de studie van het gedrag van een gecementeerde klei (Broms 1986; Uddin et al. 1997; Watabe et al. 2000; Petchgate et al. 2001; Yin 2001). Recentere studies tonen aan dat een verhouding van watergehalte/cementgehalte (Miura, 2001) of poriëngetal/cementgehalte (Lorenzo & Bergado, 2004) een veel betere evaluatieparameter blijkt te zijn dan het cementgehalte alleen.

2.2.5 Invloed van de ‘curing stress’

Bij het in situ toepassen van de DSM-methode zal de gecementeerde klei na het vermengen onderhevig zijn aan in situ effectieve spanningen die tijdens het verharden van het cement aanwezig zullen zijn. De aanwezigheid van deze effectieve spanningen zal ervoor zorgen dat het mengsel van grond met cement compacter zal worden naarmate de diepte toeneemt.

In labo beproevingen wordt met dit effect maar weinig rekening gehouden. Voor zeer slappe kleien (goed verwerkbaar) worden de monsters meestal zonder voorbelasting voorbereid. Kleien met een lager watergehalte (minder goed verwerkbaar) worden meestal in lagen mét voorbelasting voorbereid (In EuroSoilStab wordt een voorbelasting van 100kPa aanbevolen). Het spreekt vanzelf dat resultaten van laboproeven met de ene voorbereidingsmethode onmogelijk vergeleken kunnen worden met deze van de andere voorbereidingsmethode.

In de literatuur werd hier onderzoek naar gedaan door o.a .Yamamoto et al. (2004). Er werden hierbij proeven gedaan op kaolinietklei, Toyoura zand en mengsels van beide. Voor één reeks van proeven werden er verschillende consolidatiespanningen tijdens het verharden uitgetest. Uit het onderzoek blijkt dat er voor een welbepaalde grondsoort met een welbepaald cementgehalte en watergehalte een exponentieel verband bestaat tussen het poriëngetal na consolidatie en de q_u-waarde, zijnde de bezwijkspanning bij een zijdelings ongesteund grondmonster. De waarden van het poriëngetal van de monsters hier beproefd variëren van 1.2 tot 0.9. De initiële watergehaltes van de grondmonsters liggen hier dan ook zeer laag, tussen de 18 en 30%.

Een analoog onderzoek werd hiernaar gedaan door Hou et al.(2004). In dit onderzoek is er gebruik gemaakt van slappe Singapore mariene klei met watergehalte van 120%. Verschillende consolidatieprocessen worden hierbij vergeleken: anisotrope gedraineerde, isotrope gedraineerde en ongedraineerde consolidatie. Zoals verwacht kan worden ondervinden de isotrope ongedraineerde monsters maar weinig effect van de consolidatiespanningen. De q_u-waarde van deze monsters blijkt amper te verschillen naarmate de consolidatiespanning toeneemt en is maar een weinig hoger dan het monster dat geen bovenbelasting onderging.

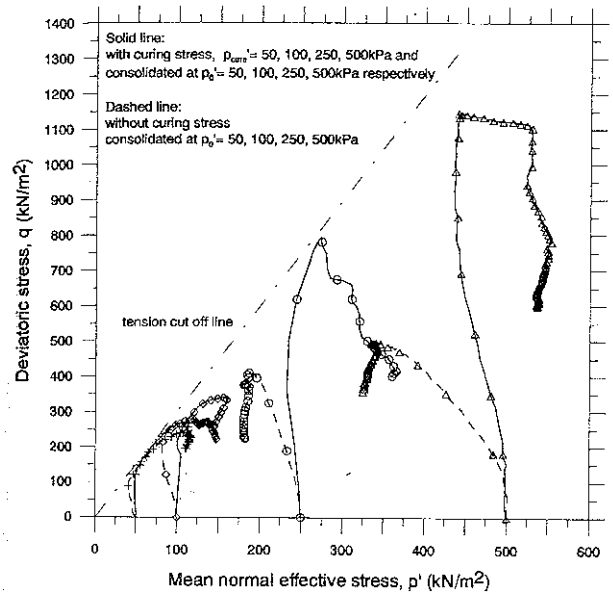
Curing stress and conditions	Peak strength q_u(kPa)	E_{50}(MPa)
Atmospheric		
p'cure=0kPa	198	27,96
Isotropically drained		
p'cure=50kPa	241	54,72
p'cure=100kPa	387	84,16
p'cure=250kPa	746	82,25
p'cure=500kPa	1043	109,35
Anisotropically drained (K_0 =0,62)		
p'cure=50kPa	205	33,84
p'cure=100kPa	265	34,03
p'cure=250kPa	480	53,36
p'cure=500kPa	811	107,58
Isotropically undrained		
pcure=50kPa	244	41,92
pcure=250kPa	233	49,42
pcure=500kPa	261	45,09

Figuur 5 : Invloed van 'curing stress' op de sterkte en stijfheid, Hou et al.(2004)

Zoals in de tabel te zien zal zowel de isotrope als de anisotrope gedraineerde consolidatie een positief effect hebben op q_u-waarde. In tegenstelling tot de ongedraineerde consolidatie zal bij deze grondmonsters wel een daling van het watergehalte na consolidatie te merken zijn, de

monsters zijn dus compacter geworden na het toepassen van een effectieve spanning (poriëngetal e daalt).

Er valt ook op te merken dat de stijfheid hierdoor ook zal stijgen en dat de rek bij breuk zal verkleinen, de monsters worden dus nog brosser.
Ook het verschil tussen het toepassen van isotrope consolidatie tijdens het verharden of na het verharden komt hier aan bod. Dit is te zien op volgende stress-path:



Figuur 6: Effect van het toepassen van isotrope consolidatie tijdens of na het verhardingsproces op het spanningspad, Hou et al.(2004)

Zoals op de Figuur 6 te zien is, wordt het verschil in sterkte tussen de niet voorbelaste en de voorbelaste monsters nadrukkelijker naarmate de consolidatiespanning stijgt. Dit kan worden toegeschreven aan het feit dat voorbelaste monsters veel compacter zijn in hun initiële toestand dan de niet voorbelaste. Ismail et al. (2002) beweerde reeds vroeger dat monsters met een hogere dichtheid per eenheid van volume een groter aantal contactpunten hebben, die leiden tot hogere sterkte en stijfheid. Zoals op de Figuur 6 te zien zal er bij de niet voorbelaste monsters tijdens verharden een plotse toename van de poriënwaterdrukken zijn waardoor de 'stress path' zal uitwijken naar links. Dit suggereert dat bij de niet voorbelaste grondmonsters bepaalde cementatieverbindingen reeds verbroken waren tijdens de consolidatiefase, en dit voornamelijk bij monsters met hoge consolidatiespanningen. Dit is overeenstemmend met de bevindingen van Uddin et al. (1997).

2.2.6 Invloed van de tijd

Net zoals bij betontoepassingen zal de sterkte van de klei-cement monsters toenemen naarmate de tijd vordert. Dit is een gevolg van de cementhydratatie en de opvolgende

puzzolane reactie die gedurende maanden, zelfs jaren kan blijven voortduren. De referenties van de toename van de sterkte en stijfheid in de tijd zijn veeltallig: Verástegui et al. (2004), Van Impe & Verástegui (2006) (ook te zien op Figuur 2 en 3)onder invloed v/d verschillende soorten binders) ,Tan & Yong (2002), Miura et al (2003).

2.2.7 Variatie van E-modulus ifv q_u

De stijfheid van de gecementeerde klei wordt in de literatuur voornamelijk beoordeeld aan de hand van de E_{50} modulus, zijnde de modulus bij een spanning gelijk aan de helft van de breukspanning(q_u). Thans is er de laatste jaren door meerdere auteurs de nadruk gelegd op de stijfheidsmodulus bij zeer kleine vervormingen, daar deze veel hoger kan liggen dan de E_{50} modulus. Dit werd aangetoond door Tatsuoka (1996) et al., Tan & Yong(2002), Van Impe & Verástegui (2006).

Grootte-orden van verhoudingen tussen de stijfheid en de sterkte die in de literatuur zijn terug te vinden zijn hieronder samengevat:

Voor de E_{50} modulus:

Referentie :	*Verhouding:*
Saitoh et al. (1980) :	$350\ q_u < E_{50} < 1000\ q_u$
Futaki et al.(1996) :	$100\ q_u < E_{50} < 250\ q_u$
Asano et al.(1996) :	$140\ q_u < E_{50} < 500\ q_u$
Geotesting Express.(1996) :	$50\ q_u < E_{50} < 150\ q_u$
Goh et al.(1996) :	$150\ q_u < E_{50} < 400\ q_u$
Tan & Yong (2002) :	$350\ q_u < E_{50} < 800\ q_u$
Van Impe & Verástegui (2006) :	$110\ q_u < E_{50,m} < 162\ q_u$

Voor de E_0 modulus (initiële stijfheidsmodulus):

Referentie :	*Verhouding:*
Tatsuoka et al. (1996)	$E_0 \approx 1000\ q_u$
Tan & Yong(2002) :	$E_0 \approx 750\ q_u$
Van Impe & Verástegui (2006)	$E_0 \approx 714\ q_u$

2.2.8 Voorspellingsmethode voor q_u

Voordat een DSM methode in-situ werkelijk uitgevoerd kan worden is er een uitgebreid gamma aan laboproeven nodig voor de bepaling van de sterkte voor de uitvoering van de klei-cement kolommen. Variabelen zoals de tijd, water en cementgehalte dienen meestal goed onderzocht te worden om te werken naar de gewenste samenstelling van de cement-klei kolommen. Met het oog op zo weinig mogelijk labo onderzoek zou het handig zijn om via een simpelere methode de sterkte ontwikkeling met de tijd en bij varierende water- en cementgehaltes te kunnen voorspellen. Een methode van deze vorm werd voorgesteld door Miura et al. (2003).

De basis van de formule voorgesteld door Miura is de parameter w_c/A_w zijnde de verhouding tussen het watergehalte van de natuurlijke klei en het cementgehalte t.o.v. het drooggewicht van de klei. De formule voorgesteld door Miura is de volgende:

$$\frac{q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D}{q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}} = 1{,}24^{\left[\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28} - \left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D\right]} \cdot (0.038 \mid 0.281 \ln D)$$

Waarbij:

$q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D$: q_u-waarde van monster met w_c/A_w na D dagen [kPa]

$q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}$: q_u-waarde van monster met w_c/A_w na 28 dagen [kPa]

$\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D$: w_c/A_w waarde van het monster waarvan je sterkte wil kennen na D dagen [-]

$\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}$: w_c/A_w waarde van het monster waarvan je de sterkte kent na 28 dagen [-]

Het gebruik van deze formule is betrekkelijk eenvoudig: op basis van één grondmonster, met een welbepaald cement en watergehalte, dat op een leeftijd van 28 dagen beproefd wordt kan een voorspelling gemaakt worden van een ander monster dat een andere leeftijd, cement en watergehalte heeft.
Deze formule is afgeleid uit volgende randvoorwaarden:

- Als 'binder'werd hier enkel Portlandcement gebruikt
- De cementgehaltes variëren van 5% tot 25%
- De formule is geldig voor kleien met een LI = 1.0 – 2.5, dus voor watergehaltes groter dan de vloeigrens

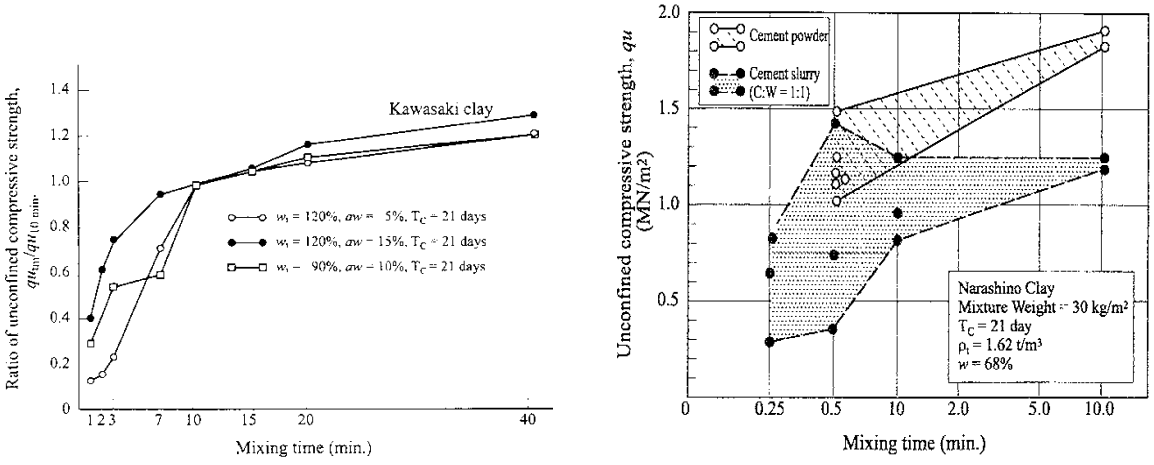
- De formule werd opgesteld na beproevingen op verschillende soorten kleien

2.2.9 Invloed van het mixing proces bij labo-proeven

Het aanmaken van gecementeerde grondmonsters kan op velerlei manieren gebeuren. Het mixing proces is dan ook een hele belangrijke parameter bij het aanmaken van labomonsters. Aangezien het veranderen van één parameter een belangrijke invloed kan hebben op de sterkte van de monsters is het heel belangrijk om dit mixing proces goed te beschrijven zodoende men weet of 2 verschillende studies onderling vergelijkbaar kunnen zijn. Als belangrijkste parameters van het mixing proces worden hier aanzien: tijd van het mixen, rotatiesnelheid van de mixer en de methode van het toevoegen van 'binder'.

2.2.9.1 Invloed van de mixing tijd

Dit verschijnsel werd mede onderzocht door Van Impe & Verástegui (2006). In deze studie werd aangetoond dat het verschil in sterkteontwikkeling na 7 dagen tussen een monster met een tijd van mixen van 10min en één van 5min minder dan 5% is.
Terashi et al. (1977) onderzocht de invloed van de tijd van het vermixen op de unconfined compressive strength op Kawasaki klei die behandeld werd met ongebluste kalk.

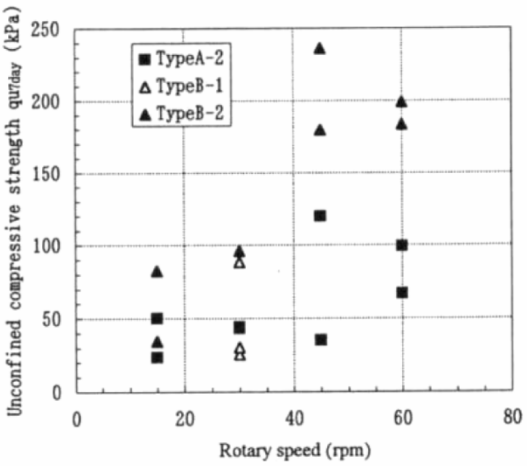


Figuur 7 :Invloed van de tijd van vermixen, Terashi et al. (1977), Nakamura et al. (1982)

Op de grafiek is een duidelijke sterktevariatie te zien naarmate de tijd van vermixen kleiner is dan 10 minuten. Een grotere tijd van vermixen dan 10 minuten heeft daarentegen nog slechts weinig effect op de sterkte van de met kalk gestabiliseerde klei. Analoog onderzoek werd door Nakamura et al. (1982) uitgevoerd voor gestabiliseerde klei met cement. De sterkte daalt terug naarmate de de tijd van vermixen daalt en tevens is te zien dat de variatie van de sterkte kleiner wordt naarmate de tijd van vermixen groter wordt.

2.2.9.2 Invloed van de rotatiesnelheid

De rotatiesnelheid van de mixer zal een positief effect hebben op de sterkte van gecementeerde grondmonsters naarmate de snelheid toeneemt. Dit lijkt een logisch gevolg van het puntje hierboven besproken aangezien door een grotere rotatiesnelheid te gebruiken er een snellere homogenisatie tot stand zal komen. Dit werd besproken in Babasaki et al.(1997) en Dong et al.(1996).



Figuur 8 : Invloed van rotatiesnelheid bij mixer, Dong et al.(1996)

2.2.9.3 Invloed van de methode van toevoegen 'binder'

Zoals reeds eerder werd vermeld is de toevoeging van de binder in praktijk op verschillende manieren mogelijk: droge en natte methode, mechanisch of onder hoge druk vermengen. Aangezien laatste in labo-proeven moeilijker te simuleren zijn wordt voor labo proeven steeds voor een mechanische methode gekozen. Enerzijds kan de droge methode gesimuleerd worden door het cementpoeder droog te mengen, anderzijds kan de natte methode gesimuleerd worden door een 'slurry' van cement aan te maken (met een bepaalde W/C factor) en deze 'slurry' te vermengen met de klei. In deze thesis zal ook gepoogd worden de invloed van de verschillende methodes van toevoegen 'binder' te evalueren.

2.2.10 Invloed van chemische en mineralogische eigenschappen van de grond

2.2.10.1 Gehalte aan organisch materiaal

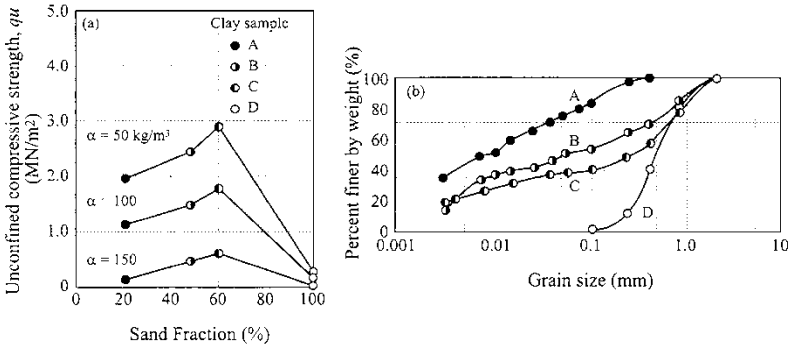
Het gehalte aan organisch materiaal van de natuurlijke grond heeft een negatieve invloed op de sterkte van de gecementeerde grond. Deze invloed werd aangetoond door Thompson(1966) en Niina (1981).

2.2.10.2 pH van het porienwater

De zuurtegraad van het natuurlijk poriënwater van de grond heeft ook effect op de sterkte van de gecementeerde klei. Dit fenomeen werd reeds in 1966 onderzocht door Thompson voor kalkstabilisatie en in 1981 door Niina voor cementstabilisatie. Naarmate de pH-waarde daalt zal de q_u-waarde ook dalen.

2.2.10.3 Invloed van de korrelverdeling v/d grond

Het toevoegen van een bepaalde hoeveelheid zandfractie bij een klei heeft een invloed op de q_u-waarde van gestabiliseerde kleien. Dit werd aangetoond door Terashi(1977) voor kalk als toeslagstof en door Niina(1977) voor cement als toeslagstof. Terashi maakte hierbij gebruik van Toyoura zand en Niina van Ooigawa zand. Beide kwamen tot een gelijkaardige bevinding.



Figuur 9 : Invloed van korrelverdeling van te stabiliseren materiaal, Niina et al.,1977

Op de figuren is duidelijk merkbaar dat de 'unconfined compressive strength' ,zowel bij kalk als bij cement,beinvloed wordt door de zandfractie en wel zo dat een piekwaarde te merken is bij een zandfractie van 40 tot 60%.

2.3 Conclusie

In voorgaand hoofdstuk zijn een uitgebreid aantal invloedsfactoren besproken die effect hebben op de sterkte ontwikkeling van gecementeerde kleien. Op basis van deze lijst van factoren kan men zich reeds een beeld schetsen van de vele invloeden die hun intrede doen bij toepassing van gecementeerde kleien. Er mag bij deze zeker niet vergeten worden dat bovenstaande lijst niet limiterend is en dat er nog tal van andere invloeden zijn zoals luchtvochtigheid, vervormingssnelheid, vorm van de ‘mixing tool’ ,etc...

3 Hoofdstuk 3

Materiaalbeschrijving & Monstervoorbereiding

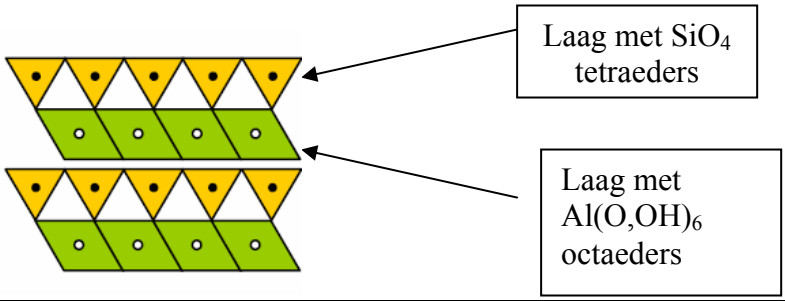
In onderstaand hoofdstuk zullen vooreerst de gebruikte materialen nader toegelicht worden en zal ook het aanmaken van de labomonsters uitvoerig besproken worden. De gebruikte materialen zijn hier kaolinietklei en 2 soorten cementen: CEM I en CEM III.

3.1 Kaolinietklei

Voor de proeven wordt er gebruik gemaakt van een commerciële kaolinietklei (Rotoclay HB , Goonvean, St. Austen, UK). Dit is een klei die in veelvuldig laboonderzoek reeds gebruikt werd: Wood (1990); Schofield and Wroth (1968), Murthy et al.(1991); Whittle and DeGroot (1994). De klei wordt in ongewassen toestand gebruikt.

3.1.1 Chemische samenstelling

Kaolinietmineralen bestaan uit een laag SiO_4-tetraeders gebonden aan een laag $Al(OH)_6$ octaeders door zuurstof atomen te delen. Op de laag van de $Al(OH)_6$ octaeders zijn door vervanging van enkele OH-ionen door O-ionen de SiO_4-tetraeders slechts aan één zijde aangebouwd. Het kaoliniet is samengesteld uit dunne hexagonale plaatjes, meestal kleier dan 0,002mm.



Figuur 10 : Chemische samenstelling kaolinietklei

3.1.2 Fysische eigenschappen

De fysische eigenschappen zijn in onderstaande tabel samengevat (Mazzieri et al.,2002)

Eigenschap	Referentie	Waarde
Merknaam	Produkt informatie	Rotoclay HB
Hoofdmineraal	Produkt informatie	Kaoliniet
Watergehalte* (w)	Labo-bepaling	0,64 %
Specifieke dichtheid (Gs)	ASTM D854	2,65
Vloeigrens(LL)	ASTM D4318	57,70 %
Plasticiteitsindex(PI)	ASTM D4318	28,60 %
Grootte van de deeltjes		
Silt (0,002-0,074)	ASTM D422	59,60 %
Klei (<0,002mm)	ASTM D422	40,40 %
Activiteit	-	0,7
Maximale drooggewicht($\rho_{d,max}$)	ASTM D698 (A)	14,5 kN/m³
Optimaal watergehalte(w_{opt})	ASTM D698 (A)	28 %
pH (1:4 extract)	-	4,5

Figuur 11 : Fysische eigenschappen kaolinietklei (Mazzieri et al.,2002)

* Met het watergehalte wordt hier bedoeld het gehalte aan water die de klei bezit wanneer ze uit de verpakking gehaald wordt.

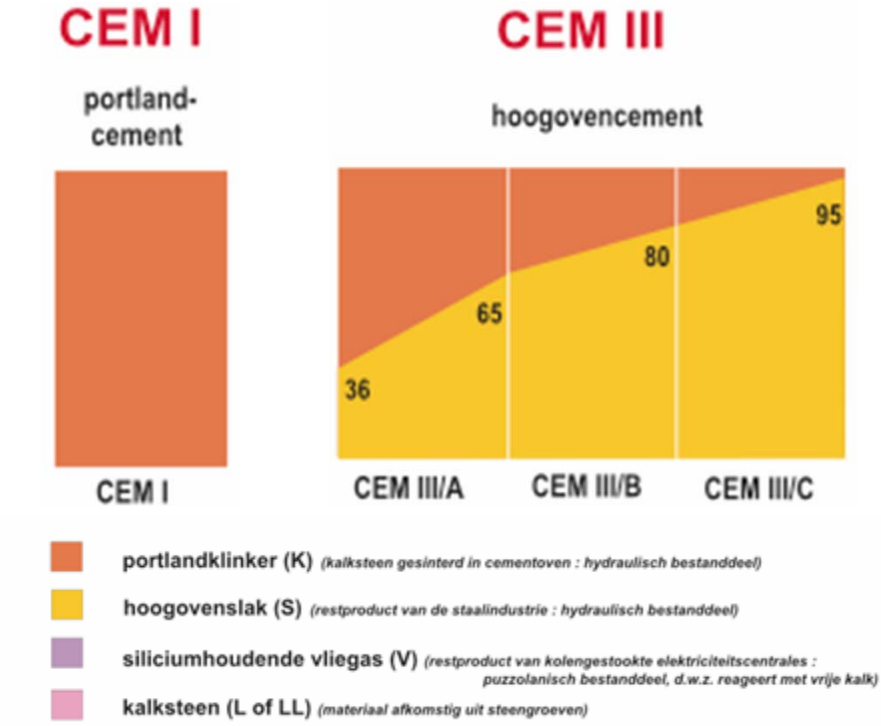
3.2 Cement

De 2 cementsoorten die in dit afstudeerwerk aan bod komen zijn Portlandcement en Hoogovencement.

3.2.1 Portlandcement

Het portlandcement hier gebruikt heeft volgende specificatie: **CEM I 52,5 N**

Zoals op de Figuur 12 te zien is bestaat het portlandcement voor bijna 100% uit Portlandklinker. De sterkteklasse voor het cement dat hier gebruikt wordt bedraagt 52,5MPa. Het portlandcement heeft als bijzondere eigenschap een vrij snelle verharding te ondergaan en een hoge sterkte op korte en middellange termijn te geven.



Figuur 12 : Samenstelling van Portlandcement (CEM I) en Hoogovencement (CEM III)

In onderstaande tabel is een ruwe indeling van de chemische bestanddelen van zowel het portlandcement als het hoogovencement weergegeven.

	Portlandcement	Hoogovencement
CaO	61,70%	40-60%
SiO2	17,20%	20-40%
Al2O3	5,70%	5-10%
Fe2O3	3,90%	0
MgO	0,80%	0-10%

Figuur 13 : Chemische samenstelling Portland en hoogovencement

3.2.2 Hoogovencement

Het hoogovencement hier gebruikt heeft volgende specificatie:
CEM III/B 32,5 N LH HSR LA

De sterkteklasse van het hoogovencement bedraagt dus 32,5 MPa (dit is de druksterkte op betonen kubussen na 28 dagen), dit is lager dan de sterkteklasse bij het Portlandcement hier gebruikt voor de beproevingen (CEM I: sterkteklasse 52,5MPa) .

De verdere specificaties duiden op:

LH : Lage hydratatiewarmte ontwikkeling
HSR : Hoge bestandheid tegen sulfaten
LA : Begrensd alkaligehalte

Hoogovencement is een mengsel van Portlandcement met hoogovenslakken. Fijne, poedervormige hoogovenslakken reageren niet met water maar hebben het potentieel om puzzolane reacties te genereren onder hoge alkali condities. De hoogovenslakken in het hoogovencement hebben dus een activator nodig om deze puzzolane reactie in gang te zetten. Bij het hoogovencement zijn deze activerende stoffen de Portlandklinker en het calciumsulfaat.

Zoals op de Figuur 12 hierboven merkbaar is bestaat het hoogovencement CEM III/B uit 65 à 80 % hoogovenslakken en 35 à 20 % portlandklinker.

3.3 Water

Het water dat in de beproeving gebruikt wordt is gezuiverd en ontlucht door het PURELAB Option–R toestel. Het gebruikt verscheidene zuiveringstechnieken om water voor labo toepassingen te kunnen gebruiken. Na de volledige behandeling van het water kan het aangeschreven worden als Type II in D1193-99^{e}1 van ASTM.

Voor een gedetailleerde beschrijving van de werking van het toetel wordt verwezen naar Piriyakul (2005).

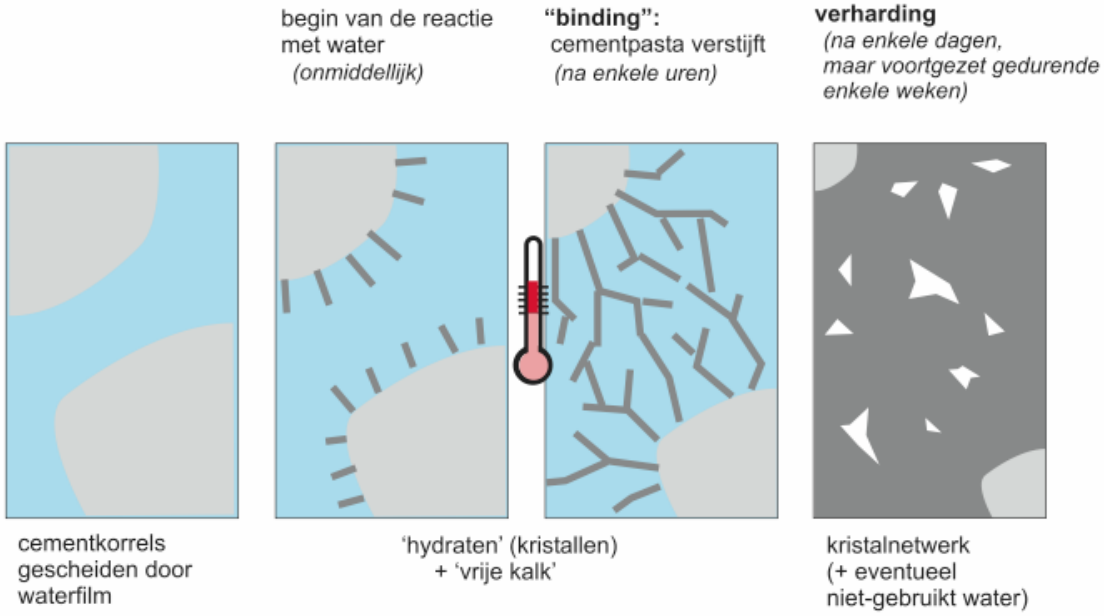
3.4 Reactie tussen cement en klei

Voor de algemene reactieverschijnselen tussen kleien en cement wordt er zich gebaseerd op ‘The deep mixing method : principle, design and construction’ van Terashi & Kitazume (2001) en het reactieverschijnsel beschreven door Lorenzo & Bergado (2006).

Het volgende reactieverschijnsel tussen cement en klei wordt beschreven:

Wanneer de cement in contact komt met het toegevoegde water zal de **hydratatiereactie** zich snel voltrekken en de daaruitvolgende hoofdproducten zijn gehydrateerde calciumsilicaten (C_2SH_x, $C_3S_2H_x$), gehydrateerde calcium aluminaten (C_3AH_x , C_4AH_x) en gehydrateerde kalk ($Ca(OH)_2$); met C,S,A,H symbolen die gebruikt worden voor CaO, SiO_2, Al_2O_3, H_2O.

De eerste 2 hydratatieproducten zijn de hoofdcementatieproducten terwijl de gehydrateerde kalk wordt afgezet als een aparte gekristalliseerde vaste fase. Deze cement deeltjes binden de aangrenzende cementkorrels aan elkaar tijdens het verhardingsproces en vormen een verstijfd korrelskelet die de originele kleideeltjes omsingelen.

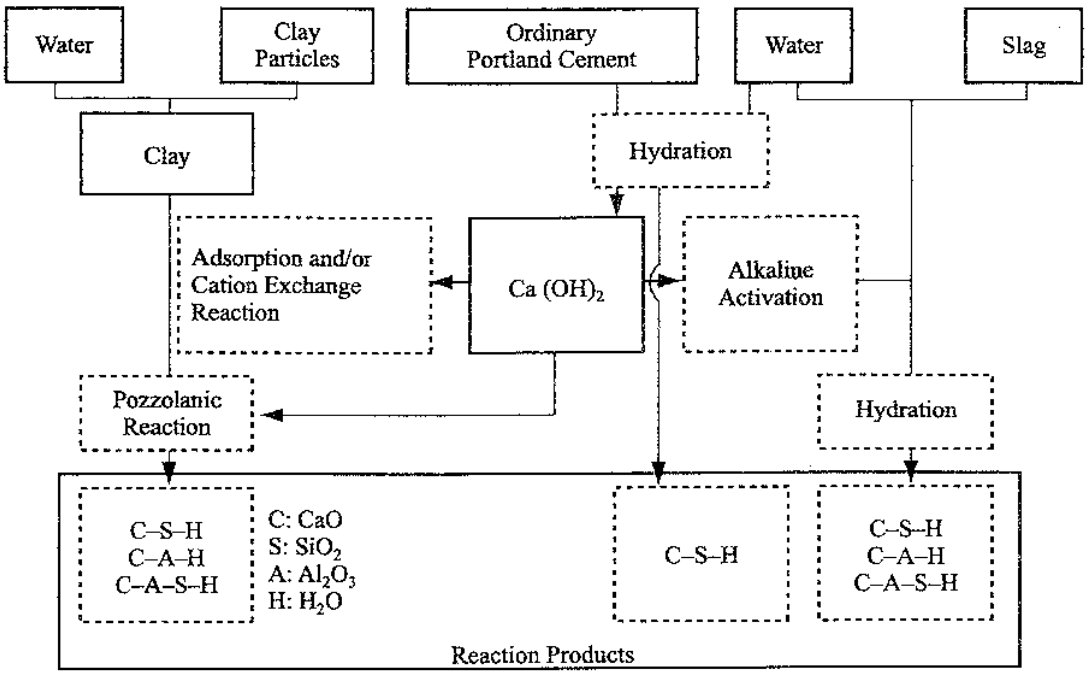


Figuur 14 : Hydratatiereactie van cement

De hydratatiereactie is de oorzaak van de reductie van het watergehalte van de grond en van de hoge sterkte, die blijft toenemen naarmate de ouderdom toeneemt.

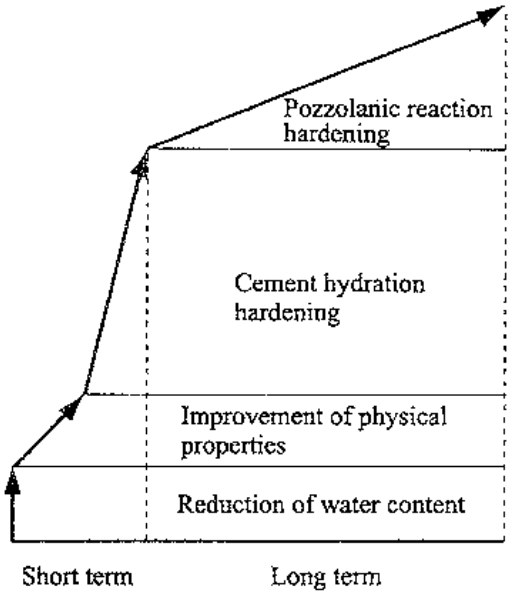
De hydratatie van het cement veroorzaakt verder een stijging van de pH-waarde van het poriënwater. Deze stijging wordt veroorzaakt door de dissociatie van de calcium ionen(Ca^{2+}) van de gehydrateerde kalk tijdens het hydrolyse proces. De dissociatie veroorzaakt eventueel een coagulatie van de gronddeeltjes tot grotere korrels. De silica en alumina, die dusdanig zuur zijn, worden dan opgelost door de sterke basen van het cementmengsel van de kleimineralen en amorfe materialen op de oppervlakten van de kleideeltjes, op een manier die gelijkaardig is aan deze van de reactie van een sterke base met een zwak zuur. De waterbevattende silicaten en aluminaten zullen dan geleidelijk reageren met de calcium ionen die vrijgemaakt werden bij de hydrolyse van cement tot de vorming van een nieuwe onoplosbare component die het mengsel harder zullen maken naarmate de tijd vordert. Deze secundaire reactie is beter bekend als **puzzolane reactie**.

De reacties bij cement kleimengsels kunnen in een samenvattend schema voorgesteld worden. (Saitoh , 1985)



Figuur 15 : Vereenvoudigde voorstelling van de chemische reacties tussen klei, cement, hoogovenslakken en water, Saitoh et al.(1985)

De sterkteontwikkeling van gecementeerde kleien kan dus zoals op onderstaande Figuur 16 samengevat worden:



Figuur 16 : Samenvatting van de sterkteontwikkeling bij klei - cement mengsels

De reductie van het watergehalte tengevolge van het hydratatieproces leidt tot een lichte toename van de sterkte. Daaropvolgend krijgen we een reactie die leidt tot een verbetering van de plasticiteit van de grond. De vorming van de cement hydratatieproducten is relatief snel waarbij de grootste sterktetoename zich reeds voltrokken zal hebben binnen enkele weken. Op langere termijn zal de puzzolane reactie nog voor een sterktetoename zorgen.

3.5 Aanmaakproces grondmonsters.

3.5.1 Aanmaakmethodes

Voor het aanmaken van de grondmonsters wordt er zich gebaseerd op de aanmaakprocedure beschreven in EuroSoilStab ('Laboratory procedure for test samples'). In Bijlage A wordt een overzicht gegeven van de verschillende soorten monstervoorbereiding die in de literatuur zijn terug te vinden volgens Bhadriraju (2005). In deze tabel zijn o.a. de Japanse, Europese en Amerikaanse aanmaakmethodes beschreven. Bij iedere methode worden een aantal vaste procedures voorgeschreven. Deze procedures gaan over de monsterontname in situ, afmetingen van de hulsjes die gebruikt worden, type van mixer, procedure voor aanmaken monster en de omstandigheden waarin het monster zich tijdens verharden bevindt.

In het geval van EuroSoilStab wordt het volgende beschreven (Bijlage A):

- Aangezien wij niet met in situ ontnomen grondmonsters werken moet er met de eerste voorwaarde geen rekening gehouden worden.
- De standaardafmeting van de hulsjes is 5cm diameter en 10cm hoogte.
- Voor het type mixer wordt een deegmixer voorgeschreven die voldoende capaciteit heeft om de grond te vermengen, gedetailleerde specificaties(vb. rpm) worden niet aangegeven.
- Er wordt een mixing tijd aangenomen van 5min. Een eventuele statische belasting ,tijdens het aanbrengen van het monster in lagen, van 100kPa is mogelijk.
- Monsters onder constante temperatuur bewaren (18-22°C)

Het aanmaakproces wordt hierop gebaseerd, eventuele aanpassing en de reden hiervan zullen onder 3.5.2 en 3.5.3 bij de beschrijving van het eigenlijke aanmaakproces beschreven worden.

3.5.2 Beschrijving gebruikt materieel

3.5.2.1 Mixer

Voor het mixen van de grond met cement wordt gebruik gemaakt van een Hobart deegmixer. De mixer heeft een dubbele rotatiewerking, één van de 'mixing tool' en één van het toestel zelf. De rotatiesnelheid van de 'mixing tool' bedraagt 107rpm en 61rpm voor het apparaat. De 'mixing tool' wordt hieronder ook weergegeven.

Figuur 17 : Hobart deegmixer en 'mixing tool'

3.5.2.2 Verwerkingsmateriaal

Voor de verwerking van de gecementeerde kleimengsels wordt gebruik gemaakt van een lepel, spatel en stokje. De hulsjes, waarin de monstertjes zullen verharden bestaan voor de vrije prismaproeven en de reguliere triaxiaalproeven uit triaxiaalhulsjes met een gemiddelde diameter van 3,8cm en hoogte van 9cm. Dit formaat wordt aangenomen aangezien er triaxiaalproeven dienen uitgevoerd te worden. Voor de vrije prismaproeven wordt er volgens EuroSoilStab een ander formaat voorgesteld (φ =5cm, h =10cm) doch wordt er ook voor deze proeven hetzelfde formaat als bij de triaxiaalproeven aangenomen om zoveel mogelijk naar analogie te kunnen werken. Praktisch heeft het ook het voordeel dat wanneer monstertjes op een leeftijd van beproeven zijn ze zowel voor de triaxiaal als voor de vrije prismaproeven gebruikt kunnen worden.

Figuur 18 : Materieel voor de verwerking van de cement-klei mengsels, triaxiaalhulsjes

Voor de triaxiaalproeven met locale vervormingsmeting worden hulsjes met afmeting φ =5cm en h =10cm gebruikt. De reden hiervoor is dat de 'Stress Path Cell' of het toestel dat deze beproeving uitvoert enkel voorzien is op monstertjes van dit formaat. Er dient namelijk ook voldoende ruimte op het monster te zijn om de locale vervormingssensoren te kunnen plaatsen.

3.5.2.3 Toestel om trillingen te genereren, weegschaal, monsteruitduwer

Om de luchtbelletjes in de monsters te verwijderen wordt er gebruik gemaakt van een zeeftoestel dat trillingen genereert. Er is bij dit toestel de mogelijkheid om de trillingsfrequentie te laten variëren. Er wordt telkens gebruik gemaakt van eenzelfde weegschaal met een nauwkeurigheid van 10^{-2}g. Voor het uitduwen van de monsters na verharden wordt gebruik gemaakt van de uitduwer die te zien is in Figuur 31.

Figuur 19 : Toestel om trillingen te genereren, gebruikte weegschaal

3.5.3 Aanmaakproces grondmonsters

In wat volgt zal het aanmaakproces van de grondmonstertjes beschreven worden: vooreerst in een korte chronologische volgorde, daarna op een meer uitgebreide wijze en als laatste wordt ook nog eens in schemavorm het aanmaakproces weergegeven.

a) Korte chronologische beschrijving aanmaakproces

Het proces voor het aanmaken van de grondmonsters bestaat uit de volgende opeenvolgende stappen:

1. Voorbereiden v/d hulsjes v/d proefmonsters.
2. Fijnmalen v/d kaolinietklei.
3. Afwegen v/d kaolinietklei.
4. Afwegen v/d hoeveelheid cement.
5. Afwegen v/d hoeveelheid water.
6. Droog manueel vermengen van de kaolinietklei met de cement.
7. Toevoegen v/d hoeveelheid water.
8. Mixen v/h mengsel.
9. Vullen v/d hulsjes + trillen tijdens vullen.
10. Plaatsen v/d hulsjes in plastic zak.
11. Bewaren van de monsters in een kamer op constante temperatuur.
12. Uitduwen v/d grondmonsters na 7 dagen.

b) Uitgebreide beschrijving aanmaakproces

We zullen nu op elke stap dieper ingaan:

3.5.3.1 Voorbereiden van de hulsjes van de proefmonsters :

De proefhulsjes hebben een diameter van ± 3,7cm en een hoogte van ± 9cm voor de vrije prismaproeven en de reguliere triaxiaalproeven. Bij de triaxiaalproeven met locale vervormingsmeting is dit 5cm en 10cm. Voordat er een reeks grondmonstertjes wordt aangemaakt moeten deze telkens gereinigd worden door middel van afspoelen met water. Na

het reinigen worden deze hulsjes droog gemaakt door middel van keukenrolpapier. Na het drogen wordt er aan de binnenzijde van ieder hulsje een laagje parafine aangebracht.

Figuur 20 : Triaxiaalhuls en parafine-spray

Hierna wordt er aan de onderzijde een afdichting met folie papier voorzien zodanig dat er tijdens het vullen van de hulsjes geen vulling onderaan uitloopt. Deze afdichting wordt afgesloten door een elastiekje.

Figuur 21 : Afdichting onderzijde triaxiaalhuls met plastiekfolie

3.5.3.2 Fijnmalen van de kaolinietklei:

Vooraleer de juiste hoeveelheid kaolinietklei wordt afgewogen moet de klei worden fijngemalen. Indien dit niet zou worden gedaan dan zouden er grote kleikorrels overblijven voor het mengen wat het verkrijgen van een homogeen klei -cementmengsel niet zou bevorderen. Het vermalen tot fijne poedervorm gebeurt via een pletkom en een stamper.

Hieronder wordt een beeld geschetst van de klei voor het fijn vermalen en na het fijn vermalen:

Figuur 22 : Kaolinietklei vóór en na fijnmalen

3.5.3.3 Afwegen van de kaolinietklei:

Wanneer de klei is fijngemalen wordt de benodigde hoeveelheid afgewogen. Aangezien deze klei een klein gehalte aan water bevat wordt de massa droge kaolinietklei bepaald. Het 'natuurlijk' watergehalte, hiermee wordt het watergehalte bedoeld van de kaolinietklei die in de verpakking aanwezig is, wordt vooraf aan de proeven bepaald. Het bedraagt ± 0,64 %.
We nemen hier nu als voorbeeld 1000g kaolinietklei. De hoeveelheid droge klei voor het voorbeeld bedraagt dan: 993,6g.

3.5.3.4 Afwegen van de hoeveelheid cement:

De hoeveelheid cement A_w wordt in percentage uitgedrukt ten opzichte van de massa droge kaolinietklei.
Stel dat het cementpercentage nu 20% bedraagt dan wordt dit voor het voorbeeld: 0,20 x 993,6g = 198,72g cement.

3.5.3.5 Afwegen van de hoeveelheid water :

Het water dat hier gebruikt wordt is gezuiverd water (zie 3.3).
Het watergehalte wordt analoog aan de hoeveelheid cement bepaald. Het watergehalte waarmee over de gehele proefreeks gewerkt wordt is gelijk aan 2 maal de vloeigrens van de kaolinietklei. Dit is 115,4%.
Voor het voorbeeld wordt dit dan: 1,154 x 993,6g = 1146,61g water.

3.5.3.6 Droog manueel vermengen van de kaolinietklei met de cement:

In deze fase begint het vermengen. De kaolinietklei wordt droog in een kom gedaan, de hoeveelheid cement wordt eraan toegevoegd. Deze droge massa wordt gedurende 2 minuten met een lepel handmatig gemengd. Zodoende wordt een homogeen mengsel verkregen.

Figuur 23 : Droog, manueel vermengen van de kaolinietklei met het cement

3.5.3.7 Toevoegen van de hoeveelheid water:

De hoeveelheid water wordt nu aan het homogene mengsel toegevoegd.

3.5.3.8 Mixen van het mengsel :

Hier wordt het eigenlijke mixproces gestart. Vooreerst wordt het mengsel gedurende 5 min met een deegmixer gemixt (voor de snelheid zie 3.5.2.1) .
Na deze 5 min wordt de pot terug uit de mixer genomen en wordt nog eens handmatig met een lepel de bodem omgewoeld. Dit heeft tot doel om de nog niet in de oplossing opgenomen deeltjes kaoliniet en cement, die onderaan de pot liggen en niet worden ingemalen door de mixer, nu wel in het mengsel te betrekken.
Na deze handmatige vermenging wordt het mengsel terug gedurende 2min gemixt.

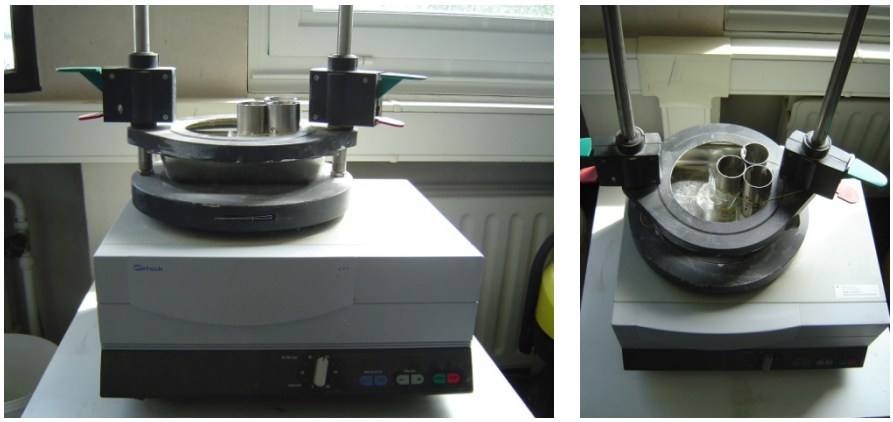
3.5.3.9 Vullen van de hulsjes + trillen tijdens vullen:

Aangezien er tijdens voorbereidende proeven met dit slappe mengsel is gebleken dat bij het vullen van de relatief smalle hulsjes (±3,7cm) er een te grote insluiting was van luchtbelletjes werd ervoor geopteerd om de grondmonstertjes tijdens het vullen van de hulsjes te trillen.

Figuur 24 : Monster aangemaakt zonder trillingen (veel poriën), monster aangemaakt met trillingen

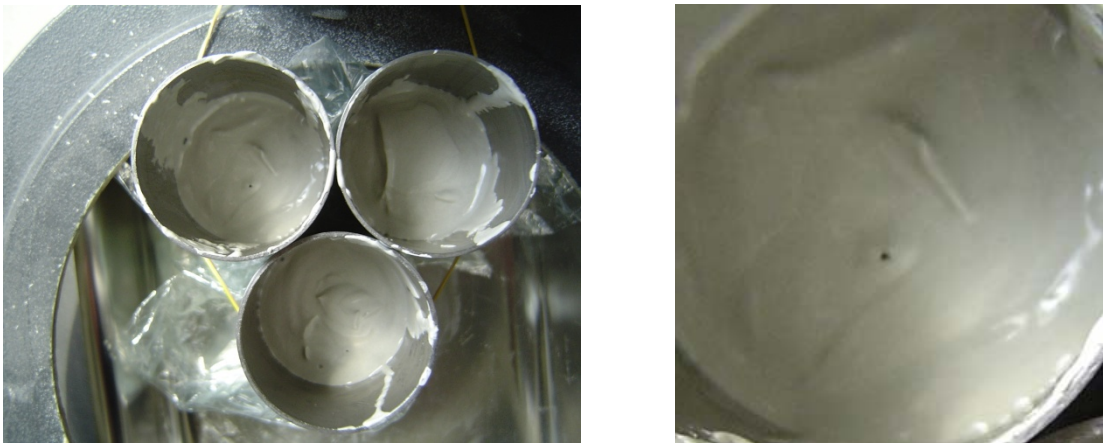
De procedure gaat als volgt:

De hulsjes zoals klaargemaakt in 1 worden op een bakje geplaatst. Dit bakje wordt dan op het trilapparaat geplaatst. Voor het trilapparaat werd hier de zeefmachine gekozen.



Figuur 25 : Opstelling van de hulsjes bij het trilapparaat

De hulsjes worden nu tijdens de trillingen handmatig met lepel en stokje gevuld. Iedere vulling betekent ongeveer een toename van de laagdikte van ± 5mm. Tijdens het trillen is duidelijk het ontsnappen van de luchtbelletjes te zien.



Figuur 26 : Ontsnapping van luchtbelletjes tijdens trilling

Voor de trillingsfrequentie werd gekozen voor een frequentie van 55 Hz. De trillingsduur meet ook steeds dezelfde tijd,nl. 6min. Deze trillingsduur werd gekozen omdat dit ongeveer de tijd is waarbinnen alle hulsjes(telkens 6 hulsjes) gevuld waren. De trillingsfrequentie werd gekozen op een waarde waarbij overduidelijk de ontsnapping van de luchtbelletjes zichtbaar was.
Na het vullen en trillen van de hulsjes wordt er op de toppen van de hulsjes nog wat extra mengsel voorzien, dit is om voldoende materiaal te voorzien aangezien de klei door de hydratatie van het water met het cement wat van z'n watergehalte verliest en eventueel aan krimp onderhevig kan zijn.

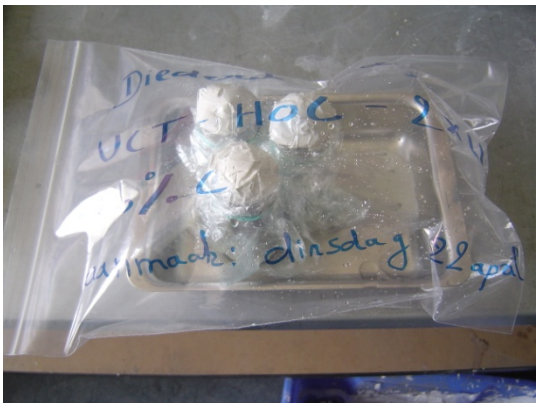
Figuur 27 : Vóór en na het voorzien van overhoogte aan klei-cement mengsel

Na het aanbrengen van deze overhoogte wordt er terug een folie papier voorzien en dit wordt nu terug door een elastiekje aangespannen.

Figuur 28 : Afdekken van de monstertjes via folie en elastiekje

3.5.3.10 Plaatsen v/d hulsjes in een plastic zak:

Nu worden de hulsjes in een plastic zak bewaard. Deze zak wordt van binnen in besproeid met waterdruppeltjes. Dit is bedoeld om de luchtvochtigheid in de zak hoog te houden zodanig dat er geen water onttrokken wordt aan het monster.



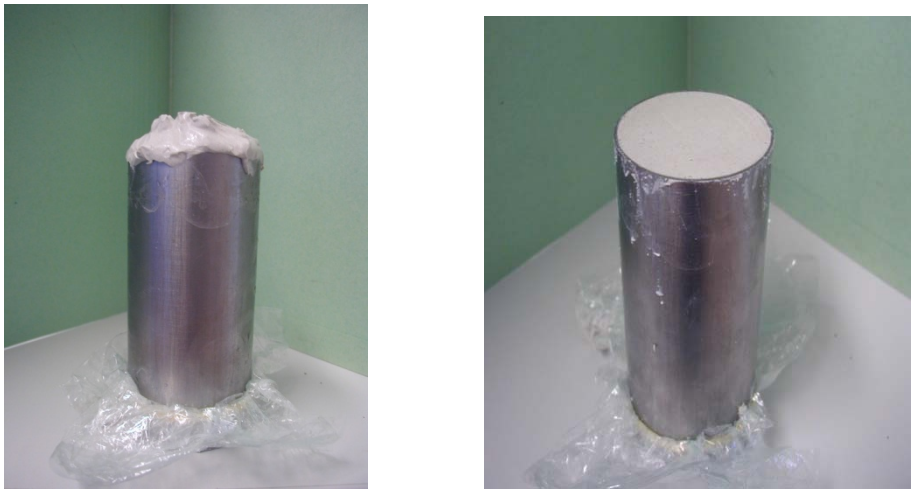
Figuur 29 : Bewaren van de grondmonstertjes in plastic zak

3.5.3.11 Bewaren v/d monsters in een kamer op constante temperatuur :

Gedurende hun verhardingsperiode worden de monsters bewaard in een kamer die op constante temperatuur wordt gehouden, zijnde ± 18°C.

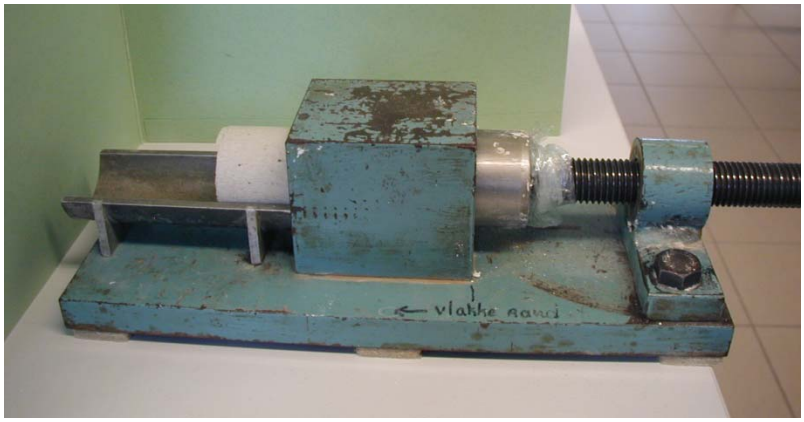
3.5.3.12 Uitduwen van de grondmonsters na 7 dagen:

Na exact 7 dagen worden de grondmonsters uitgeduwd. Dit uitduwen start met het manueel verwijderen van de overhoogte van het monster.



Figuur 30 : Manueel verwijderen van de overhoogte van de monstertjes via spatel (voor-na)

Na dit manueel verwijderen van de overhoogte wordt het hulsje met het grondmonster in , ingebracht in het uitduwtoestel. Dit toestel wordt manueel bediend.



Figuur 31 : Uitduwen van het grondmonster

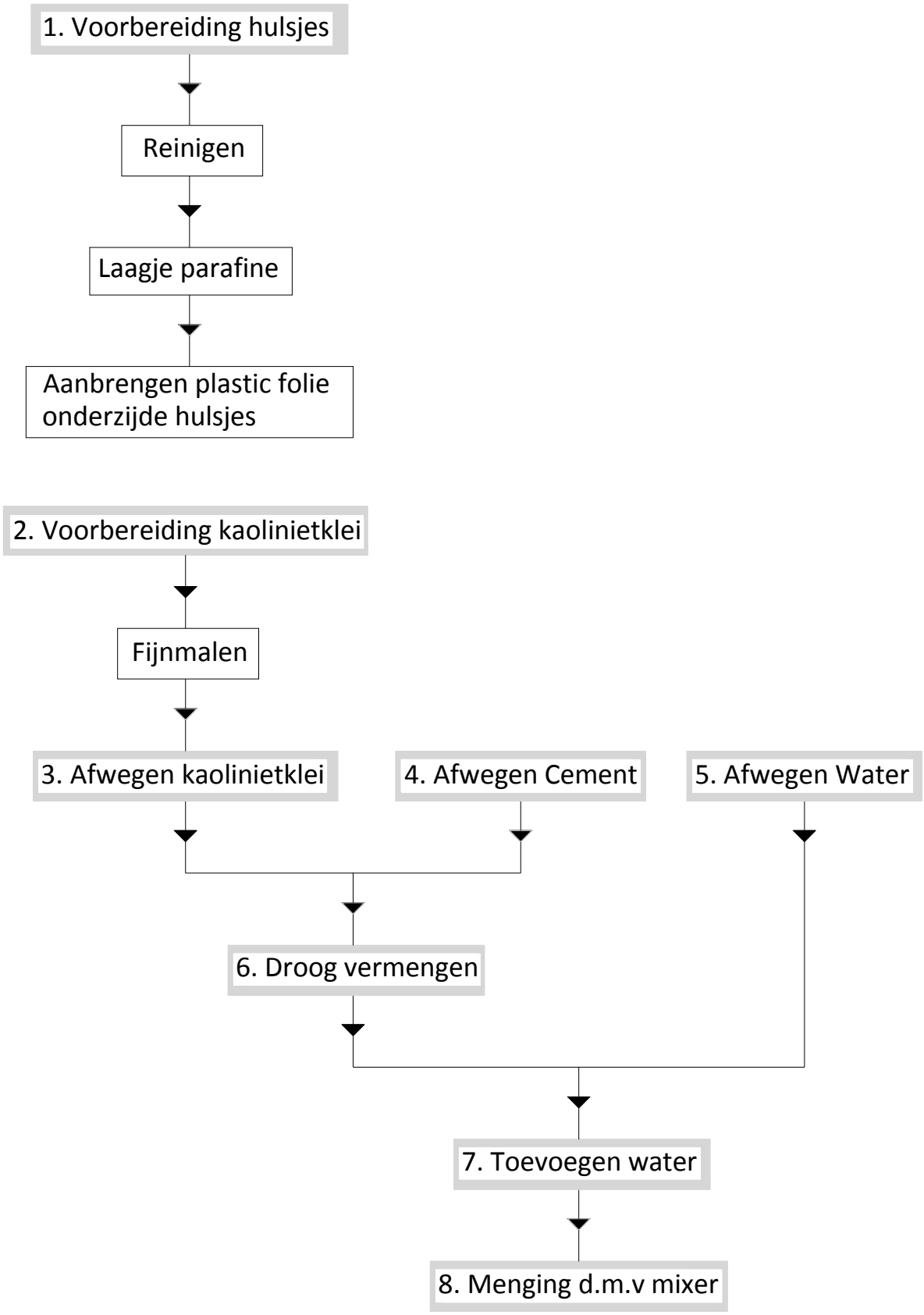
Na het uitduwen worden de grondmonsters terug in foliepapier gewikkeld en worden ze terug in de plastic zak gestopt. De grondmonsters worden verder in de kamer op constante temperatuur bewaard tot ze aan hun beproeving toe zijn.

figuur 32 : Bewaring in plastic folie na uitduwen.

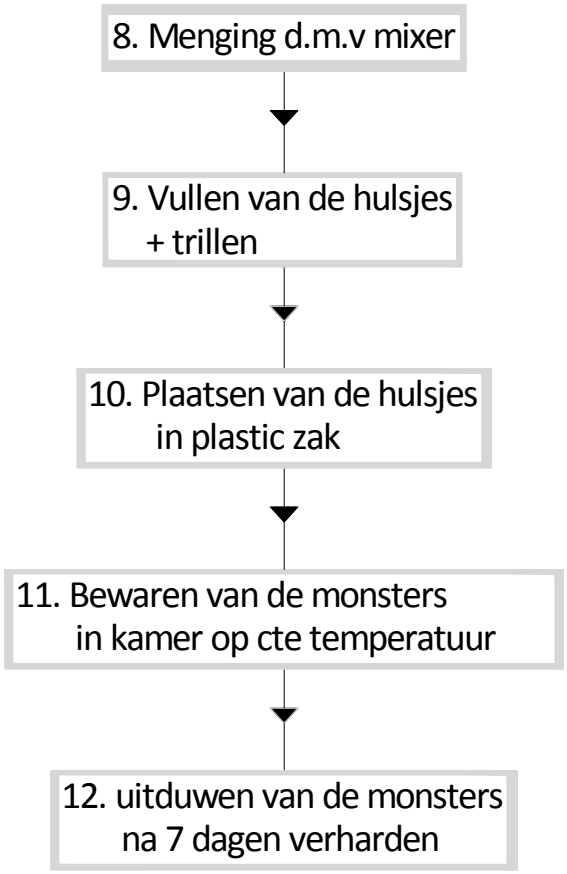
De opmeting van de hoogte, diameter en de massa van ieder monster gebeurt telkens net vooraleer de beproeving start.

c) Schematische voorstelling monstervoorbereiding

Zie volgende pagina.



Vervolg op volgende pagina.



Figuur 33 : Schematische voorstelling monstervoorbereiding

4 Hoofdstuk 4

Proefbeschrijving

4.1 Soorten proefopstellingen

Er worden 4 soorten laboproeven uitgevoerd:

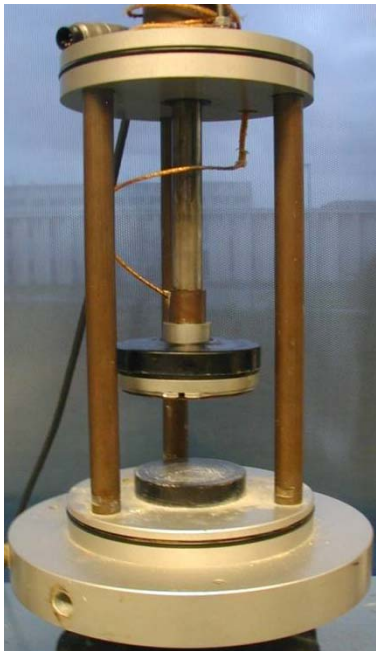
1) Vrije prismaproeven
2) Isotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven (TXCU)
3) Triaxiaalproeven (TXCU) uitgerust met locale vervormingsmeters en Bender elementen
4) 'Bender element monitoring'

4.2 Vrije prismaproeven

4.2.1 Doelstelling en beschrijving van de proef:

De vrije prismaproef is een **vervormingsgestuurde proef** en wordt gebruikt ter bepaling van de $\mathbf{q_u}$ of **UCS – waarde** (unconfined compressive strength). Dit is de maximale spanning die een gecementeerd grondmonster onder constante vervormingssnelheid kan weerstaan vooraleer het bezwijkt. Er wordt bij deze proef **geen zijdelingse steundruk** uitgeoefend ($\sigma_3 = 0$; $\sigma_1 \neq 0$).
Bij deze proef wordt tevens de E_{50} stijfheidmodulus bepaald, dit is de Young modulus bij een spanning gelijk aan de helft van de breukspanning.
De proefopstelling is te zien in Figuur 34 .

Tijdens de proef wordt de **vervorming uitwendig gemeten** (mm) a.d.h.v. een LVDT sensor. Naast de vervorming wordt tevens de belasting (Newton) geregistreerd door het computerprogramma.
Na de beproeving wordt telkens het watergehalte van het grondmonster bepaald.
Het is de bedoeling om met deze opstelling de sterkte en stijfheidsevolutie van de gecementeerde kleimonsters in functie van de tijd te beoordelen.
Dit wordt zowel voor een percentage van 10% en 20% Portlandcement gedaan evenals 20% Hoogovencement.



Figuur 34 : Opstelling 'vrije prismaproeven'

4.2.2 Verwerking v/d resultaten:

Voor het verloop van de proef en de verwerking van de resultaten wordt er zich gebaseerd op de code van ASTM D2166-00: 'Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil'.

4.2.2.1 Vervormingssnelheid:

De ASTM D2166-00 geeft volgende aanbeveling:
'Pas een belasting toe zodat er een vervormingssnelheid tussen 0,5 à 2%/min bereikt wordt. De vervormingssnelheid dient zodanig gekozen te worden dat de totale duur van de proef het interval van 15 minuten niet overschrijdt. Slappere materialen die grotere vervormingen bij breuk zullen genereren moeten tegen een grotere vervormingssnelheid getest worden. Stijvere of meer bros brekende materialen moeten tegen een lagere vervormingssnelheid getest worden .'

Aangezien er bij de artificieel gecementeerde kaolinietklei een meer bros gedrag verwacht wordt, zal er gewerkt worden met een vervormingssnelheid van 0,5%/min.
De voorbereidende grondmonsters zullen een hoogte hebben van ± 10cm. Vandaar dat hier een **vervormingssnelheid** van **0,5 mm/min** aangenomen wordt.
Voor de definitieve vrije prismaproeven zal er gewerkt worden met triaxiaalhulsjes, de gemiddelde hoogte ligt hier iets lager (≈ 9 cm), doch zal er met dezelfde vervormingssnelheid (0,5mm/min) verder gewerkt worden.

4.2.2.2 Verwerking van de resultaten:

Bij de verwerking van de resultaten dienen volgende stappen uitgevoerd te worden:

Berekening van de axiale rek:

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0}$$

Met: ΔH : verkorting van het monster zoals afgelezen op de vervormingsindicator (mm)
H_0 : initiële hoogte van het grondmonster (mm)

Berekening van de gemiddelde oppervlakte doorsnede:

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon_1}$$

Met: A_0 : initiële gemiddelde oppervlaktedoorsnede van het grondmonster (mm²)
ε_1 : axiale rek berekend zoals hierboven vermeld (-)

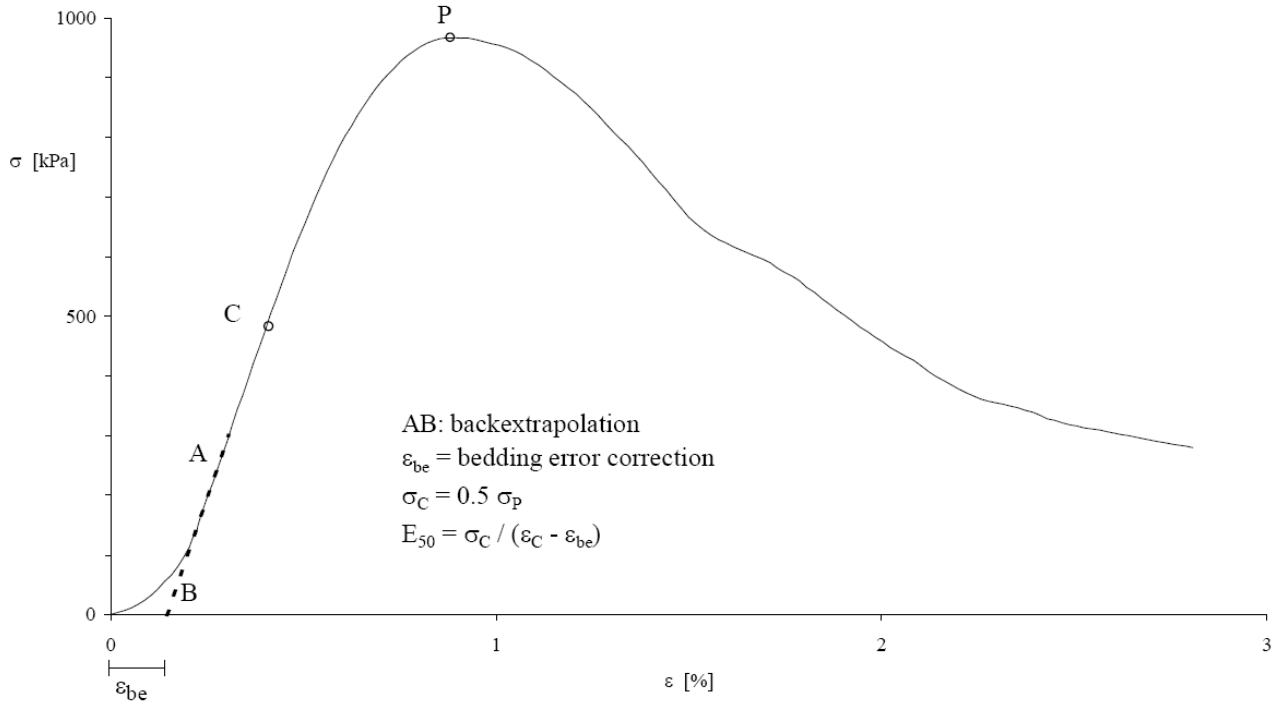
Berekening van de spanning:

$$\sigma_c - \frac{P}{A}$$

Met: P : totale belasting (N)
A : overeenkomstige gemiddelde oppervlakte doorsnede (mm²)

4.2.2.3 Grafische voorstelling:

Voor de grafische verwerking van de resultaten wordt uitgegaan van de richtlijnen weergegeven in *EuroSoilStab: Design Guide Soft Soil Stabilisation.*
Hierbij wordt volgende correctie aanbevolen:



Figuur 35 : Correcties op het spannings-vervormingsdiagram volgens EuroSoilStab

Op de grafiek is de werkelijke spannings-vervormingscurve aangeduid door 0CP. Op het begin van deze curve wordt er een correctie toegepast, de beginhelling wordt in B aangenomen ipv in 0 en de grafiek wordt over een waarde ε_{be} verschoven naar links.

De q_u-waarde wordt hierdoor niet beïnvloed, de E_{50} – waarde wel, deze wordt na de correctie gelijkgesteld aan:

$$E_{50} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c - \varepsilon_{be}}$$

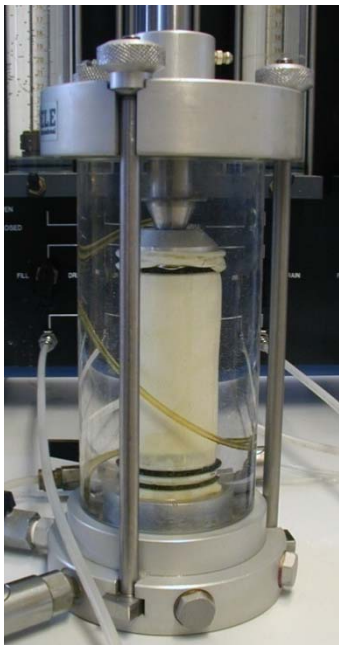
4.3 Isotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven (TXCU).

4.3.1 Doelstelling en beschrijving van de proef:

Deze proef is terug een **vervormingsgestuurde proef** en bestaat uit drie fasen: verzadigingsfase, consolidatiefase en afschuiffase.

Bij de **isotroop geconsolideerde ongedraineerde** triaxiaalproeven meet men voor volledig verzadigde grondmonsters, naast de axiale uitwendige vervorming van het monster en de

opgelegde zijdelingse en vertikale belastingen, ook nog de in het monster heersende **poriënwateroverspanningen** op tijdens de duur van de afschuiffase.
Deze poriënwateroverspanningen worden zowel aan de top als aan het ondervlak van het monster gemeten door middel van spanningstransducers.



Figuur 36 : Triaxiaalopstelling

In tegenstelling tot de vrije prismaproef wordt hier **wel zijdelingse steundruk** uitgeoefend tijdens belasten ($\sigma_3 \neq 0$; $\sigma_1 \neq 0$).

Grondmonsters worden hier na een isotrope consolidatie tot afschuiven gebracht bij constante vervormingssnelheid. De **vervorming** wordt terug **uitwendig gemeten** a.d.h.v. een LVDT sensor.

Met deze proefopstelling wordt beoogd het gedrag onder invloed van verschillende spanningstoestanden van de **gecementeerde en ongecementeerde kaolinietklei** te analyseren.

4.3.2 Verwerking v/d resultaten:

Voor het verloop van de proef en de verwerking van de resultaten wordt er zich gebaseerd op de code van ASTM D4767-95: ‘Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils’ en op het boek ‘Soil Laboratory Testing, vol.3’ van K.H.Head.

4.3.2.1 Vervormingssnelheid:

Volgens de ASTM D4767-95 wordt de vervormingssnelheid tijdens afschuiven als volgt bepaald:
Indien de vervorming bij bezwijken > 4% :

$$'\varepsilon = \frac{4\%}{10 * t_{50}}$$

Met: $'\varepsilon$: de vervormingssnelheid tijdens afschuiven
t_{50}: tijd nodig voor 50% primaire consolidatie (min)

Indien de vervorming bij bezwijken < 4% :

$$'\varepsilon = \frac{\varepsilon_{est}}{10 * t_{50}}$$

Met: ε_{est}: de geschatte breukrek (%)

Voor de bepaling van de definitieve vervormingssnelheid werd als volgt te werk gegaan:

1. Uit de literatuur halen we een schatting van de breukrek (±1,5%)
2. Er wordt een reeks van voorlopige triaxiaaltesten (20%C) uitgevoerd, deze testen gebeuren aan een snelheid die berekend wordt volgens bovenstaande formule.
3. Aan de hand van de breukrek en de t_{50} van deze proeven wordt de definitieve vervormingssnelheid bepaald.

De definitieve **vervormingssnelheid** waarmee zal gewerkt worden is **0,015mm/min**.

4.3.2.2 Verwerking van de resultaten:

Bij de verwerking van de resultaten dienen volgende stappen uitgevoerd te worden:

Berekening van de volumetrische rek:

$$\varepsilon_{vc} = \frac{\Delta V_c}{V_0}$$

Met: ΔV_c : volumeverandering tijdens consolidatie (mm^3)
V_0 : oorspronkelijk volume van het grondmonster (mm^3)

Berekening van de hoogte na consolidatie:

$$H_c = H_0 * (1 - \frac{1}{3} * \epsilon_{vc})$$

Met: H_0 : oorspronkelijke hoogte van het grondmonster
ε_{vc} : volumetrische rek

Berekening van de oppervlakte van de doornede na consolidatie:

$$A_c = A_0 * (1 - \frac{2}{3} * \epsilon_{vc})$$

Met: A_0 : oorspronkelijke oppervlakte van het grondmonster

Berekening van de axiale rek :

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_c}$$

Met: ΔH : verkorting van het monster zoals afgelezen op de vervormingsindicator (mm)
H_c: hoogte van het grondmonster na consolidatie (mm)

Berekening van de gemiddelde oppervlakte doorsnede:

$$A = \frac{A_c}{1 - \epsilon_1}$$

Met: A_c : gemiddelde oppervlakte doorsnede van het grondmonster na consolidatie (mm²)
ε_1 : axiale rek berekent zoals hierboven vermeld (-)

Berekening van de deviatorische spanning:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A}$$

Met: P : belasting op het grondmonster (N)
A : corresponderende oppervlakte doorsnede (mm²)

Correctie voor rubber membraan:

De volgende vergelijking wordt toegepast op de deviatorische spanning wanneer de correctie ten gevolge van de sterkte van het membraan de 5% overschrijdt:

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{(4 * E_m * t_m * \varepsilon_1)}{D_c}$$

Met: $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$: correctie die wordt verminderd bij de gemeten waarde van de deviatorische spanning

D_c : $\sqrt{\frac{4 * A_c}{\pi}}$ diameter van het monster na consolidatie (mm)

E_m : Young modulus van het membraan (MPa)
t_m : dikte van het membraan (mm)
ε_1 : axiale rek (-)

Berekening van de effectieve spanning:

$$\sigma_3' = \sigma_3 - \Delta u$$
$$\sigma_1' = \sigma_1 - \Delta u$$

Met : σ_1 : totale axiale spanning (kPa)
σ_3 : consolidatiespanning (kPa)
Δu : geïnduceerde poriënwaterdruk bij de gegeven axiale belasting (kPa)

Voorstelling van het p'-q diagram:
Voor deze voorstelling wordt er gebruik gemaakt van de Amerikaanse methode (s'-t)

$$q = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')}{2}$$
$$p' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_3')}{2}$$

4.4 Triaxiaalproeven (TXCU) uitgerust met locale vervormingsmeters en Bender elementen.

4.4.1 Doelstelling en beschrijving van de proef:

De triaxiaalproef uitgerust met locale (inwendige) vervormingsmeters en Bender elementen, beter gekend als 'Stress Path Cell' is een **belastingsgestuurde proef**. Het principe van de proef is analoog aan de voorgaande proef, hij gebeurt tevens in drie fasen: verzadigings, consolidatie en afschuiffase.

Naast isotrope consolidatie is dit toestel ook in staat om een anisotrope consolidatie uit te voeren, doch zal er voor de proeven hier enkel gebruik gemaakt worden van **isotrope consolidatie**. Deze wordt aangehouden om de analogie met de voorgaande triaxiaalproeven niet te verstoren.

Het grote voordeel van dit toestel is dat het **zowel een inwendige als uitwendige vervormingsmeting** uitvoert. De uitwendige vervormingsmeting gebeurt terug a.d.h.v. een LVDT sensor. De inwendige vervormingsmeting gebeurt a.d.h.v. 'Hall effect vervormingsmeters'. Hierbij worden zowel de inwendige verticale als horizontale vervorming opgemeten. Bij deze opstelling kan tevens a.d.h.v. Bender elementen de initiële glijdingsmodulus (G_0) bepaald worden. Over de werking van de 'Hall effect vervormingsmeters en de bender elementen wordt hieronder dieper ingegaan.

Bij deze opstelling is het mogelijk naast de **schuifweerstand** tevens de **initiële stijfheidsmodulus** en **inwendige stijfheidsmodulus in functie van de vervorming** te bepalen.

Het is de bedoeling met dit toestel **voornamelijk ongedraineerde proeven** uit te voeren en tevens **één gedraineerde proef** op de gecementeerde monsters.

Figuur 37 : Voorstelling van de 'Stress Path Cell'

4.4.2 Beschrijving van de proefopstelling:

4.4.2.1 Anisotroop triaxiaal apparaat

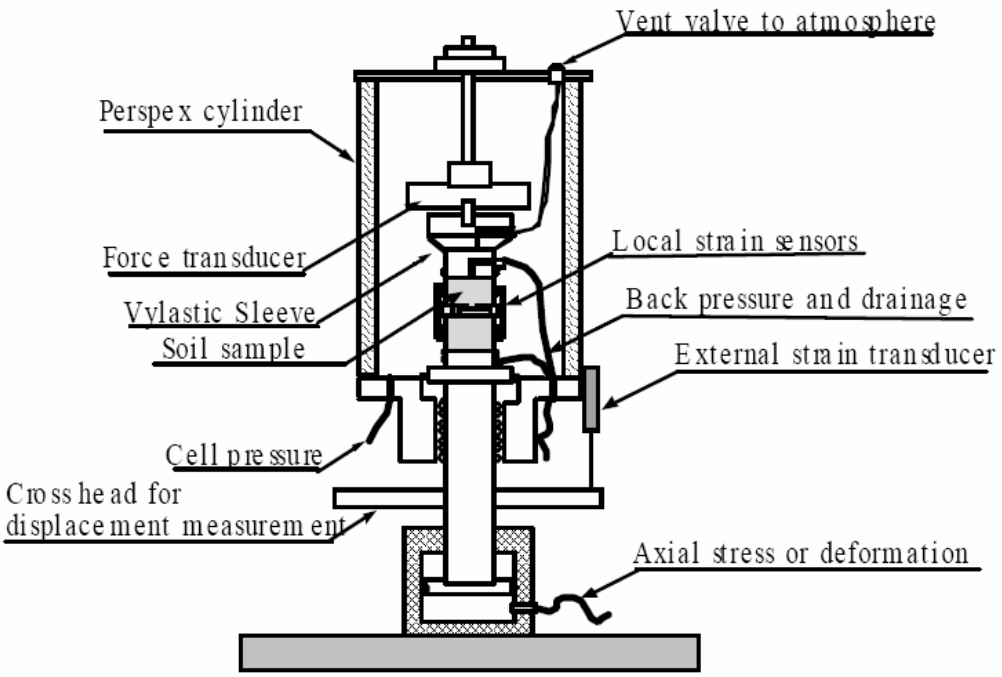
De ‘stress path cell’ is de laatste decennia ontwikkeld en is welomschreven door Bishop & Wesley (1975). Een voordeel van deze cel is dat verticale en radiale spanningsvariaties onafhankelijk van elkaar gewijzigd kunnen worden waardoor er de mogelijkheid is om een grondmonster anisotropisch te consolideren onder K_0- of K-conditie en de afschuiving van het grondmonster volgens verschillende spanningspaden te laten verlopen. De cel wordt op Figuur 37 en 38 voorgesteld. Het bovenste deel is analoog aan de conventionele triaxiaalcel behalve dat de verticale belasting in een proef wordt aangewend door het omhoog bewegen van het voetstuk van het grondmonster tegen het bovenste deksel dat onbeweegbaar is. De axiale belasting wordt toegepast door de toename van de druk in de onderste drukkamer. De belastingsstaaf bezit een dwarse arm die meebeweegt naarmate de belastingsstaaf zich naar boven of onder verplaatst. Op deze dwarse arm is een LVDT sensor geplaatst die tevens bevestigd is aan de cel waardoor de uitwendige vervorming gemeten kan worden.

Op het monster zelf worden dan verticale en horizontale locale vervormingsmetertjes geplaatst, dit zijn de ‘Hall effect’vervormingsmeters. In de top en het voetstuk van de cel zijn de Bender elementen geplaatst. Over het gebruik van de laatste 2 methoden wordt verder ingegaan.

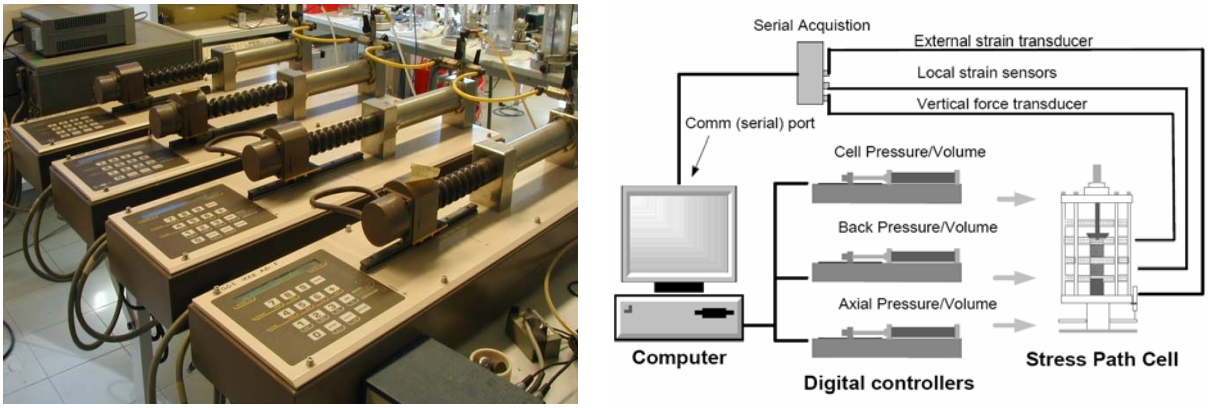
Verder is het systeem uitgerust met GDS digitale druk/volume controleapparaten. Drie van deze controleapparaten verbinden de computer met de ‘Stress Path Cell’ zoals voorgesteld in de Figuur 39.

- Een voor de axiale spanning en axiale vervormingscontrole
- Een voor de controle van de celdruk
- Een voor de ‘back pressure’ en het meten van de volumeverandering.

De controleapparaten regelen op accurate wijze zowel de druk en volumeveranderingen van het water zodat op die manier de correcte axiale belasting of axiale vervorming, celdruk en back pressure worden gegenereerd. De schematische voorstelling van de werking van het toestel is terug te vinden in Figuur 39.
De beproevingen die in dit eindwerk met dit toestel uitgevoerd zullen worden zullen steeds isotroop geconsolideerd worden.



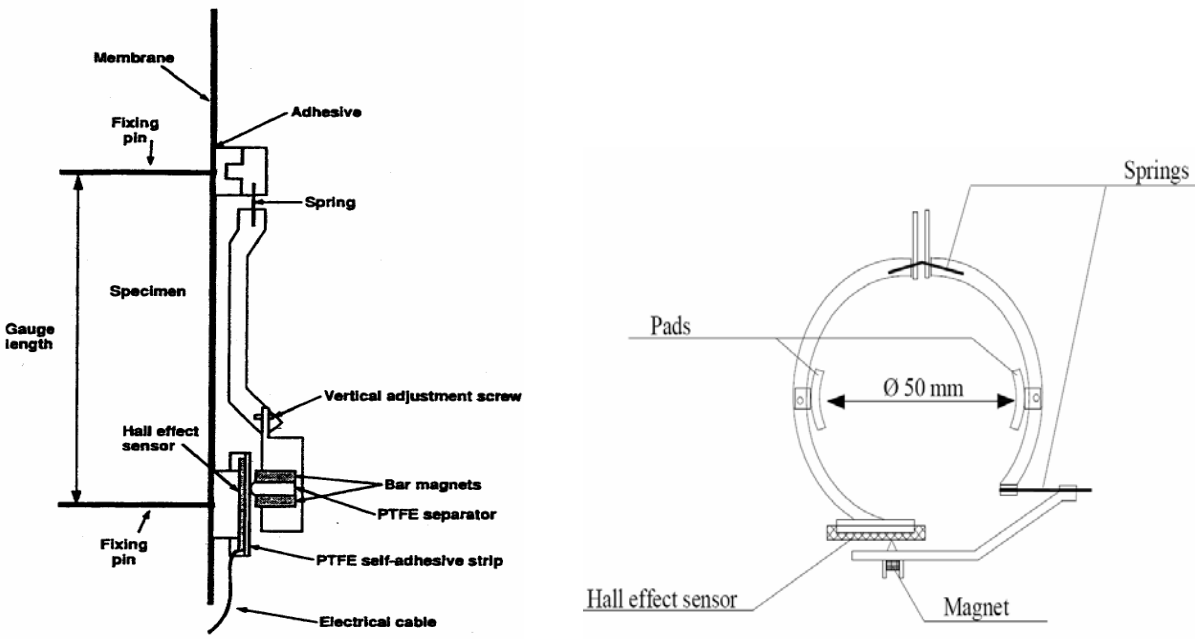
Figuur 38 : Schematische voorstelling v/d Stress Path Cell door Bishop & Wesley(1975)



Figuur 39 : GDS controleapparaten

4.4.2.2 'Hall effect' vervormingsmeters

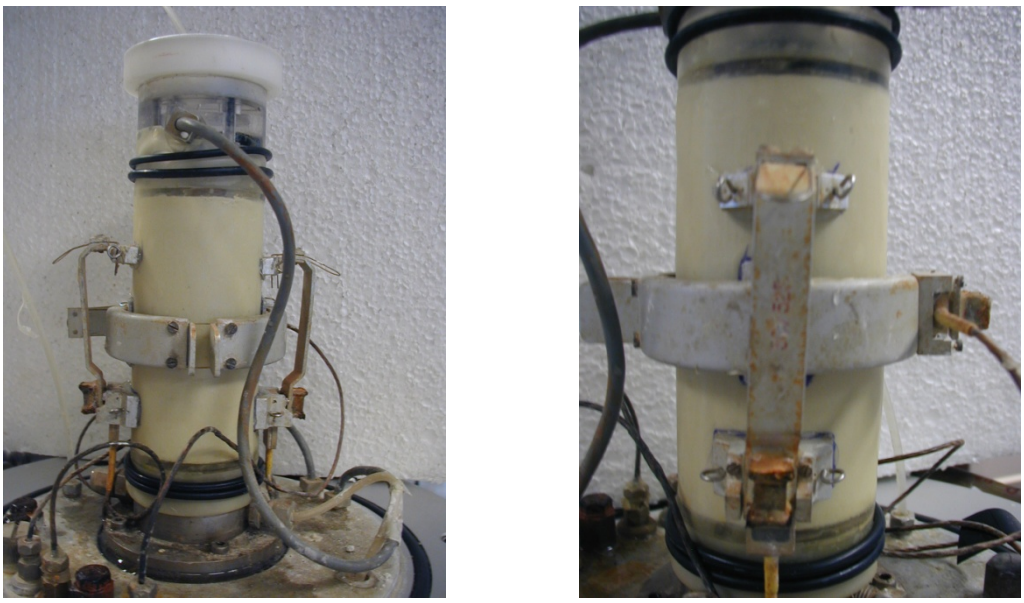
De lokale vervormingsmeting gebeurt op basis van het 'Hall effect'. Het principe van dit 'Hall effect' is dat indien een elektrische stroom door een geleider gaat in een magnetisch veld, waar de magnetische fluxlijnen loodrecht op de stroom en de geleider gericht zijn, een spanning opgewekt wordt in de dwarsrichting van de geleider. De variatie van de spanning is bij deze vervormingsmetertjes gerelateerd aan de verplaatsing in het magnetisch veld , of dus de vervorming van het monster.



Figuur 40 : Verticale en horizontale 'Hall effect' vervormingsmeters

Bij deze proefopstelling worden 3 van deze vervormingsmetertjes geplaatst : 2 vertikale en 1 horizontale om de verticale respectievelijk horizontale lokale vervorming te meten. Bij het plaatsen van de verticale vervormingsmetertjes wordt er op gelet dat deze mooi verticaal en gecentreerd geplaatst worden.

De verticale vervormingsmeters bestaan uit 2 delen, een kopstuk en een voetstuk. Deze worden elk door middel van lijm en 2 pins aan het monster bevestigd. De horizontale vervormingsmeter wordt tevens gecentreerd en mooi horizontaal geplaatst, de bevestiging aan het monster gebeurt terug via lijm en pins.



Figuur 41 : Bevestiging van de locale vervormingsmeters aan het gecementeerde monster

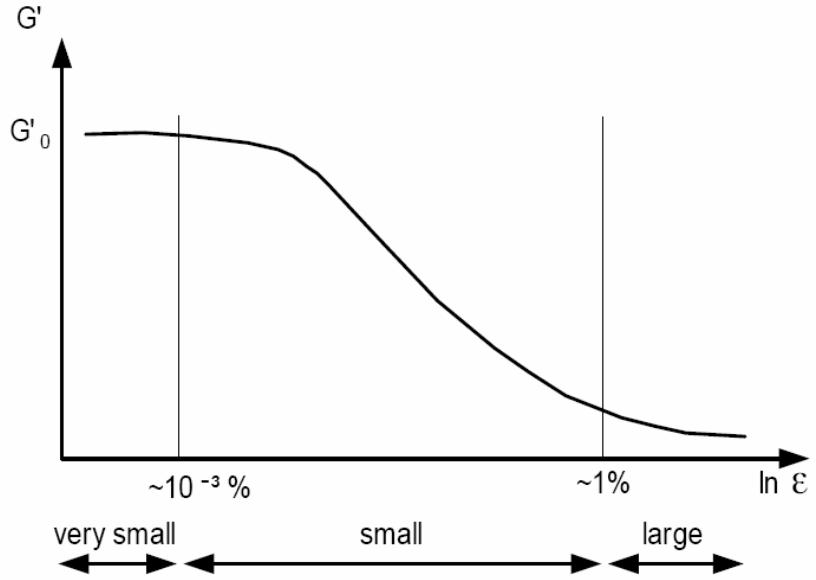
4.4.2.3 Bender elementen

Voor de werking van de bender elementen wordt verwezen 4.5.2.

4.4.3 Bespreking theorie stijfheidsmeting bij kleine vervormingen:

4.4.3.1 Glijdingsmodulus in functie van het vervormingsniveau

De initiële glijdingsmodulus, G_0, is algemeen aanvaard een fundamentele stijfheidseigenschap van de grond en is in vele opvattingen een belangrijke parameter voor de geotechnische ingenieur. De bepaling van de G_0 en van de glijdingsmodulus bij zeer kleine vervormingen biedt de mogelijkheid om de functionele relatie tussen de degradatie van de glijdingsmodulus en de vervorming te bepalen. Een typisch voorbeeld van zo'n verband is in onderstaande Figuur 42 te zien. (Atkinson & Sällfors; 1991)



Figuur 42 : Variatie van de glijdingsmodulus in functie van het vervormingsniveau, Atkinson & Sällfors (1991)

4.4.3.2 Meting van de stijfheid bij kleine vervormingen

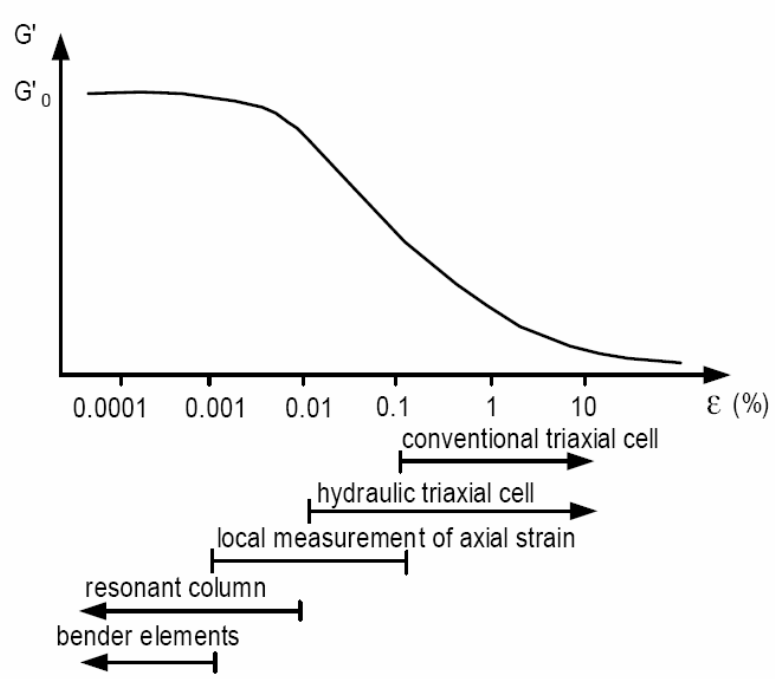
Het gebruik van de stijfheidsmeting bij kleine vervormingen bij triaxiaalproeven is beschreven door Burland & Symes (1982). Zij vonden dat bij axiale vervormingen kleiner dan 10^{-1} de locale metingen een veel hogere stijfheid gaven dan deze bepaald via de conventionele metingen.

In conventionele triaxiaalcellen wordt de axiale vervorming van het grondmonster gemeten via uitwendige meting. Deze manier van meten brengt een aantal fouten met zich mee:

1. Onzekerheden aan de apparatuur: bij belasten ondergaan verschillende onderdelen van de apparatuur ook vervormingen die bij een uitwendige meting verwaarloosd worden.
2. Onzekerheden omtrent de contactoppervlakken van het grondmonster met de apparatuur. Dit contactoppervlak kan door het verwerken van het grondmonster oneffen of slapper geworden zijn.

Jardine et al. (1984) toonde aan dat de locale vervormingssensors vervormingen opmeten met een accuraatheid van 1µm.
Atkinson & Sällfors(1991) illustreerden de typische curve die de vervormingen in drie zones verdeeld (zie Figuur 42). Er zijn zeer kleine, kleine en grote vervormingen. Onder het vervormingsniveau van 10^{-3} % is de stijfheidscurve benaderend constant en geeft de elastische kleine vervormingsmodulus terug. Ze schatten de limiet tot betrouwbare locale vervormingsmetingen rond de waarde van 5x 10^{-3} % vervorming. Deze limiet werd uitgebreid tot 1,5x 10^{-3} % in Atkinson et al. (1993). Goto et al. (1991) was in staat de locale vervorming op te meten met een ondergrens van 10^{-4} % door het gebruik van LDT's (local deformation transducer). Recenter verbeterde Hogue et al.(1997) deze LDT applicatie tot resoluties van 5 x 10^{-5} %. Op basis van de bevindingen van Scholey et al. (1995), die een overzicht maakte van de voor en nadelen van de verschillende technieken, wordt er hier gekozen voor 'Hall effect sensors' omwille van hun eenvoud, stabiliteit en accuraatheid.

Zoals in de onderstaande Figuur 43 duidelijk is wordt de stijfheid bij zeer kleine vervormingen bekomen door toepassing van dynamische technieken zoals het gebruik van Bender elementen.



Figuur 43 : Toepassingsgebieden voor het meten van de stijfheid bij diverse vervormingsniveaus, Atkinson et al.(1993)

4.4.3.3 Dynamische methode voor het meten van de initiële stijfheden

Dynamische methoden voor het meten van de initiële stijfheden zijn gebaseerd op snelheidmetingen van golven die door het grondmonster worden gestuurd. De techniek van de Bender elementen is gebaseerd op het gebruik van transversale golven.
De relatie tussen de snelheid van de golf en de stijfheidmoduli is gebaseerd op het feit dat de grond zich gedraagt als een isotroop homogeen elastisch medium:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2$$

Met : G0 : initiële glijdingsmodulus (N/m²)
ρ : dichtheid van het materiaal (kg/m³)
Vs : snelheid van de transversale golf (m/s)

Een groot voordeel van de Bender elementen is dat de proef niet destructief is. In het puntje 4.5.2 wordt dieper op de werking van de Bender elementen ingegaan.

4.4.4 Verwerking v/d resultaten:

Berekening van de axiale rek:

- Externe verticale rek:

$$\varepsilon_v = -(\frac{\Delta H}{H_c}) \times 100\%$$

Met : ΔH: uitwendige verandering van de hoogte tijdens afschuiving (mm)
Hc: uitwendige hoogte na consolidatie (mm)

- Interne verticale rek:

$$\varepsilon_v^l = -\frac{1}{2}(\frac{\Delta L_1}{L_{c1}} + \frac{\Delta L_2}{L_{c2}}) \times 100\%$$

Met : ΔL_1 : inwendige verandering van de hoogte tijdens afschuiving bij eerste verticale vervormingsmeter (mm)
ΔL_2 : inwendige verandering van de hoogte tijdens afschuiving bij tweede verticale vervormingsmeter (mm)
L_{c1} : inwendige hoogte na consolidatie van eerste verticale vervormingsmeter (mm)
L_{c2} : inwendige hoogte na consolidatie van tweede verticale vervormingsmeter (mm)

Berekening van de horizontale rek:

- Externe horizontale rek:

$$\varepsilon_h = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_v}{2}\%$$

Met : εp : volumetrische rek (-)

- Interne horizontale rek:

$$\varepsilon_h^l = -\frac{\Delta\phi}{\phi_c} \times 100\%$$

Met : ΔΦ : variatie van de diameter tijdens afschuiving (mm)
Φc : diameter van het monster na consolidatie(mm)

Berekening van de volumetrische rek:

- Externe volumetrische rek:

$$\varepsilon_p = -\frac{\Delta V}{V_c} \times 100\%$$

Met : ΔV : variatie van het volume van het monster (mm^3)
V_c : volume van het monster na consolidatie (mm^3)

- Interne volumetrische rek:

$$\varepsilon_p^l = \varepsilon_v^l + 2\varepsilon_h^l$$

Berekening van de coëfficiënt van Poisson:

- Externe coëfficiënt van Poisson, ν:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_v}$$

- Interne coëfficiënt van Poisson, ν^l:

$$\nu^l = -\frac{\varepsilon_h^l}{\varepsilon_v^l}$$

Berekening van de gecorrigeerde oppervlakte van het monster:

$$A = A_c \frac{1-\varepsilon_p}{1-\varepsilon_v}$$

Met : A : oppervlakte van het monster tijdens belasten (mm²)
Ac : oppervlakte van het monster na consolidatie (mm²)
Laatste bewerking wordt reeds door de software zelf berekend en gecorrigeerd.

Berekening van de Young modulus:

$$E_{v,i} = \frac{q_i}{\varepsilon_{v,i}}$$

Met : $E_{v,i}$: de secans Young modulus bij een meetpunt i

Berekening van de glijdingsmodulus:

$$G_i = \frac{E_{v,i}}{2(1+\nu_i)}$$

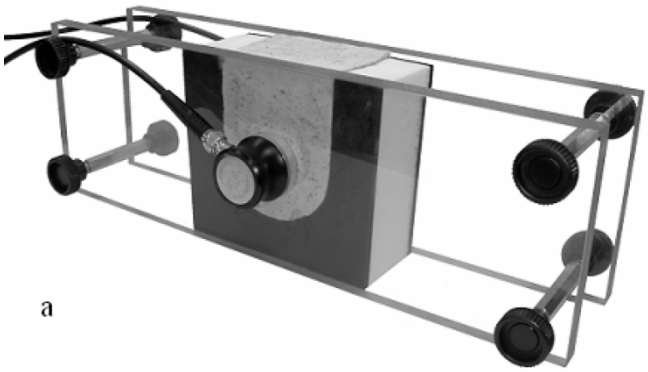
Met : G_i : de glijdingsmodulus bij een meetpunt i
ν : coefficient van Poisson bij een meetpunt i

4.5 Proeven met 'Bender element monitoring'.

4.5.1 Doelstelling en beschrijving van de proef:

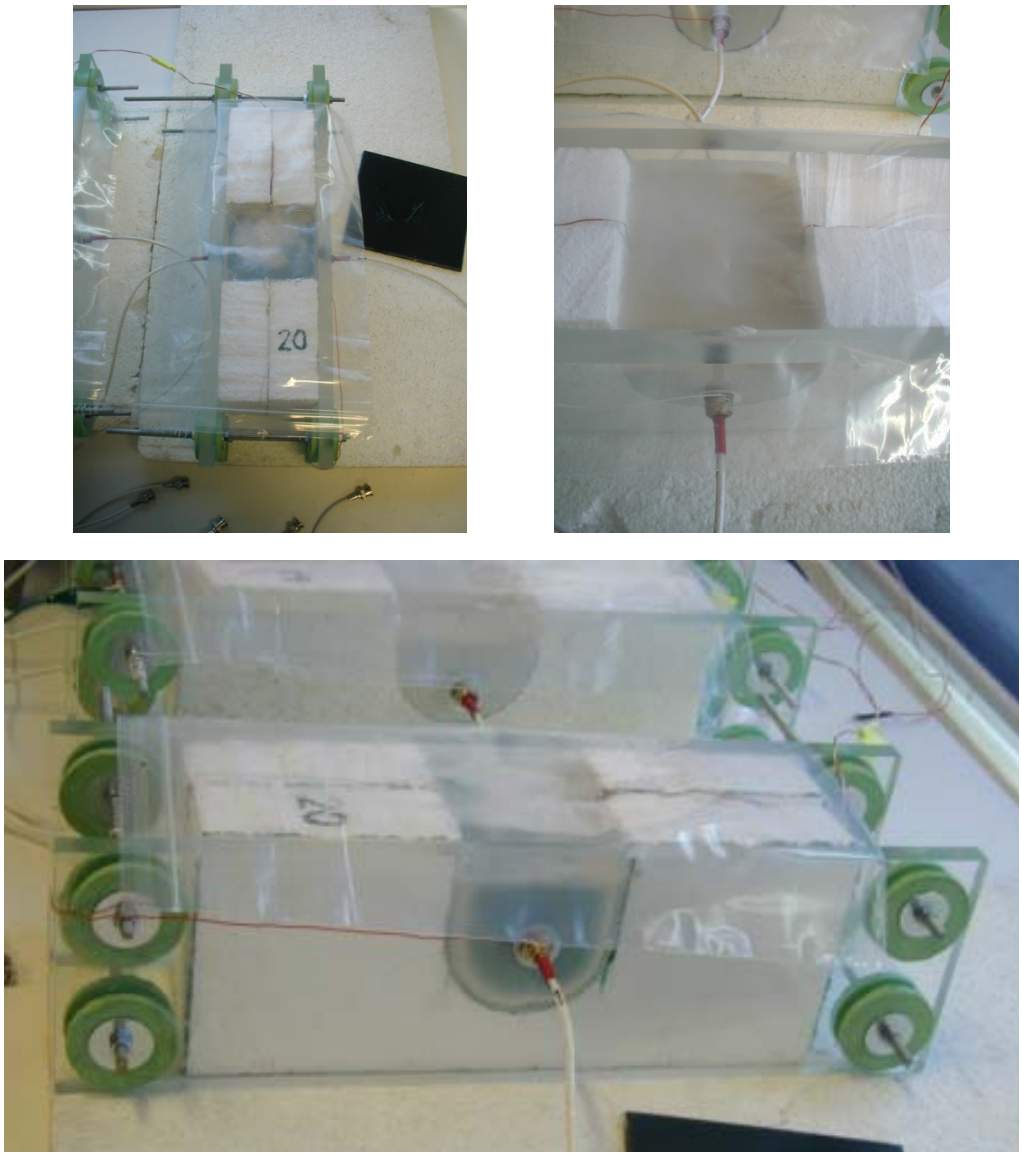
Deze proefopstelling is gebaseerd op de 'Freshcon', een toestel dat aan de Universiteit van Stuttgart ontwikkeld werd voor de stijfheidsontwikkeling van mortels en beton na te gaan. Voor een gedetailleerde beschrijving van dit toestel kan er naar referenties in de betontechnologie verwezen worden: Reinhardt & Grosse (2003).
De opstelling heeft het voordeel dat het niet destructief is en dat er dus telkens slechts één monster dient aangemaakt te worden om de stijfheidsevolutie te beoordelen. Deze proefopstelling heeft nog geen referenties in de toepassing van grondmechanica of gecementeerde kleien maar het lijkt een interessant medium die vooral bij kleien met hoog watergehalte (w>LL) informatie kan leveren over stijfheids en eventueel sterkteontwikkeling.

De proefopstelling ziet er als volgt uit:



Figuur 44 : De 'Freshcon', continue stijfheidmeting bij betontoepassingen

De proefopstelling bestaat uit 2 evenwijdige verticale PMMA-platen (polymethacrylaat) die door middel van 4 schroeven op afstand worden gehouden. Tussen deze platen is in het midden een u-vormige mal gemaakt. Deze u-vormige mal is uitgesneden uit polystyreen en is aan de binnenzijde waterdicht gemaakt. Aan beide zijden van de u-vormige mal worden de Bender elementen bevestigd. Bij het opstarten van deze proef wordt het slappe gecementeerde kleimonster in de u-vormige mal gegoten. Het monster wordt in een temperatuursgecontroleerde kamer geplaatst bij een temperatuur van ± 18°C. Na het ingieten van het slappe kleimengsel wordt aan de bovenzijde een laagje water voorzien en een afscherming met een plastiekfolie om het watergehalte op peil te houden en een eventuele krimp van het monster aan de Bender elementen te voorkomen.



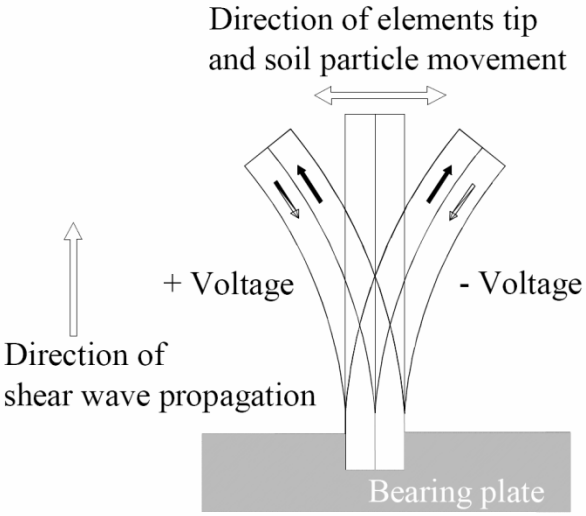
Figuur 45 : Foto's van de proefopstelling met 'Bender element monitoring' in het labo

Aan de hand van de Bender elementen kan dan een zowaar continue stijfheidsmeting gebeuren. Aan de hand van deze stijfheidmeting kan er zich een idee gevormd worden over de stijfheidsevolutie in functie van de tijd.

Het grote voordeel van deze beproevingstechniek is dat het niet destructief is dat er continu kan gemeten worden met slechts één monster. De samenstelling van het monster is dus steeds hetzelfde bij één monstername. Bij het uitvoeren van vrije prismaproeven moeten er veelal meerdere mengsels aangemaakt worden en is er eventueel kans op een verschil in samenstelling van de verschillende monsters.

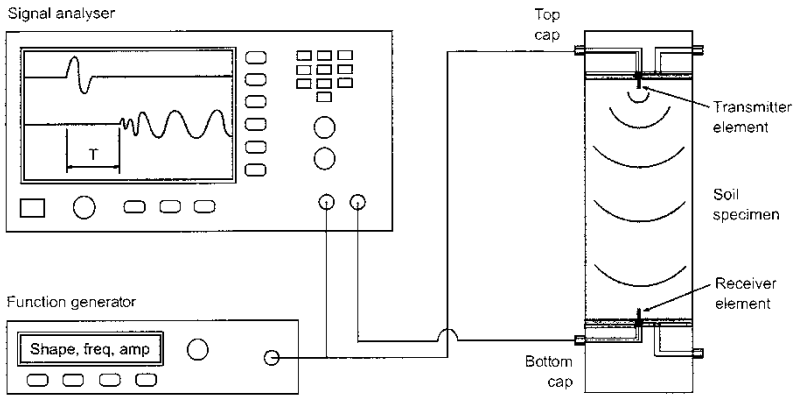
4.5.2 Bender elementen

Het principe van de bender elementen is gebaseerd op de eigenschappen van piëzoelektrische materialen. Door het aanbrengen van een spanningsverschil op de oppervlakten van een combinatie van 2 piëzoelektrische materialen, zal het ene uitzetten terwijl het andere zal inkrimpen. Dit veroorzaakt een buiging van het gehele element. Op analoge manier zal een laterale verstoring van de Bender elementen een spanning genereren zodat de Bender elementen gebruikt kunnen worden zowel als zender als ontvanger van transversale golven(s-golven).



Figuur 46 : Werkingsmechanisme van een Bender element

De bender elementen worden aan de beide uiteinden van het grondmonster geplaatst. Het bender element aan de ene zijde wordt gebruikt om de tansversale golf te genereren, het bender element aan de andere zijde wordt gebruikt om het signaal te ontvangen. Aan de hand van de tijd dat het signaal nodig heeft tussen vertrek en aankomst kan de snelheid van de transversale golf bepaald worden. Hieruit kan dan de glijdingsmodulus bepaald worden.

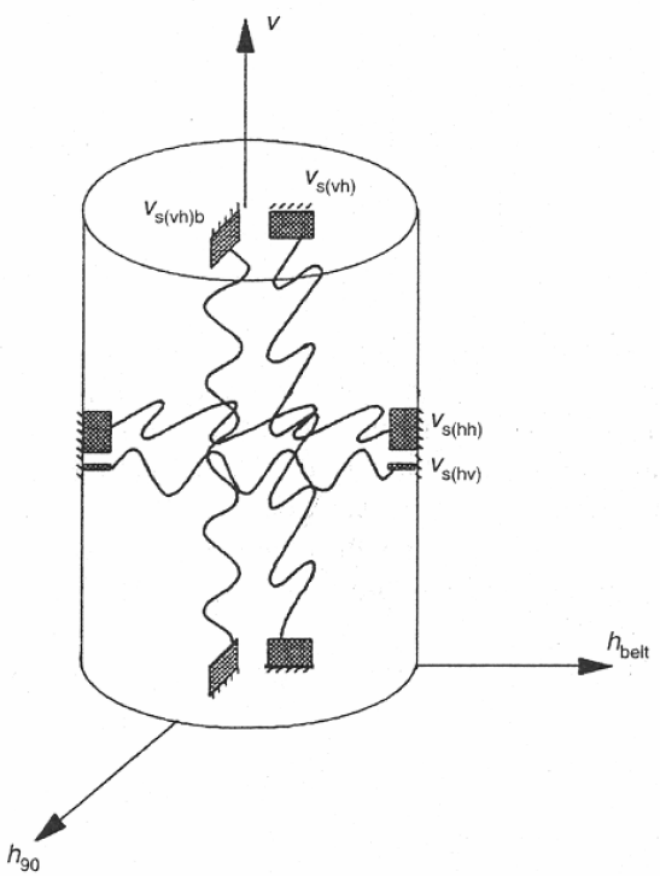


Figuur 47 : Opstelling van Bender element apparatuur, Van Impe & Verastegui (2006)

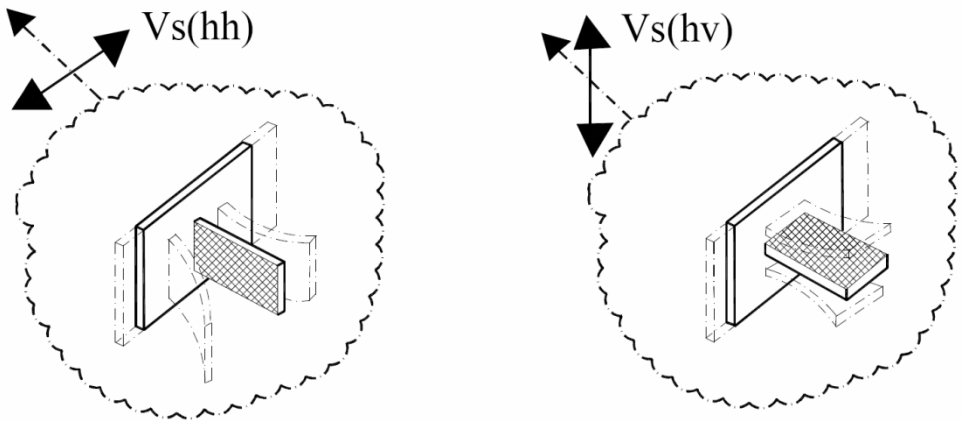
De opstelling kunnen we vereenvoudigd voorstellen zoals in Figuur 47. Er wordt aan de ene zijde van het monster een signaal met een bepaalde frequentie gegenereerd. Dit signaal wordt door het andere Bender element ontvangen. Via de signaalanalysator kunnen we de tijd tussen vertrek en aankomst van de s-golf bepalen.
Voor een meer gedetailleerde uitleg wordt verwezen naar de gespecialiseerde literatuur : Madshus & Dyvik (1985) en Lee & Santamarina (2005).

4.5.3 Plaatsing van de Bender elementen:

De Bender elementen kunnen op verschillende wijzen op het monster aangebracht worden. Naargelang de plaatsing zullen we ook een verschillende V_s (snelheid van de golf) of dus een verschillende glijdingsmodulus vinden. De aanduiding van de plaats van de Bender elementen is dus van groot belang om de resultaten goed te kunnen interpreteren. De verschillende plaatsingsmethodes werden door Pennington et al. (1997) en Fioravante & Capoferri (2001) voorgesteld.



Figuur 48 : Multidirectionele Bender elementen volgens Pennington et al. (1997)



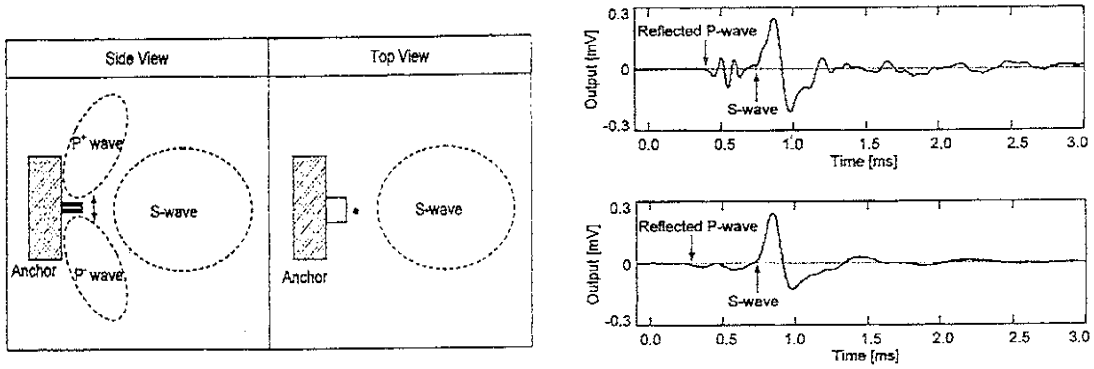
Figuur 49 : Voorstelling volgens Fioravante & Capoferri (2001)

In de '**Stress Path Cell'** worden de Bender elementen op de top en aan de voet van het monster voorzien. De plaatsing van de Benders geschiedt dus in de verticale richting. De plaatsing in bovenaanzicht gezien gebeurt gecentreerd. Op de Figuur 48 gezien kunnen we dit zowel als **V_s(vh) als V_s(vh)b** voorstellen.
In de '**Bender element monitoring'** geschiedt de meting in de horizontale richting. De golf zelf plant zich voort in de horizontale richting. Op de Figuur 48 en 49 wordt dit dus **V_s(hh)**.

4.5.3.1 Verwerking v/d resultaten:

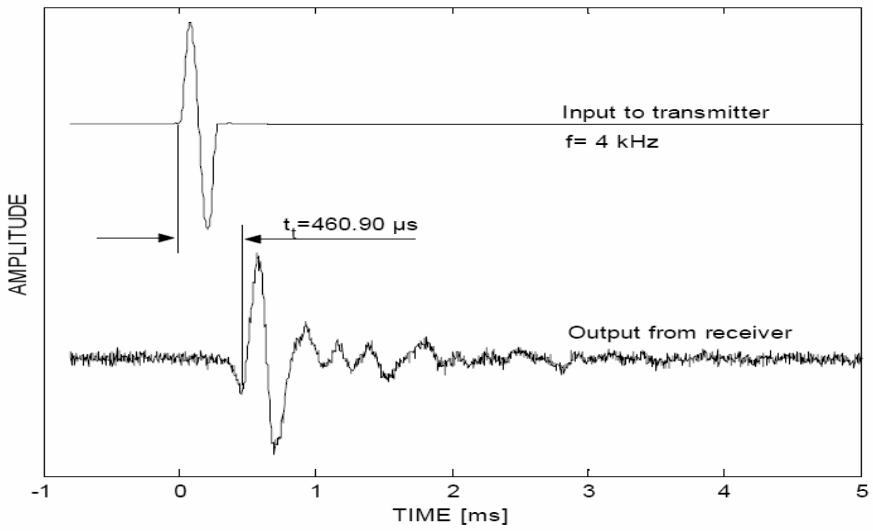
De verwerking van de resultaten geschiedt zowel voor de 'Stress Path Cell' als voor de 'Bender element monitoring' op een volledige analoge manier. Vooreerst wordt de tijd gemeten tussen vertrek en aankomst van de transversale golf. De frequentie van de golf is gelegen tussen de 8 en 14kHz.

Bij de signaalanalyse kunnen er zich eventuele storingen voordoen. Deze zijn afkomstig van de p-golven die in de richting loodrecht op de bender gegenereerd worden (zie Figuur 50).



Figuur 50 : Storing door p-golf bij het genereren van s-golf volgens Lee & Santamarina (2005)

De tijd tussen zender en ontvanger wordt bepaald zoals op onderstaande Figuur 51 aangegeven (Piriyakul 2005):



Figuur 51 : Voorbeeld van zender- en ontvangersignaal volgens Piriyakul (2005)

Uit deze meting kan men de snelheid van de golf bepalen:

$$V_s = \frac{L_s}{T_s}$$

Met : V_s : snelheid v/d golf (m/s)

L_s : afstand tussen de sensoren (m)

Ts : tijd nodig om deze afstand af te leggen (s) (=t_t op de Figuur 51)

De **initiële glijdingsmodulus** wordt via volgende formulering bepaald:

$$G_0 = \rho * V_s^2$$

Met : G_0 : initiële stijfheidsmodulus (N/m²)

ρ : massadichtheid (kg/m³)

Voor de dichtheid van de gecementeerde klei wordt een gemiddelde waarde aangenomen van de dichtheden bekomen bij de vrije prismaproeven.

5 Hoofdstuk 5

Resultaten

5.1 Vrije prismaproeven

5.1.1 Voorbereidende vrije prismaproeven

De keuze van het cementpercentage en het watergehalte waarmee voor de beproevingen gewerkt wordt, wordt na overleg op basis van een reeks voorbereidende vrije prismaproeven gedaan. Deze zijn terug te vinden onder Bijlage B.

Deze voorbereidende proeven werden uitgevoerd met een cementgehalte van 5,10 en 20%. Het watergehalte varieerde tussen 1xLL ; 1,5xLL en 2xLL. Bij de monsters met een laag watergehalte werd gebruik gemaakt van een bovenbelasting om het monster te compacteren. De monsters werden op quasi dezelfde wijze aangemaakt, behalve de fase van het trillen ontbrak. Uiteindelijk werden de monsters op 28 en 42 dagen beproefd.

Op de spannings vervormingscurve in de Bijlage B kunnen we de sterkte van de monsters na 28 en 42 dagen terugvinden. Bij elk monster is het cementpercentage, het watergehalte en het poriëngetal voor belasten aangegeven.

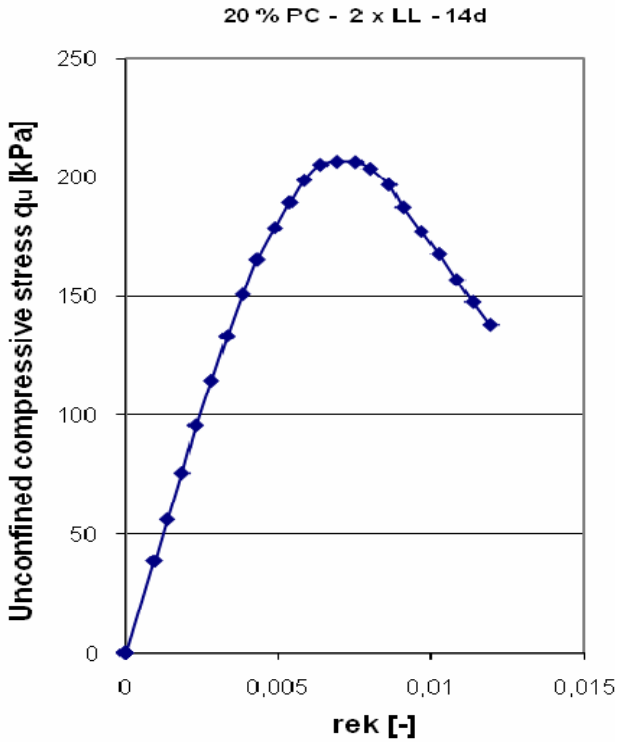
In overleg met de begeleider wordt er (op basis van deze resultaten) voor een cementpercentage van 10% en 20% gekozen en een watergehalte van 2xLL. Laatsgenoemde wordt gekozen om een materiaal te krijgen dat goed verwerkbaar is. Op de grafieken is naast de invloed van het cementgehalte ook de invloed van het poriëngetal op de sterkte merkbaar.

De resultaten van de voorbereidende proeven worden enkel gebruikt ter bepaling van de cementgehaltes en watergehalte en maken geen deel uit van de definitieve resultaten die verder in de thesis besproken worden.

5.1.2 Sterkte evolutie in functie van de tijd.

5.1.2.1 Portlandcement bij verschillend cementpercentage:

Voor de bepaling van de sterkte-evolutie in functie van de tijd wordt er uitgegaan van 2 verschillende cementpercentages : 10% en 20% cement. Per tijdstip worden er 2 monsters beproefd. De tijdstippen waarop de monsters beproefd worden zijn: 7, 14, 21, 28, 42, 56, 84, 120 en 150 dagen na het aanmaken van de grondmonsters. Een typische spannings vervormingscurve bij een vrije prismaproef (na correcties volgens 4.2.2.3) is op de Figuur 52 aangegeven.

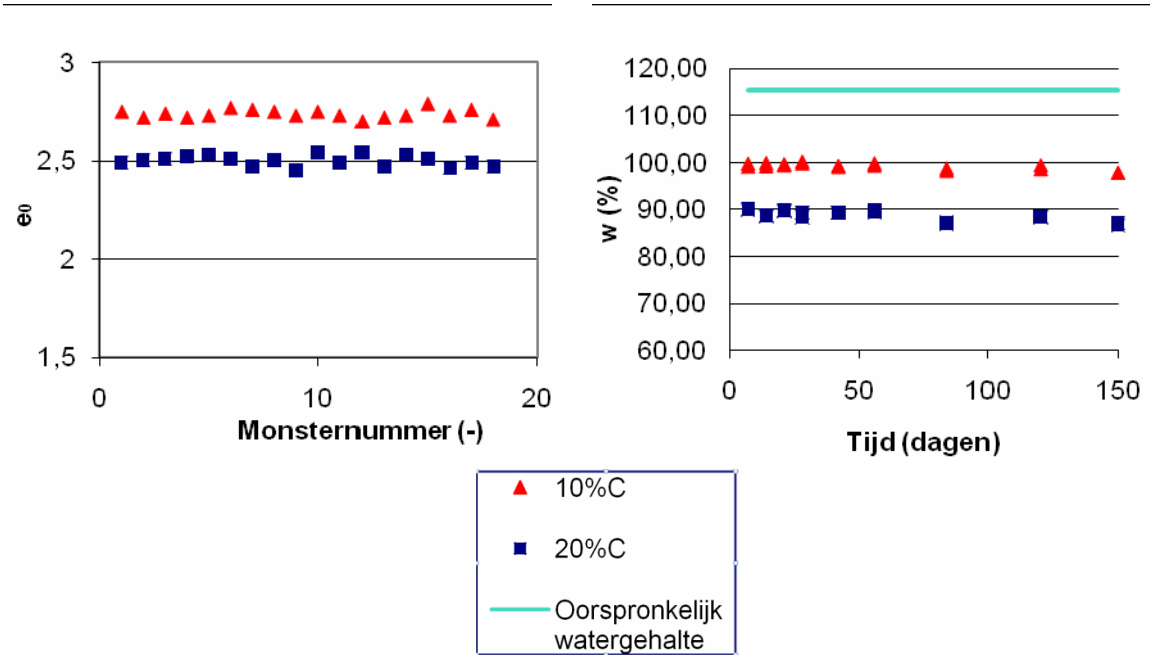


Figuur 52 : Typische spannings - vervormingscurve gecementeerd monster (20%C)

Om aan te tonen dat de verschillende monsters die hier beproefd worden met elkaar vergeleken kunnen worden (dus massadichtheid ≈ constant) wordt het poriëngetal vóór beproeving (e_0) uitgezet in functie van de verschillende grondmonsters.(Figuur 53) De monsters met 10 %C schommelen rond de waarde van e_0= 2,7 daar waar deze met 20 %C rond de waarde van e_0= 2,5 liggen. We kunnen hier dus uit besluiten dat er tussen de onderlinge monstertjes geen effect van dichtheid zal meespelen. Het effect van de e_0 werd in

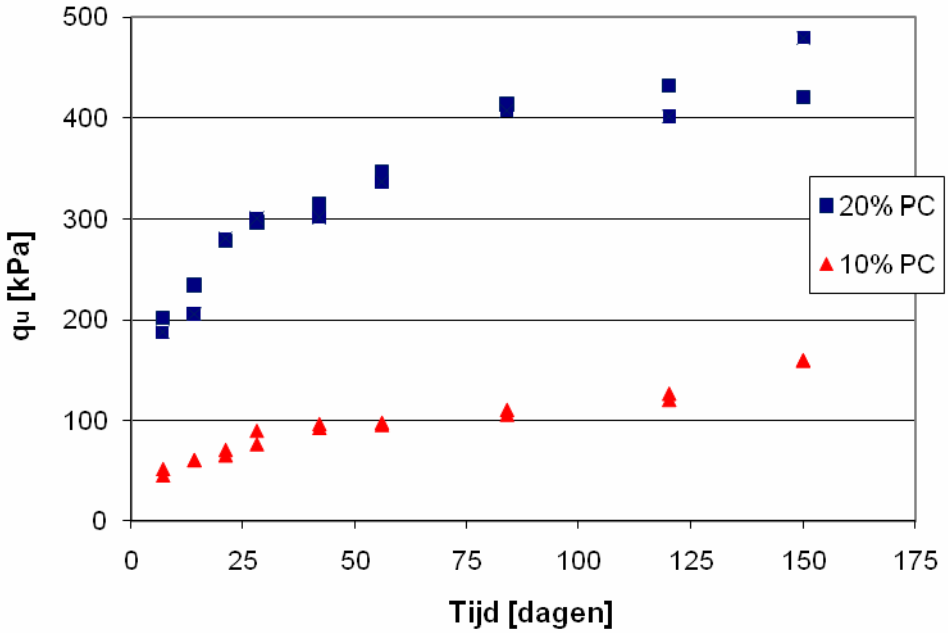
de literatuur o.a door Lorenzo & Bergado en Miura aangetoond en is bij de voorbereidende proeven van deze thesis ook duidelijk zichtbaar geweest (zie Bijlage B).

Op de rechtse figuur is het watergehalte van de grondmonsters uitgezet in functie van de tijd. Het oorspronkelijke watergehalte bedraagt 115,4%. Er is terug geen noemenswaardige verandering van het watergehalte te zien in functie van de tijd. De hoeveelheid water die resteert na de hydratatiereactie blijft quasi onveranderd in de tijd. Met de invloed van een eventuele uitdroging van het monster moet dus tevens geen rekening gehouden worden.



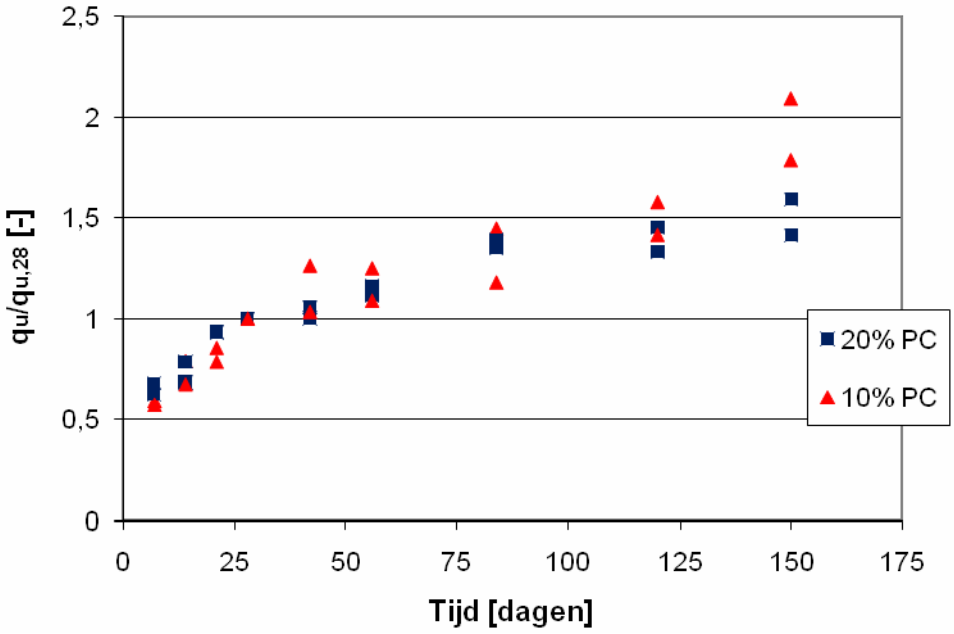
Figuur 53 : e_0 vóór beproeven en watergehalte in functie van de tijd

De sterkte-evoluties in de tijd van 10% en 20% Portlandcement zijn in onderstaande Figuur 54 weergegeven. Er is bij beide een gelijklopende sterkte-evolutie te merken. Er is een eerste duidelijke sterktetoename in de periode van 0 tot 28 dagen die we zowaar volledig kunnen wijten aan de hydratatiereactie van het cement met het water. In de periode tussen de 28 en de 40 dagen zien we een stagnatie van de sterktes, na deze periode krijgen we een lichtere sterktetoename in functie van de tijd.



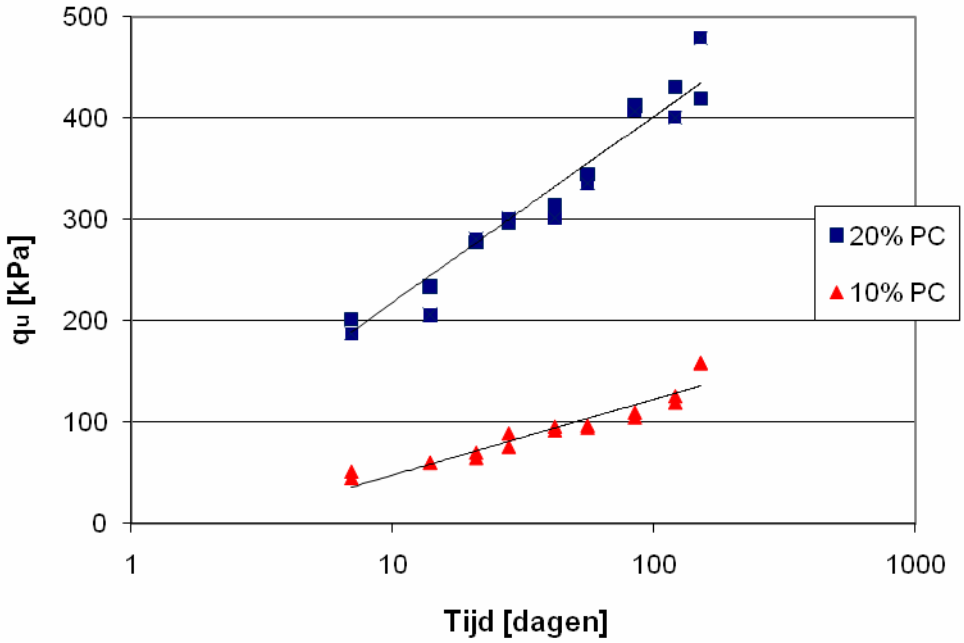
Figuur 54 : UCS in functie van de tijd bij 10% en 20% Portlandcement

Dat er een gelijkmatige sterkteontwikkeling in functie van de tijd is zowel voor de 10% als voor de 20% cementmonsters is duidelijker te zien op de grafiek waarbij een genormaliseerde sterkteontwikkeling in de tijd terug te vinden is. Als genormaliseerde sterkteontwikkeling is de sterkte in functie van de tijd gedeeld door de sterkte na 28 dagen aangenomen.



Figuur 55 : Genormaliseerde UCS -Tijd

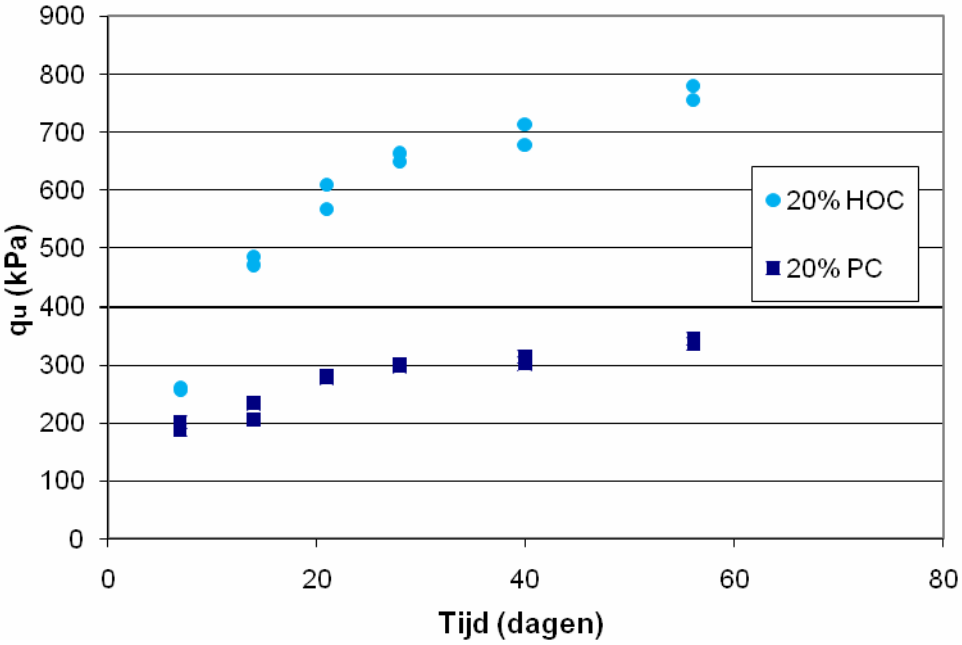
Zoals op onderstaande grafiek aangeduid is er een logaritmisch verband in de sterkteontwikkeling terug te vinden. Op dit logaritmisch verband wordt er verder in dit hoofdstuk ingegaan.



Figuur 56 : Logaritmisch verband tussen sterkte en tijd bij 10% en 20% Portlandcement

5.1.2.2 Hoogovencement versus Portlandcement bij cementgehalte van 20%

Naast de verbetering van de sterkte en stijfheidseigenschappen met Portlandcement worden er ook proeven met Hoogovencement uitgevoerd. Deze worden uit tijdsgebrek enkel tot 56 dagen beproefd. Uit diverse literatuur(Verástegui et al.(2004), Van Impe et al. (2006)) is reeds gebleken dat het Hoogovencement een goede stabilisator van slappe gronden is. Bij deze beproeving wordt een cementpercentage van 20% aangenomen.



Figuur 57 : UCS in functie van de tijd bij 20% Portland en Hoogovencement

Op de Figuur 57 is een duidelijke toename van de sterkte ten opzichte van de 20% Portlandcement te zien. Het sterkteverschil is reeds na 7 dagen merkbaar en na een periode van 21 dagen is reeds een verdubbeling van de sterkte ten opzichte van het Portlandcement merkbaar. Dit verschijnsel lijkt op het eerste zicht onlogisch daar de sterkteklasse van het hoogovencement (CEM III/B 32,5) tevens lager ligt dan de sterkteklasse van het Portlandcement (CEM I 52,5). Doch werd tevens een gelijklopend resultaat bekomen door Verástegui et al.(2004) bij een proefproject te Zwijnaarde voor de stabilisatie van een lemige klei (zie Hoofdstuk 2). Er blijkt precies een chemische reactie te zijn die de hoogovenslakken aanwezig in het hoogovencement veel meer gaat activeren. Daar een volledige chemische analyse zeer complex is wordt er hier verder niet op ingegaan.

Het blijvend toenemen van de sterkte in functie van de tijd werd onder andere ook door Ahnberg (2005) aangetoond bij proeven op langere termijn (± 2 jaar lang).

5.1.3 Voorspellingsmethode UCS

Net zoals in het literatuuroverzicht (Hoofdstuk 2) besproken werd zou het handig zijn om via een eenvoudige methode de sterkteontwikkeling met de tijd en bij variërende water- en cementgehaltes te kunnen voorspellen. Een methode van deze vorm werd voorgesteld door Miura et al. (2003). Deze methode is gebaseerd op de parameter w_c/A_w , zijnde de verhouding tussen het watergehalte van de natuurlijke klei en het cementgehalte tov het drooggewicht van de klei. De formule gaat als volgt:

$$\frac{q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D}{q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}} = 1{,}24^{\left[\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28} - \left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D\right]} \cdot (0.038 + 0.281 \ln D)$$

Waarbij: $q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D$: q_u-waarde van monster met w_c/A_w na D dagen [kPa]

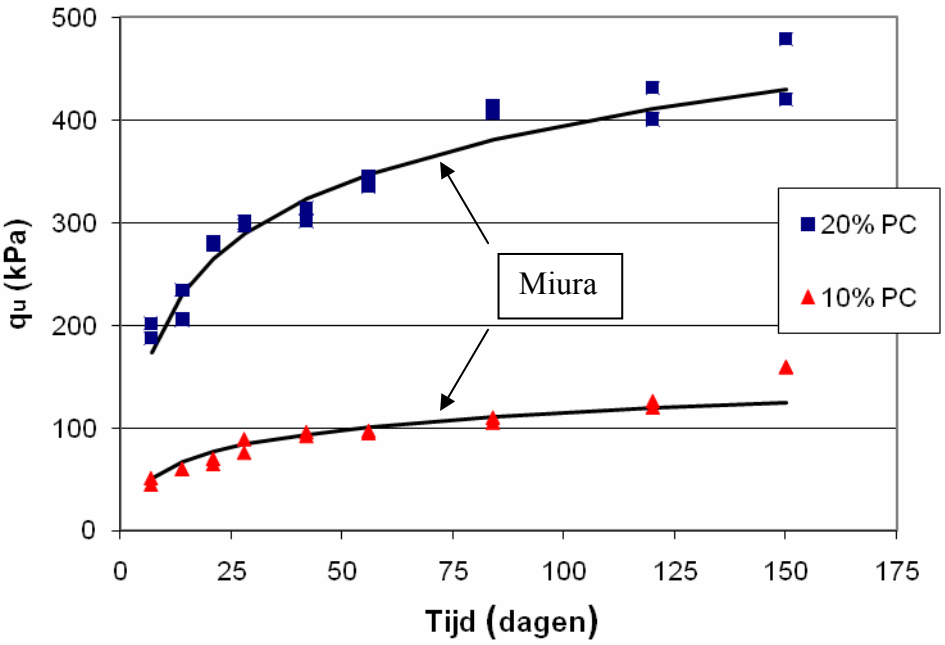
$q\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}$: q_u-waarde van monster met w_c/A_w na 28 dagen [kPa]

$\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_D$: w_c/A_w waarde van het monster waarvan je sterkte wil kennen na D dagen [-]

$\left(\frac{w_c}{A_w}\right)_{28}$: w_c/A_w waarde van het monster waarvan je de sterkte kent na 28 dagen [-]

We kunnen aan de hand van deze formulering op basis van één grondmonster met een bepaald cement en watergehalte een voorspelling doen van een ander monster met een andere w_c/A_w , en dit variërend in de tijd.

We passen deze formulering toe op een gecementeerd kleimonster met een watergehalte van 2 maal de vloeigrens (w=115,4%) en een cementgehalte van 20% die op 28 dagen beproefd wordt . Op basis van dit ene monster kunnen we de sterktes van de monsters op alle andere dagen voorspellen en dit tevens voor een cementgehalte van 10%C. Het resultaat van de voorspelling is hieronder grafisch voorgesteld:



Figuur 58 : Voorspellingsmethode van Miura toegepast op één monster 20% Cement

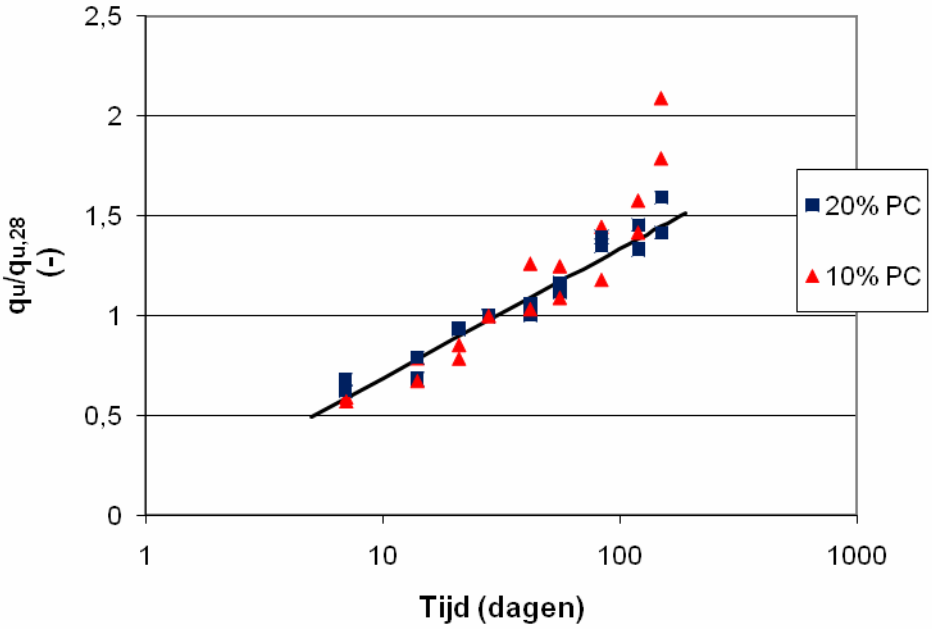
Er blijkt een goede correlatie te zijn tussen de voorspelde sterktes en de in het labo bepaalde sterktes door middel van vrije prismaproeven.

Enkel de waardes van 10% Cement op 150 dagen geven nog hogere sterktes dan de voorspelling. Er mag niet vergeten worden dat deze formulering enkel mag gebruikt worden onder de voorwaarden waarvoor ze opgesteld is:

- Enkel voor Portlandcement als 'binder'
- Voor cementgehaltes tussen 5% tot 25%
- De formule is geldig voor kleien met een LI = 1.0 – 2.5, dus voor watergehaltes groter dan de vloeigrens

Dat er een correlatie zou zijn tussen verschillende cementpercentage in functie van de tijd konden we reeds vermoeden aan de hand van de grafiek van de genormaliseerde sterkte $q_u/q_{u,28}$. Op deze grafiek was een gelijklopende trend terug te vinden voor de genormaliseerde sterkteontwikkeling zowel voor de monsters met een cementgehalte van 20% als de monsters met een cementgehalte van 10%.

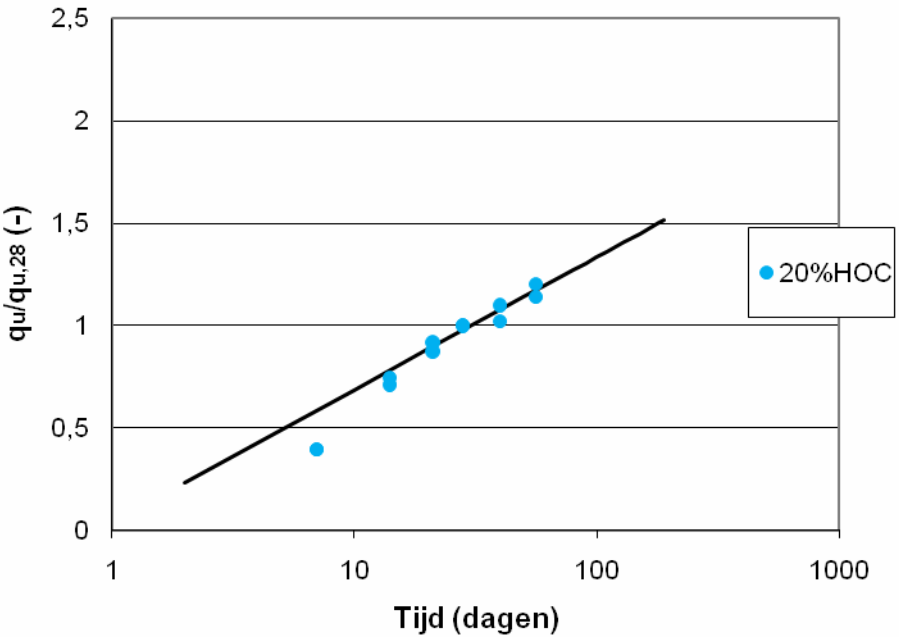
In het linkse deel van de formule van Miura is deze genormaliseerde sterkte terug te vinden. Voor onze beproevingen kunnen we de eerste term in het rechterlid gelijk stellen aan 1. Volgens de formulering is de genormaliseerde sterkte in functie van de tijd dan enkel afhankelijk van de volgende term: 0.038+0.281lnD
Indien we dit grafisch voorstellen zien we terug een goede correlatie met de genormaliseerde sterkte bekomen uit de laboproeven:



Figuur 59 : Genormaliseerde sterkte (Portlandcement) - Miura

Nadeel van deze formulering is dat de sterkte evolutie van andere soorten 'binders' die veelvuldig aangewend worden in onze streken als grondverbetering zoals kalk, hoogovencement, vliegassen hiermee niet kan voorspeld worden. De formulering is enkel toepasbaar voor Portlandcement als toeslagmiddel.

Indien we de genormaliseerde verhouding van Miura ook eens toepassen voor de monsters met 20% Hoogovencement zien we dat voor deze beproevingen ook een goede correlatie bestaat. Maar deze correlatie mag zeker niet als een algemene regel aangenomen worden en wel om volgende reden. De sterkteontwikkeling bij de beproevingen met Hoogovencement in dit eindwerk gebeurden snel (na 7 dagen zelfs grotere sterktes dan Portlandcement) , een gelijkaardig resultaat werd bekomen in door Verástegui et al.(2004). In andere literatuurstudies, Van Impe et al.(2006) en Åhnberg (2005), werd juist een zeer trage ontwikkeling in de beginfase opgemerkt. De ontwikkeling van de sterkte met Hoogovencement genereert dus niet telkens hetzelfde gedrag in functie van de tijd.

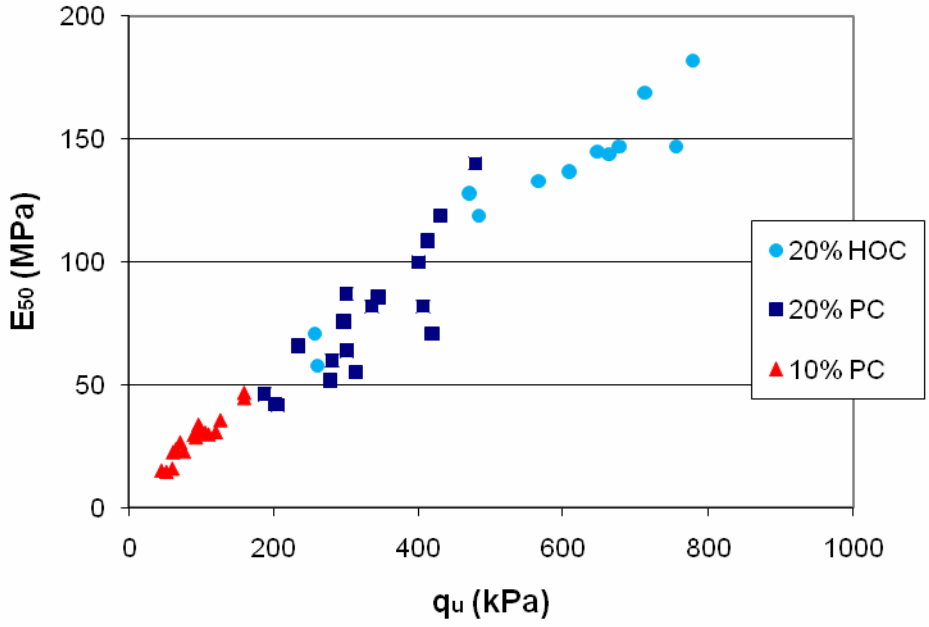


Figuur 60 : Genormaliseerde sterkte (Hoogovencement) - Miura

5.1.4 Stijfheid in functie van de qu.

De stijfheidskarakteristeken worden steeds voorgesteld aan de hand van de E_{50} stijfheidsmodulus zijnde de stijfheid bij een spanning gelijk aan de helft van de breukspanning. Belangrijk hierbij is ook te vermelden dat alle proeven bij dezelde belastingssnelheid werden uitgevoerd, namelijk 0,5mm/min (voor bepaling zie Hoofdstuk 4, vrije primaproeven).

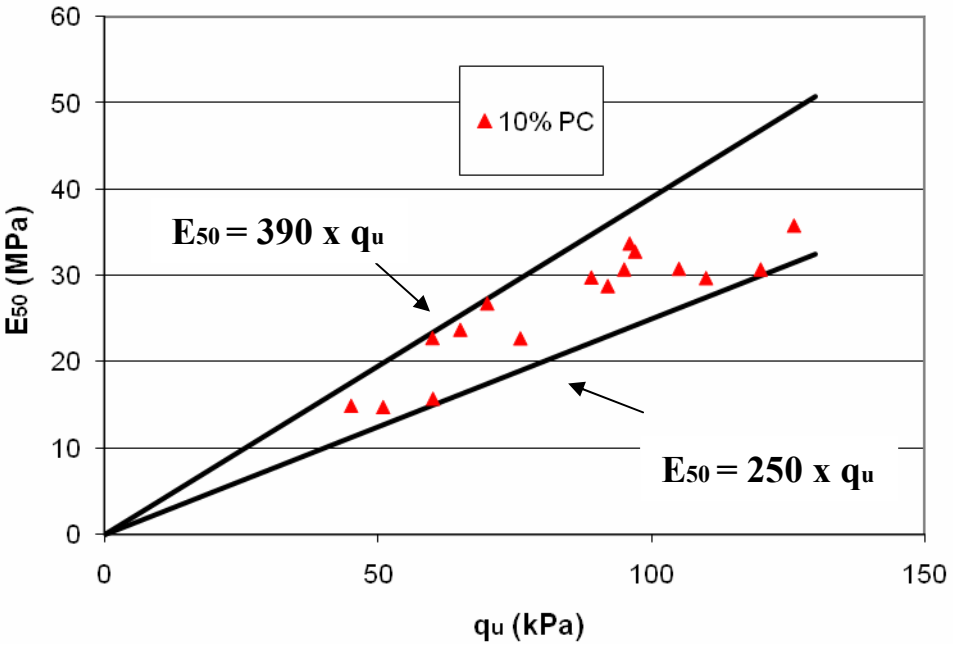
Indien we de stijfheid in functie van de spanning bij breuk uitzetten dan is er een min of meer lineaire toename van de stijfheid met de sterkte te bemerken. Aangezien de sterkte toeneemt naarmate de leeftijd van het monster toeneemt zal dus tevens de stijfheid toenemen in functie van de tijd. Een hoger cementpercentage zal ook een grotere sterkte teweegbrengen en dus ook een grotere stijfheid.



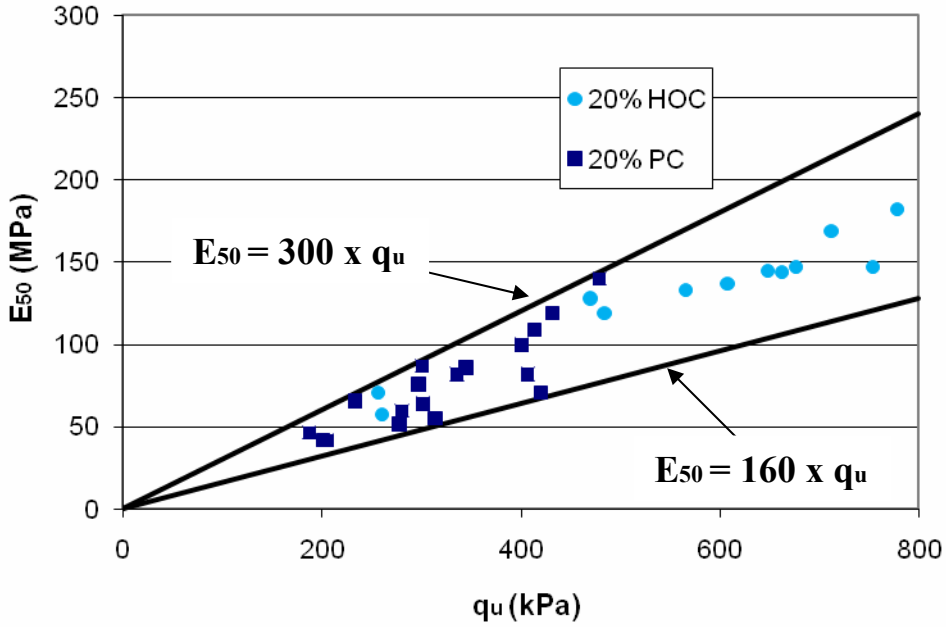
Figuur 61 : E_{50} in functie van q_u

Zoals op de grafiek is te zien kunnen we de stijfheidsontwikkeling met de sterkte in een groep met 10% cement en in een groep met 20%cement (zowel Portland als Hoogoven) onderverdelen. Op de volgende 2 grafieken worden de grenzen aangeduid waarbinnen de verhouding tussen de stijfheid en de sterkte gelegen is.

- 10% Cement: $250 \times q_u < E_{50} < 390 \times q_u$ (Portlandcement)
- 20% Cement: $160 \times q_u < E_{50} < 300 \times q_u$ (Portlandcement en Hoogovencement)



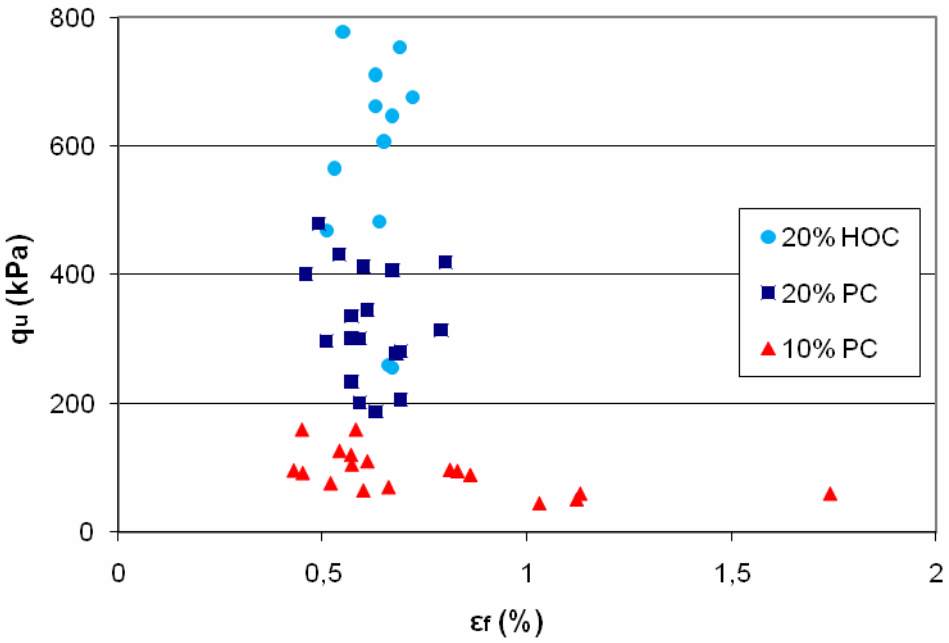
Figuur 62 : E_{50} in functie van q_u voor 10%C



Figuur 63 : E_{50} in functie van q_u voor 20%C

Er mag bij de bepaling van deze E_{50} modulus ook niet vergeten worden dat de vervorming via een uitwendige vervormingsmeting gebeurt en dus moeilijk vergeleken kan worden met waarden waarbij de vervormingsmeting en afleiding van de E_{50} modulus via locale meting gebeurt (Tan &Young, 2002).
De trend van de stijfheidvariatie met de sterkte valt binnen de grenzen van een groot aantal literatuurwaarden die verzameld zijn in Hoofdstuk 2

5.1.5 Breukrek in functie van q_u



Figuur 64 : Breukrek - q_u

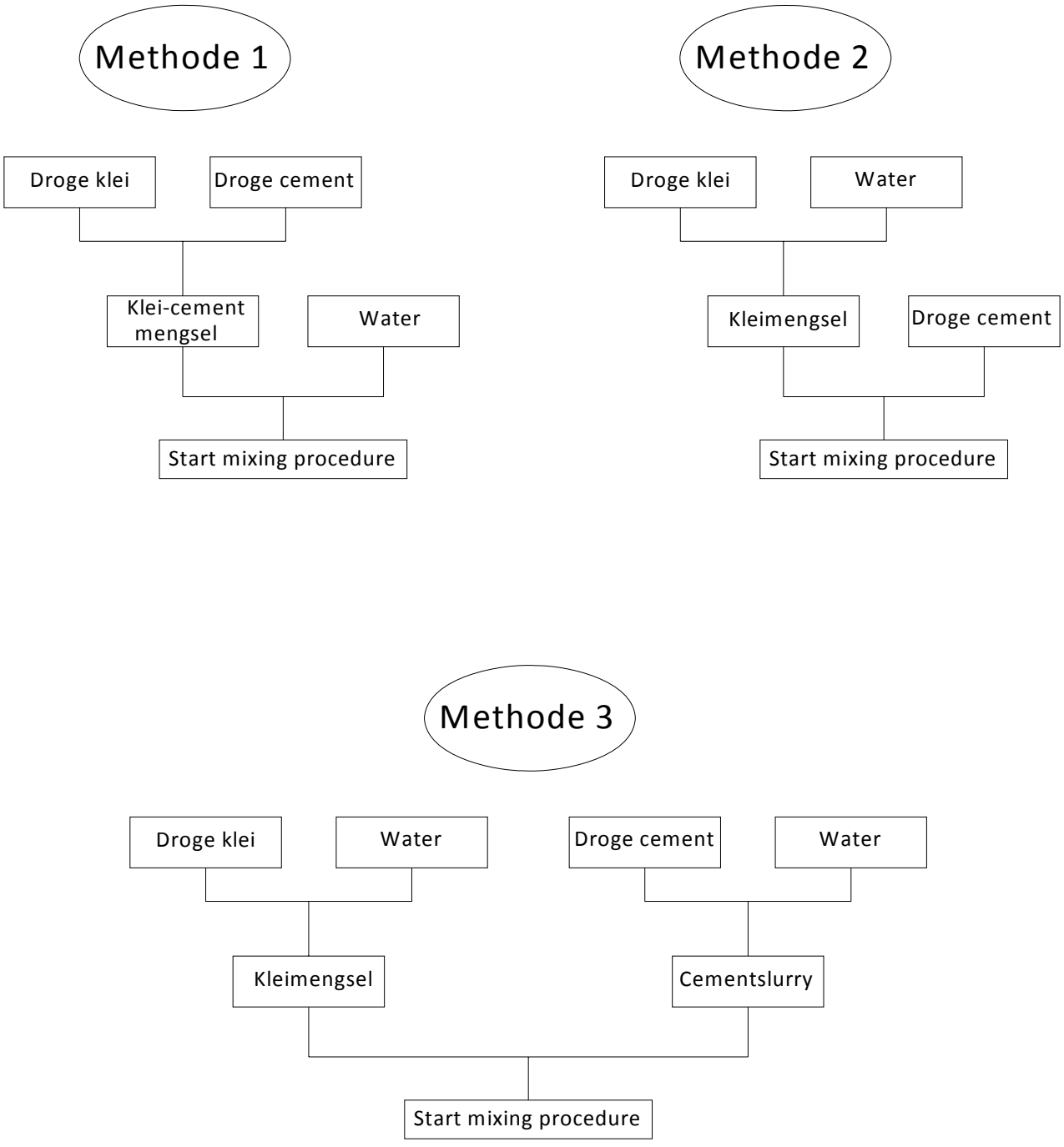
Een ander zeer interessant gegeven bij de gecementeerde gronden is de rek die het monster ondergaat tot aan de breukbelasting ε_f . Op de Figuur 64 is duidelijk het brosse karakter van de gecementeerde kleimonstertjes te zien. Dit legt dan ook een van de nadeligere eigenschappen van de met cement verbeterde kleien bloot. De vervormingen nodig om tot breuk te komen bij de met cement vermengde kleien zijn veel kleiner dan de ongecementeerde klei.

5.1.6 Invloed van het mengproces.

In onderstaande wordt de invloed van verschillende aanmaakmethodes op de sterkte en stijfheid nagegaan. De stappen 1 tot 5 en 8 tot 12 uit het Hoofdstuk 3 (3.5.3) blijven hierbij onveranderd. Het verschil in aanmaken zit dus in de stappen 6 en 7. In de oorspronkelijke methode van aanmaken wordt eerst de droge klei met de droge grond vermengd, deze wordt methode 1 genoemd. Er worden nu nog 2 andere methoden gebruikt:

- Methode 2 : Hierbij wordt de droge klei eerst met het water vermengd gedurende 5 minuten. Pas daarna wordt de droge cement aan het mengsel toegevoegd.
- Methode 3 : Bij deze methode wordt terug eerst de droge klei gedurende 5 minuten met het water vermengd. Daarna wordt de klei met een *cementslurry* vermengd, waarbij een W/C factor van 0.8 wordt aangenomen.

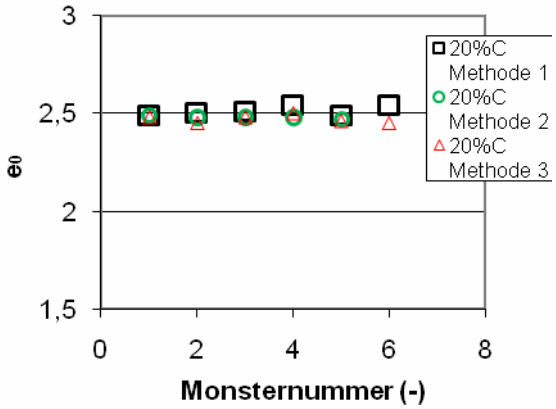
Bij de drie methodes blijft de totale hoeveelheid water die wordt toegevoegd constant (2xLL), dit om geen invloed door een verschil in watergehalte te verkrijgen. Methode 2 leunt meer aan bij de *dry mixing method*, methode 3 meer bij de *wet mixing method*.
De drie methodes worden hieronder schematisch voorgesteld:



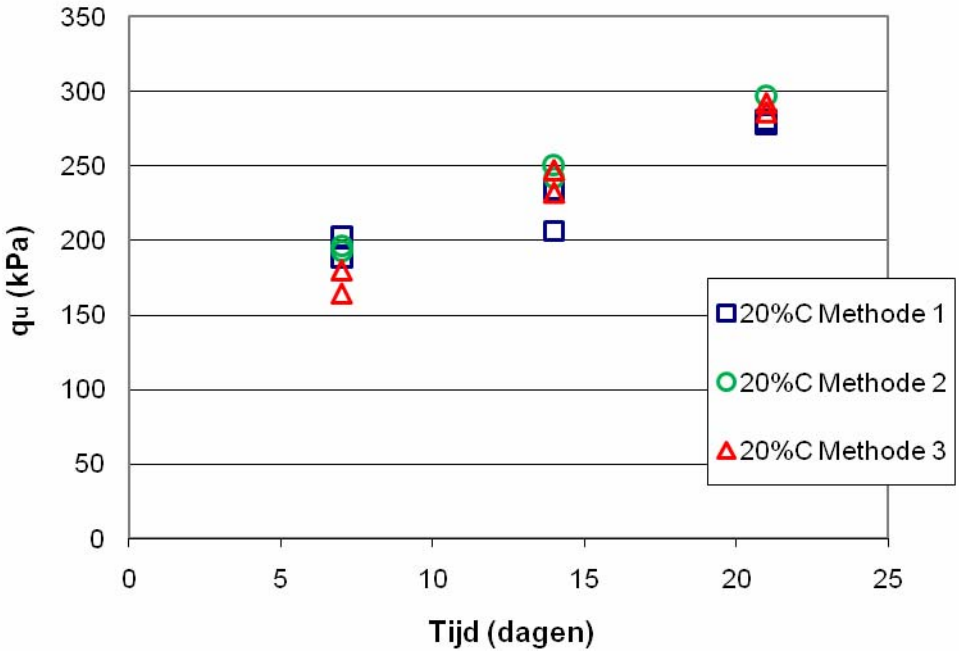
Figuur 65 : Schematische voorstelling van de verschillende aanmaakmethodes

De 'Start mixing procedure' komt overeen met de stappen van 8 tot en met 12 beschreven in Hoofdstuk 3 (3.5.3).

De monsters worden op 3 tijdstippen beproefd: 7, 14 en 21 dagen. Op ieder tijdstip worden terug 2 monstertjes beproefd. De monstertjes worden terug aan een vrije prismaproef onderworpen.



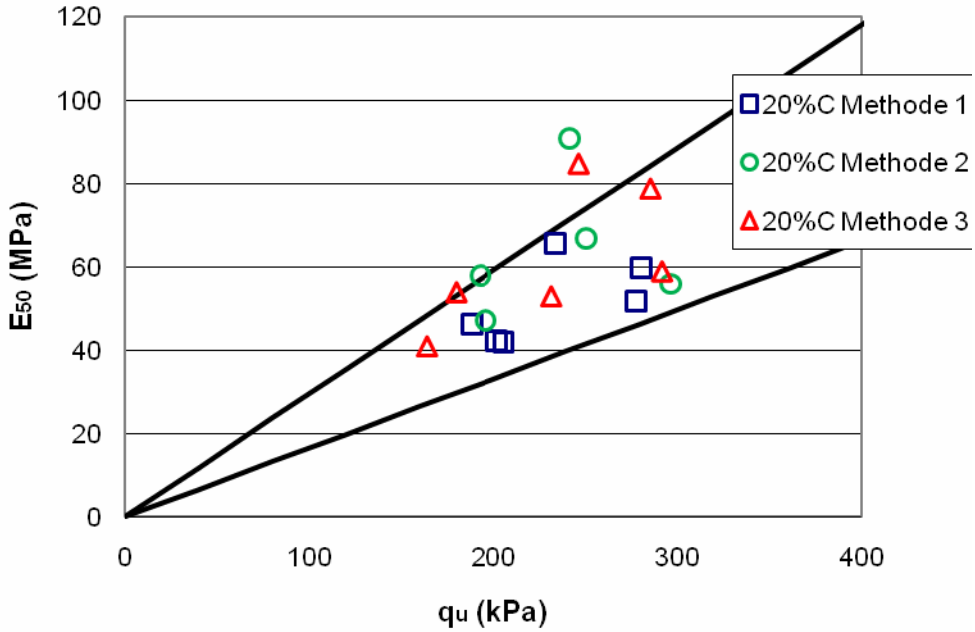
Figuur 66 : e_0 vóór beproeven bij de verschillende aanmaakmethodes



Figuur 67 : UCS in functie van de tijd bij verschillende aanmaakmethodes

Uit de resultaten is duidelijk te zien dat de invloed van de verschillende aanmaakmethodes betrekkelijk klein is en zelfs bijna volledig verdwijnt na een periode van 3 weken. De betrekkelijk lage invloed kunnen we verklaren aan het hoge watergehalte (2xLL) en de mixing tijd. Aangezien de tijd van vermixen meer dan 7 minuten bedraagt is de homogenisatie van de verschillende mengsels voldoende groot zodat het effect van de verschillende aanmaakmethodes verwaarloosbaar wordt. Dit is ook visueel tijdens het mixen merkbaar. Bij de eerste methode lijkt het mengsel na korte tijd al homogeen, terwijl bij de andere methodes veel meer tijd nodig is om een homogeen mengsel te bekomen. Op volgende grafiek blijkt

ook een goede correlatie te zijn met de E_{50} modulus bekomen bij de eerste methode. In volle lijn zijn de grenzen aangeduid bepaald onder 5.1.4.



Figuur 68 : E_{50} in functie van q_u bij verschillende aanmaakmethodes

5.2 Triaxiaalproeven (TXCU)

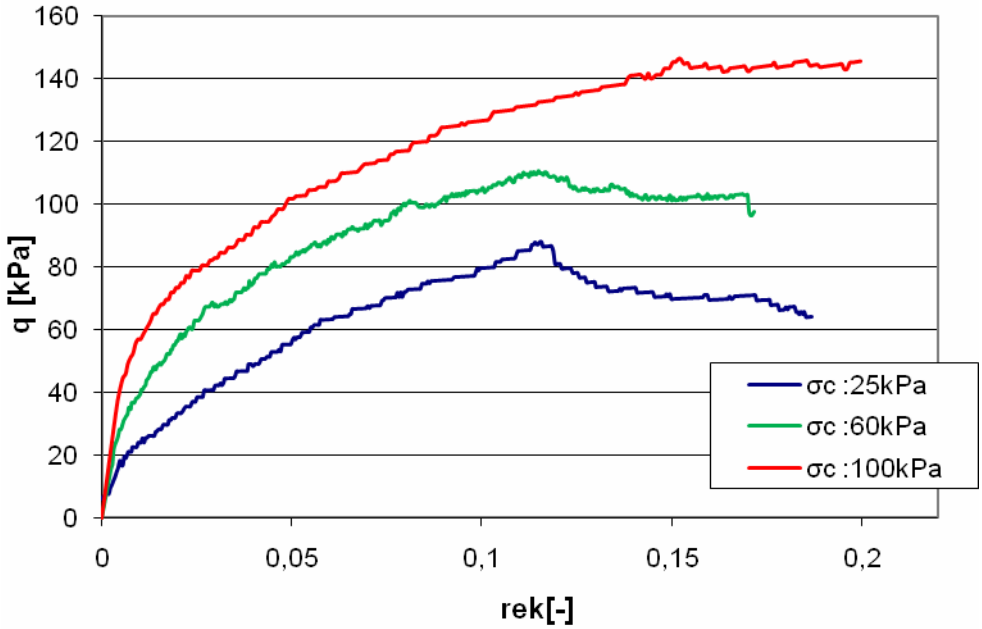
In onderstaand onderdeel wordt gepoogd een vergelijking te schetsen tussen de ongedraineerde triaxiaalbeproevingen van de ongecementeerde en de gecementeerde kaolinietklei.

5.2.1 TXCU van de ongecementeerde kaolinietklei

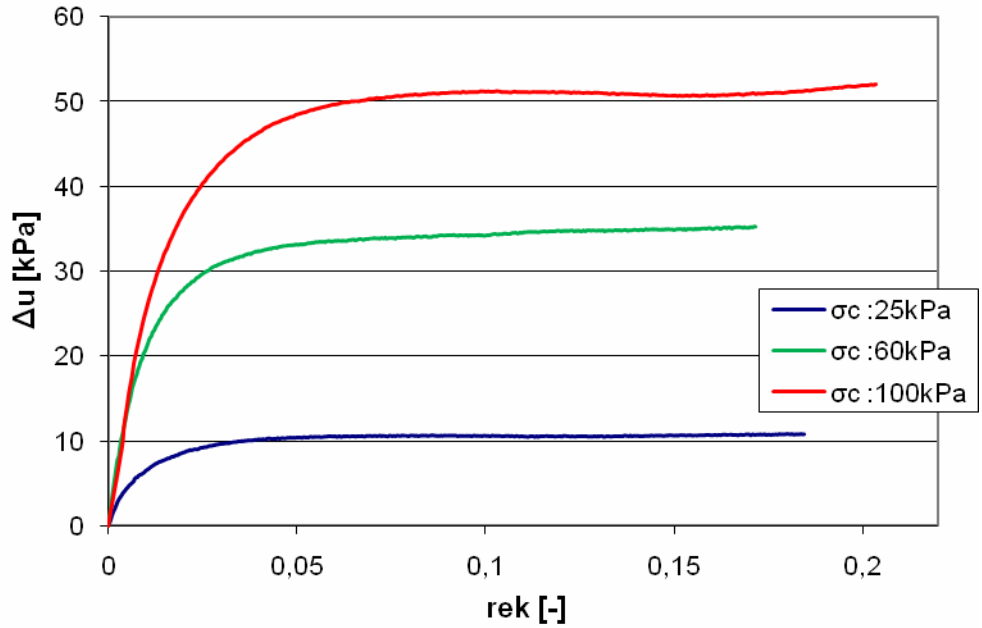
Voor het bepalen van het ongedraineerd gedrag dienen isotroop geconsolideerde triaxiaalproeven uitgevoerd te worden. Vooreerst wordt het gedrag van de ongecementeerde kaoliniet nagegaan. Aangezien de kaolinietklei bij hoge watergehaltes (1,5 à 2xLL) weinig consistent is en moeilijk in de triaxiaalcel te plaatsen, worden deze monstertjes op een andere wijze aangemaakt dan de gecementeerde monstertjes. Hieronder wordt kort uiteengezet hoe het aanmaakproces bij deze monstertjes verloopt:

- Droge klei wordt gedurende 5 min met water vermengd (w =1,5xLL)
- Deze slappe klei wordt nu in een oedometeropstelling ééndimensionaal samengedrukt
- De spanningsopbouw gebeurt in stappen van een half uur waarbij na 4 uur de volledige belasting is aangebracht (± 50kPa)
- Deze belasting wordt gedurende 2 dagen aangehouden
- Na 2 dagen wordt het monster uitgeduwd en worden hier 3 triaxiaalmonstertjes uitgenomen.
- Deze triaxiaalmonstertjes bezitten nu wel voldoende consistentie om in de triaxiaalopstelling ingebouwd te worden. We hebben nu wel een veel compacter monster dan bij het mengen ($e_0 \downarrow\downarrow$).

In onderstaande figuren is enerzijds de deviatorische spanning en anderzijds de poriënwateroverdrukken in functie van de rek weergegeven. De consolidatiespanningen (σ_c) zijn 25, 60 en 100kPa.



Figuur 69 : Deviatorische spanning – rek : ongecementeerde kaoliniet



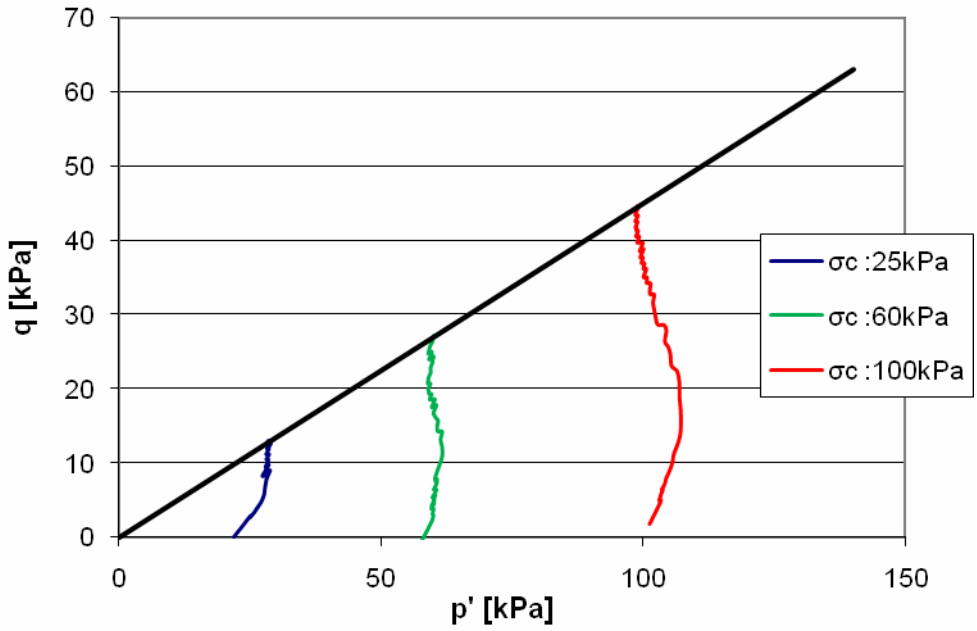
Figuur 70 : Poriënwateroverdruk – rek : ongecementeerde kaoliniet

Zoals op de Figuur 70 te zien is zal de deviatorische spanning toenemen naarmate de consolidatiespanningen bij de ongecementeerde klei toenemen. Dit is een logisch gevolg van de compactere structuur die de klei krijgt bij de toename van de consolidatiespanning. Aangezien de klei compacter wordt zal de deviatorische spanning ook gaan toenemen. Naarmate de consolidatiespanningen toenemen zullen de poriënwateroverdrukken tijdens afschuiven ook gaan toenemen.

Op de volgende Figuur 71 is het effectieve spanningspad (‘Effective Stress Path’ of ESP) van de klei tijdens afschuiven voorgesteld in een p’-q diagram.
De wijze van voorstellen is volgens de Amerikaanse methode. De p‘en q (= s’-t diagram) worden als volgt bepaald :

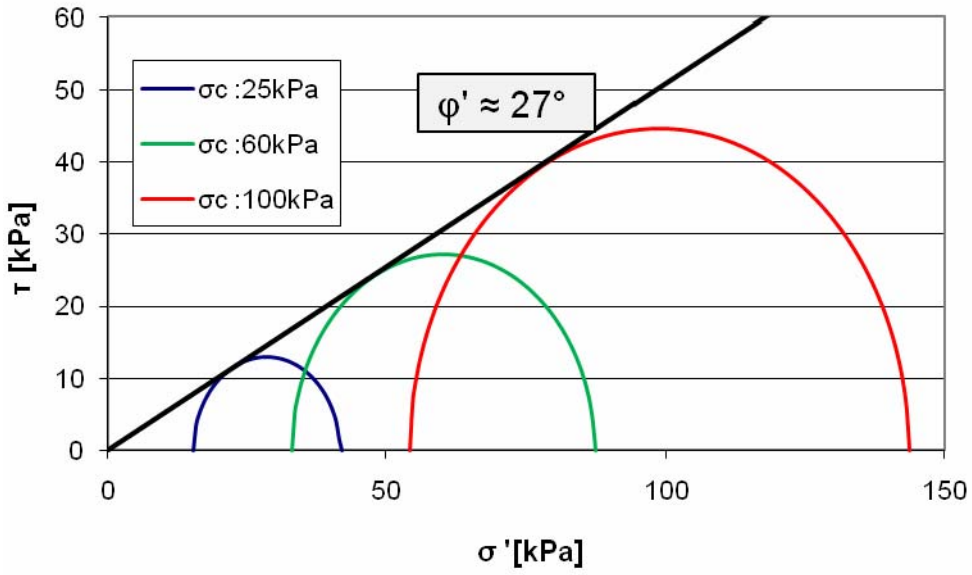
$$q = \frac{(\sigma_1^{'} - \sigma_3^{'})}{2}$$

$$p' = \frac{(\sigma_1^{'} + \sigma_3^{'})}{2}$$



Figuur 71 : ‘Stress path’ (q-p’) : ongecementeerde kaoliniet

De curves zijn allemaal aan de linkse zijde van het totale spanningspad (TSP) gelegen daar de poriënwaterdrukken positief zijn. De ‘failure line’ is met zwarte lijn aangeduid. Indien we de bezwijkspanningen in een τ - σ‘ diagram voorstellen dan kunnen we op die manier de effectieve inwendige wrijvingshoek bepalen:

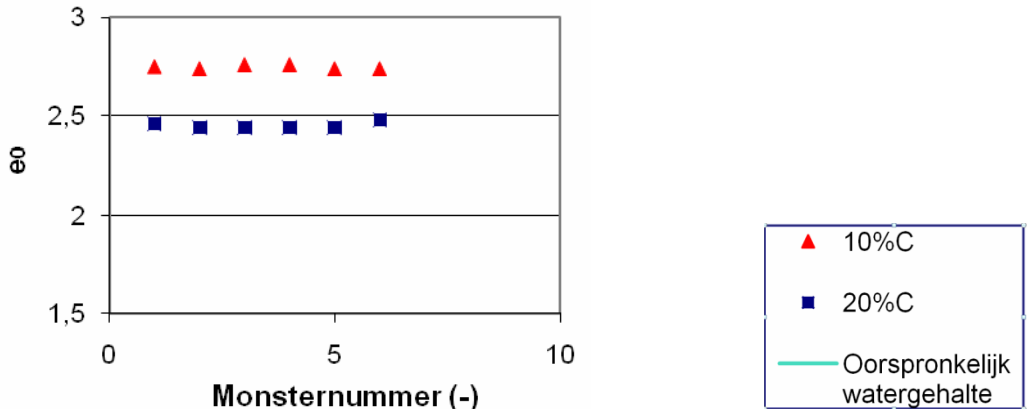


Figuur 72 : τ – σ' : ongecementeerde kaoliniet

Uit de grafiek kunnen we de waarde van de inwendige wrijvingshoek bepalen, deze bedraagt ≈ 27°. Indien we dit vergelijken met literatuurwaarden (Schofield and Wroth, 1968, φ'=26°; Whittle and DeGroot, 1994, 25°) vinden we een goede overeenkomst.

5.2.2 TXCU van de gecementeerde kaolinietklei

Om het ongedraineerd gedrag van de gecementeerde kaoliniet na te gaan wordt er een indeling gemaakt in de triaxiaalproeven waarbij de consolidatiespanning kleiner is dan de yieldspanning (dus $\sigma_c < \sigma_y$) en de triaxiaalproeven waarbij de consolidatiespanning groter is dan de yieldspanning (dus $\sigma_c > \sigma_y$). De yieldspanning (σ_y) kunnen we definieren als de spanning waarbij het verbreken van de cementatie('debonding') zeer intensief is. Uit een gelijklopend thesiswerk dat handelt over de oedometerstijfheid van gecementeerde kaolinietklei vind men dat $\sigma_y \approx q_{u,28}$. Deze proeven worden zowel met een cementpercentage van 10% als met een cementpercentage van 20% uitgevoerd. De triaxiaalproeven worden bij een verhardingstijd tussen de 28 en de 40dagen belast. Bij dit interval is er een min of meer stagnatie van de sterkteontwikkeling in functie van de tijd (dit is te zien bij de vrije prismaproeven op Figuur 54 én 55) zodanig dat er met de invloed van de tijd op de sterkte geen rekening dient gehouden te worden.
Om aan te tonen dat de monsters die gemaakt werden op gelijke basis kunnen geïnterpreteerd worden wordt op Figuur 73 de e_0 in functie van het monsternummer voor zowel de 10 als 20% Cementmonsters uitgezet. Er is op de figuur te zien dat het poriëngetal, dus de dichtheden van de 10% en de 20% monsters een gelijke trend aantonen.

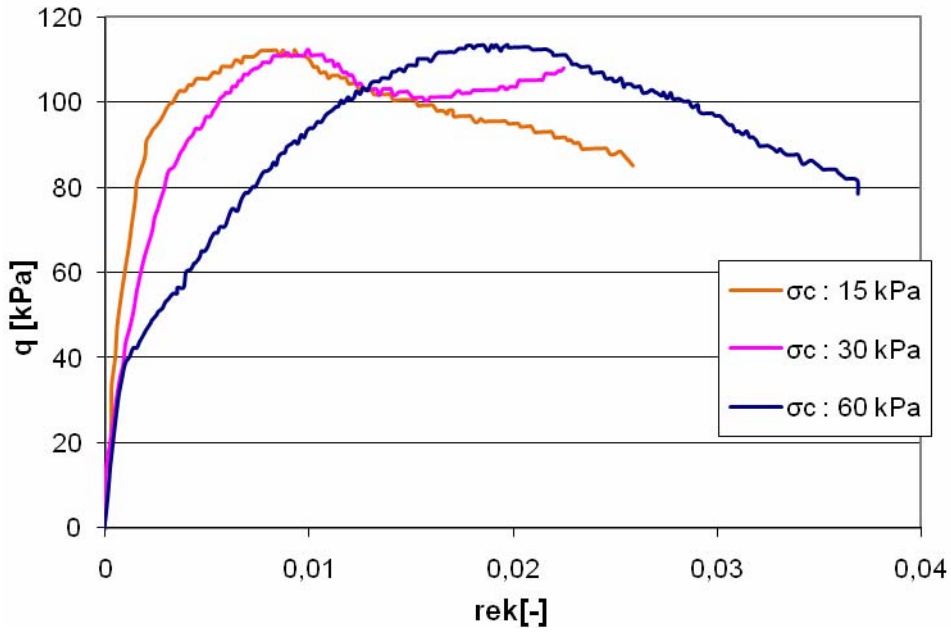


Figuur 73 : e_0 grondmonsters vóór beproeven TXCU

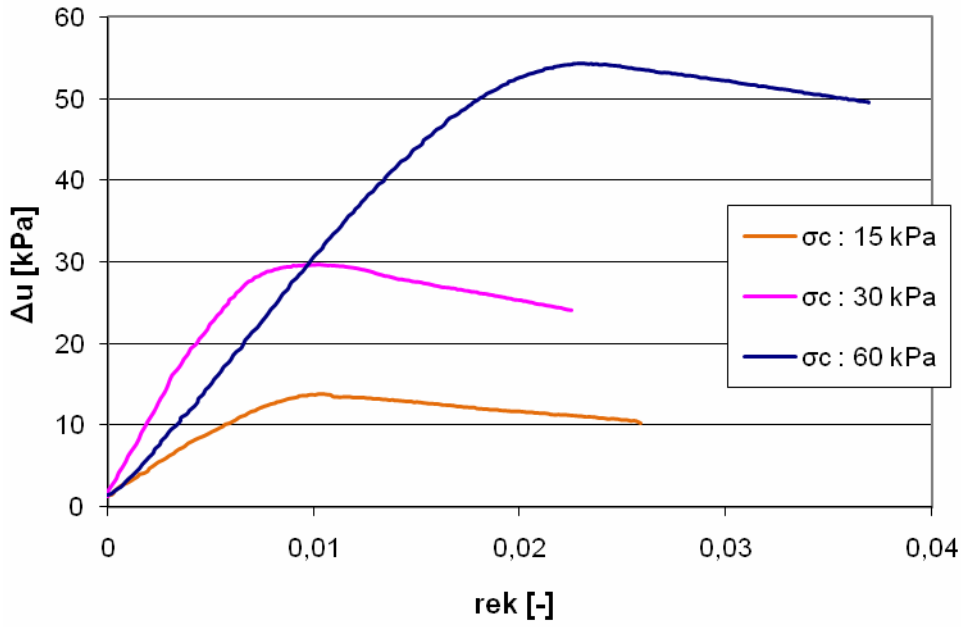
5.2.2.1 Cementgehalte 10% en $\sigma_c < \sigma_y$

Aangezien de yieldspanning bij een cementpercentage van 10% rond de 90 à 100kPa schommelt wordt er voor de volgende consolidatiespanningen gekozen: 15, 30 en 60kPa.

De karakteristieke vorm van de spannings-vervormingscurve is dat de deviatorische spanning naar een piekwaarde gaat en dan reduceert naar een lagere waarde van q.
Op de grafiek van de deviatorische spanning is duidelijk te merken dat de piekwaarde, q_{max} , bij de gecementeerde monsters met verschillende consolidatiespanning constant blijft. Er is hier dus geen invloed van de consolidatiespanning merkbaar. Dit kan verklaard worden door het feit dat de cementatieverbinding de hoofdfactor is wanneer de spanningstoestand kleiner is dan de yieldspanning.

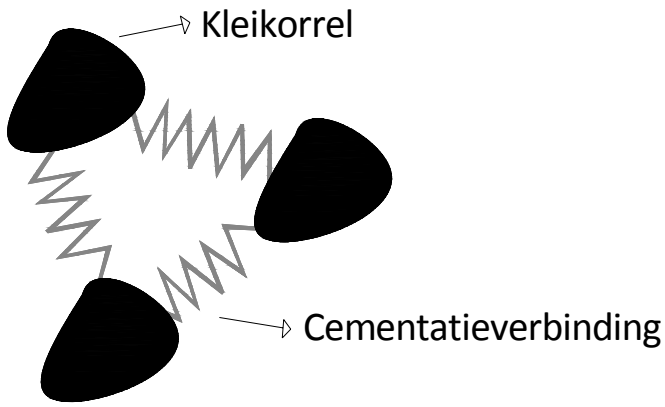


Figuur 74 : Deviatorische spanning – rek : 10%C en $\sigma_c < \sigma_y$



Figuur 75 : Poriënwateroverdruk – rek : 10%C en $\sigma_c < \sigma_y$

We kunnen dit schematisch zeer vereenvoudigd als volgt voorstellen:



Figuur 76 : Vereenvoudigde voorstelling cementatieverbinding tussen kleikorrels

Aangezien de klei een grote hoeveelheid water bezit (2xLL) zullen de kleikorrels zich in het kleimengsel ver van elkaar bevinden. Door het toevoegen van cement zal door de hydratatiereactie de cement gaan verharden en zullen er cementatieverbindingen tussen de kleikorrels ontstaan. Deze cementatieverbindingen zorgen ervoor dat het kleimonster een grote samenhang vertoont. De korrels worden als het ware in de structuur vastgehouden door de cementatieverbindingen.

Wanneer de monsters nu aan de isotrope consolidatie onderhevig zijn, dan zullen bij de consolidatiespanningen $< \sigma_y$ de meeste van deze cementatieverbindingen intact blijven

waardoor het monster qua structuur bijna onveranderd blijft als voor de consolidatie. Het poriëngetal na consolidatie blijft als het ware gelijk aan het poriëngetal voor consolidatie. Dus desondanks de consolidatiespanningen hoger zijn vertrekken we in deze 3 gevallen van telkens een quasi zelfde monster na consolidatie ($e_0 \approx e_{n.c} \approx$ constant voor de drie monsters). De belasting die op het monster komt wordt volledig door de cementatieverbindingen gedragen.

Bij het ongedraineerd afschuiven zal bij kleine vervormingen de belasting bijna uitsluitend door de cementatieverbinding gedragen worden. Dit kunnen we zien aan de sterke toename van deviatorische spanning en de slechts geringe toename van de poriënwateroverdrukken. Deze sterke toename blijft duren tot de effectieve verticale spanning op het monster (σ'_1) de waarde van 100kPa nadert. Vanaf deze waarde is er minder stijf gedrag te merken van het monster, dit is te verklaren doordat de cementatieverbindingen intensief beginnen breken. Vanaf deze waarde zullen de poriënwaterdrukken wel snel toenemen.

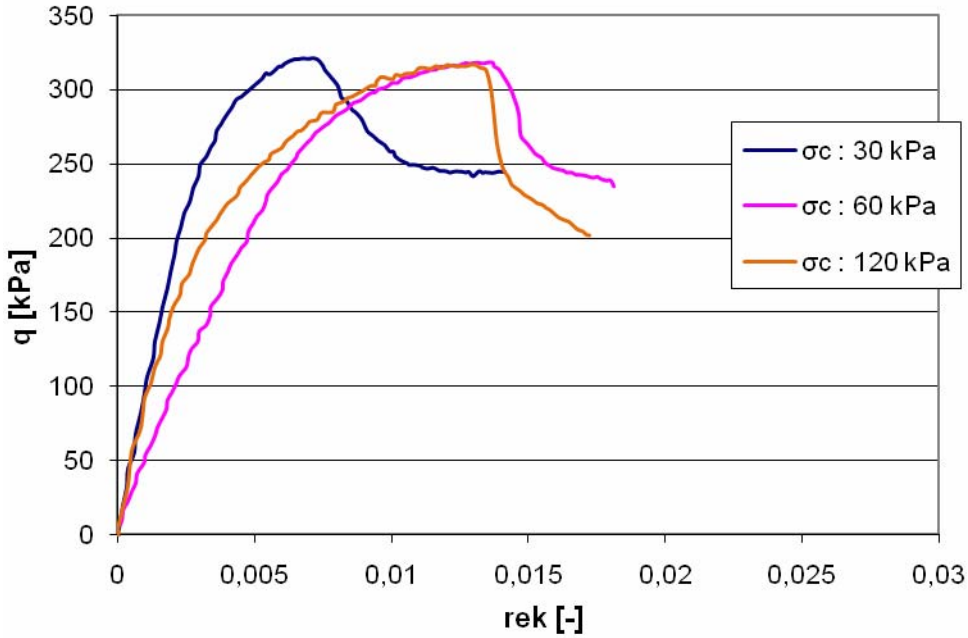
De sterkte van de structuur wordt dus volledig door de sterkte van de verbinding bepaald.

5.2.2.2 Cementgehalte 20% en $\sigma_c < \sigma_y$

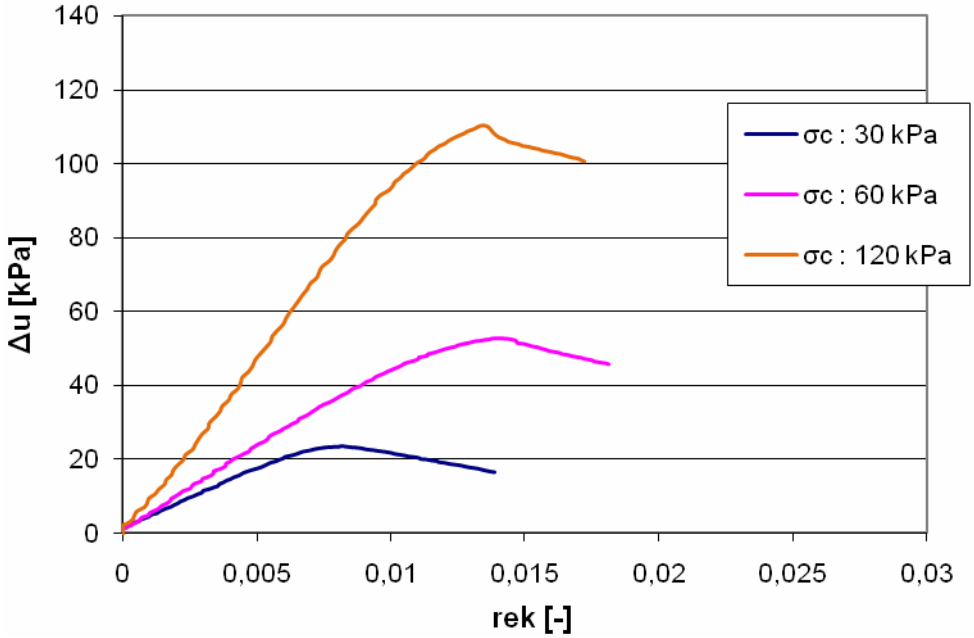
De voorgaande proeven worden nu ook herhaald voor een cementpercentage van 20% cement. Deze worden tevens aan consolidatiespanningen < σ_y onderworpen.

Het gedrag van de 20% cement monstertjes is analoog aan dit van de 10%cement monstertjes. Er is met name geen invloed van de consolidatiespanning op de deviatorische spanning. Dit is dus terug te wijten aan het feit dat de cementatieverbinding de hoofdfactor is bij deze consolidatiespanningen. We vertrekken dus na consolidatie terug van hetzelfde monster.

Het verschil met de 10% monsters zit in de grootteorde van de deviatorische spanning. Deze is toegenomen door de sterkere verbindingen tussen de kleikorrels die op zich het gevolg zijn van een hoger cementpercentage.



Figuur 77 : Deviatorische spanning – rek : 20%C en $\sigma_c < \sigma_y$

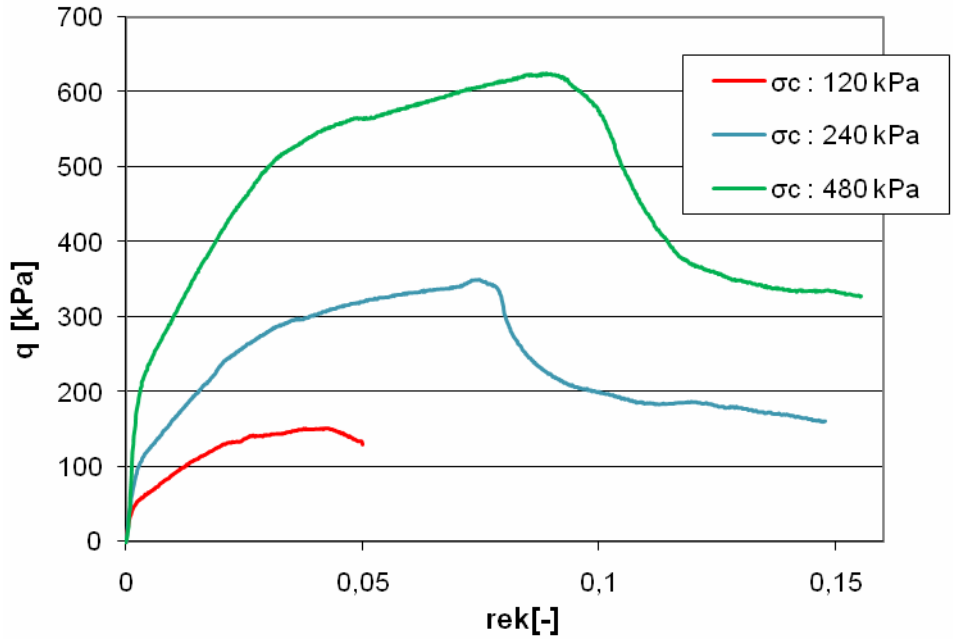


Figuur 78 : Poriënwateroverdruk – rek : 20%C en $\sigma_c < \sigma_y$

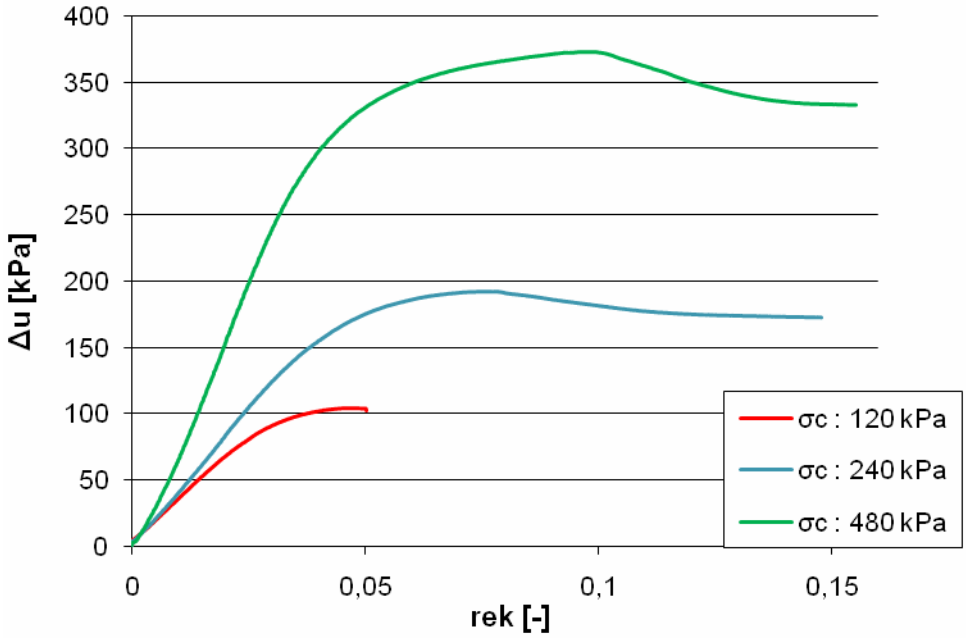
5.2.2.3 Cementgehalte 10% en $\sigma_c > \sigma_y$

Bij deze proefreeks worden alle gecementeerde grondmonsters geconsolideerd tot spanningen die hoger zijn dan de yieldspanning bij 28 dagen. Indien we de deviatorische spanning in functie van de vervorming bekijken zien we een verschillend gedrag dan bij de vorige proefreeksen.

De piekwaarde van de deviatorische spanning q_{max} wordt nu wel beïnvloed door de consolidatiespanningen. Dit is het gevolg van een verandering van de structuur van het monster na het aanbrengen van de consolidatiespanningen.

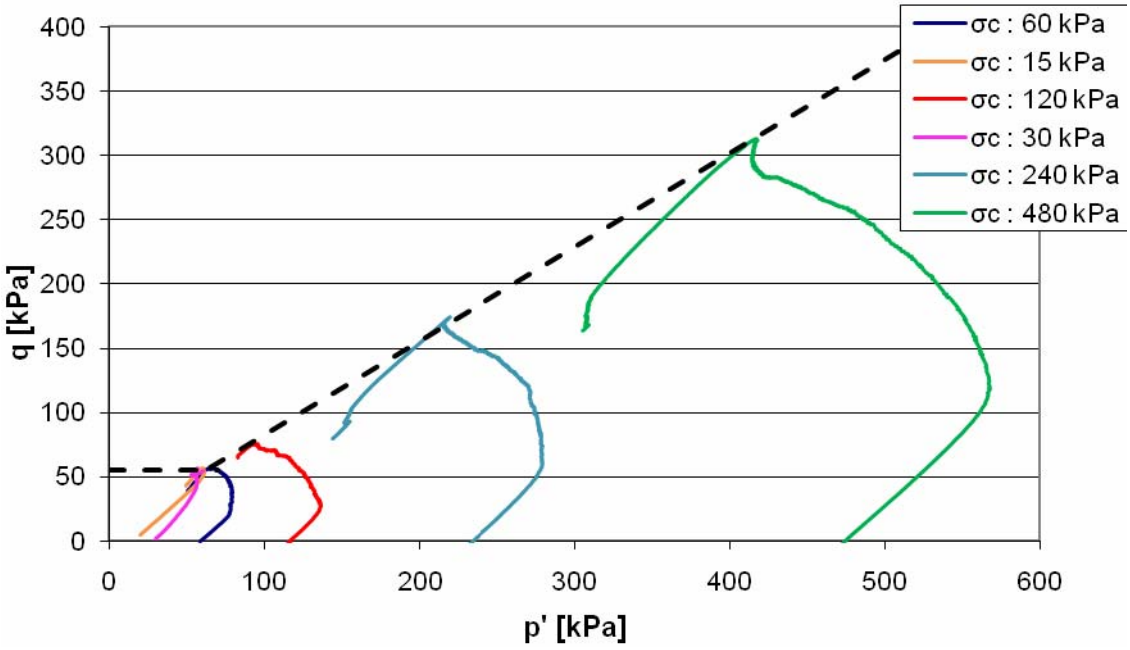


Figuur 79 : Deviatorische spanning – rek : 10%C en $\sigma_c > \sigma_y$



Figuur 80 : Poriënwateroverdruk – rek : 10%C en $\sigma_c > \sigma_y$

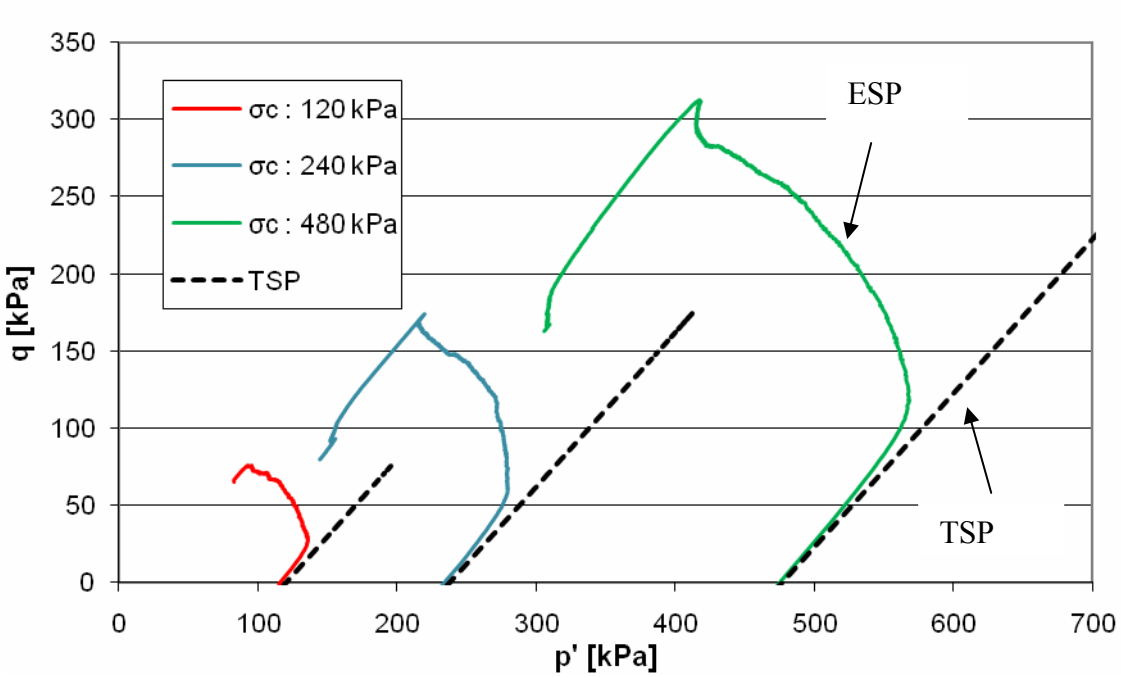
Aangezien de consolidatiespanningen groter zijn dan de σ_y zullen reeds heel wat cementatieverbindingen verbroken zijn. Het gevolg van het verbreken van deze verbindingen is dat het monster een dichtere pakking zal krijgen dan het oorspronkelijk had. Dit effect zal groter zijn naarmate de consolidatiespanningen toenemen (dus $e_0\downarrow$ naarmate $\sigma_c\uparrow$).
Het gedrag van de 10% gecementeerde kleimonsters is duidelijker te zien wanneer we de spanningspaden van de monsters voor zowel grote als lage consolidatiespanningen in één grafiek weergeven. Voor de consolidatiespanningen lager dan de σ_y blijkt de deviatorische spanning onafhankelijk van het consolidatieniveau omdat de cohesie (cementatie) tussen de kleikorreltjes hier de bovenhand heeft.



Figuur 81 : 'Stress path' (q-p') : 10% gecementeerde kaoliniet

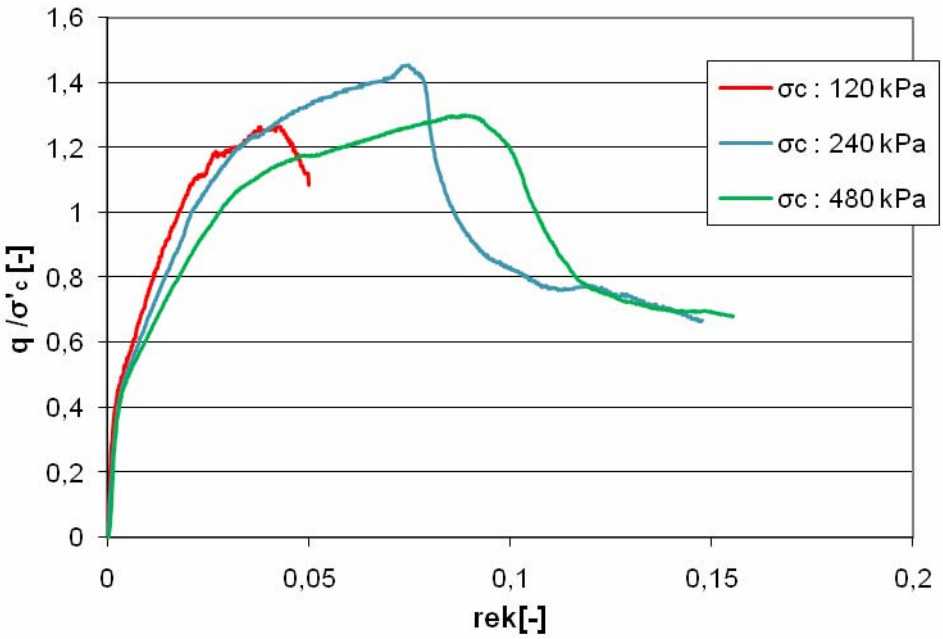
Voor de consolidatiespanningen hoger dan de σ_y is de deviatorische spanning wel afhankelijk van de consolidatiespanning omdat de structuur van het korrelskelet verandert (grotere consolidatiespanning geeft dichtere pakking) .

Desondanks de cementatieverbindingen verbroken zijn is de cementatie zelf nog steeds rond de kleikorrels aanwezig. Door de hoge consolidatiespanningen worden deze korrels nu dichter op elkaar gepakt. Bij het belasten van deze monsters zal bij zeer kleine vervormingen de cementatie rond de korrels de belasting gaan opnemen. Vanaf een bepaalde spanningsniveau zal deze cementatie opnieuw gaan toegeven. We kunnen dit punt op het ESP (effectieve spanningspad) situeren daar waar het ESP plots ferm naar links draait ten opzichte van het TSP (totale spanningspad) door de grote toename van de poriënwaterdruk.



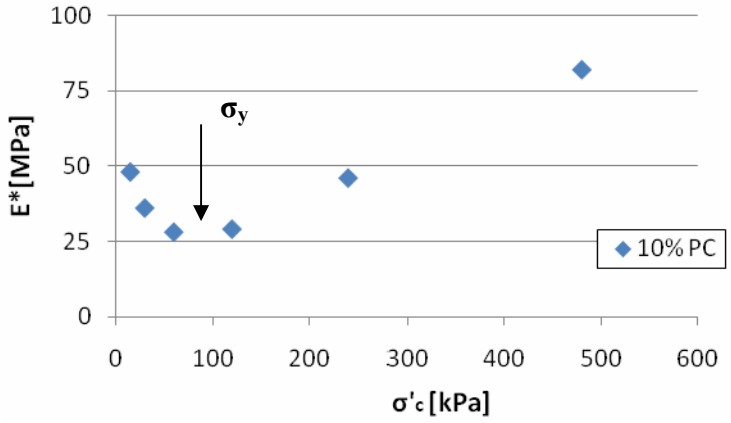
Figuur 82 : 'Stress path' (q-p') : ESP – TSP, 10% gecementeerde kaoliniet ($\sigma_c > \sigma_y$)

Dat dit verschijnsel spanningsafhankelijk is kan aangetoond worden door een genormaliseerde deviatorische spanning in functie van de rek voor te stellen. Als genormaliseerde deviatorische spanning wordt de verhouding q/σ'_c (met σ'_c de consolidatiespanning). Op de Figuur 83 is te zien dat vanaf een verhouding van $q/\sigma'_c \approx 0{,}5$ er een breking van de cementatie voordoet. Dit is het punt dat hierboven in de 'Stress path' besproken werd.



Figuur 83 : Genormaliseerde deviatorische spanning – rek : 10%C

Het gedrag van de gecementeerde monsters kan ook eventueel beter begrepen worden door middel van volgende voorstelling. Door middel van het grafisch uitzetten van een stijfheidsmodulus bij kleine vervorming in functie van de consolidatiespanning bij de verschillende 10% monsters. Aangezien er bij deze opstelling geen lokale vervormingsmeting gebeurt kunnen we hiervoor niet E_0 gebruiken. Er wordt hiervoor dan een E* gedefinieerd als de stijfheidsmodulus bij een vervormingsniveau van 0,15%.



Figuur 84 : E* in functie van σ'$_c$, 10%C

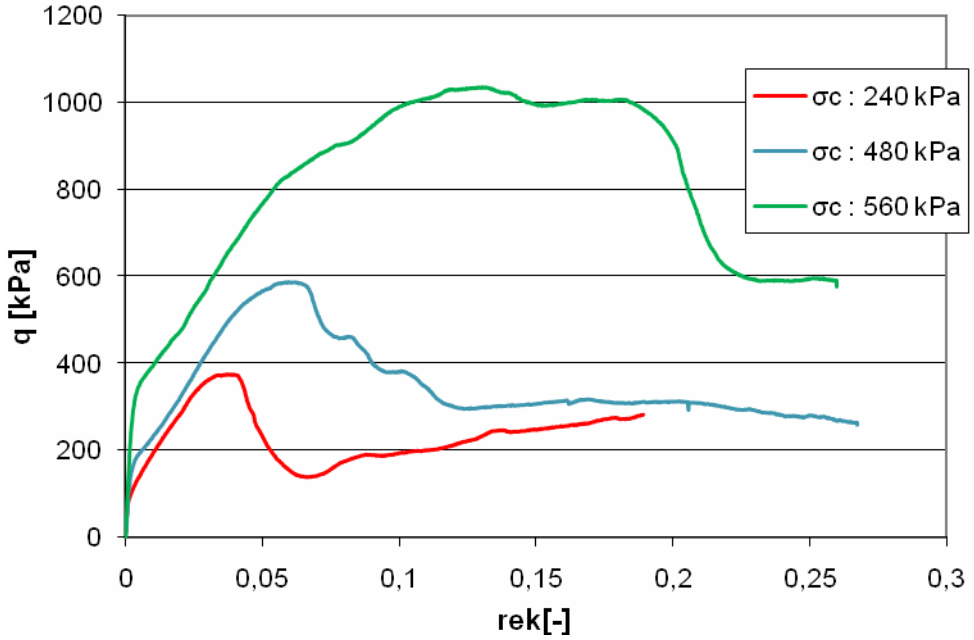
Op de Figuur 84 is dan een duidelijke trend waarneembaar:

- Indien $\sigma_c < \sigma_y$: stijfheid daalt naarmate de consolidatiespanning toeneemt. Dit is het gevolg van het alsmaar meer verbreken van de cementatieverbindingen.

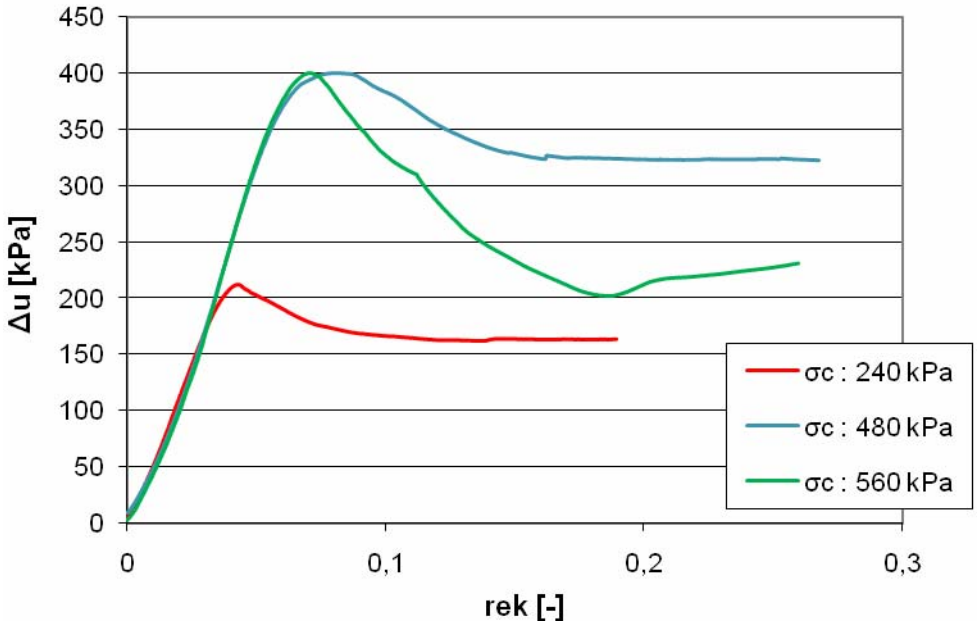
- Indien $\sigma_c > \sigma_y$: stijfheid stijgt naarmate de consolidatiespanning toeneemt. Dit is het gevolg van het alsmaar compacter worden van de monsters naarmate de consolidatiespanning toeneemt.

5.2.2.4 Cementgehalte 20% en $\sigma_c > \sigma_y$

Net zoals bij de 10% gecementeerde kleimonsters is er bij de 20% gecementeerde kleimonsters eveneens een toename van de deviatorische spanning te merken wanneer de consolidatiespanningen toenemen.

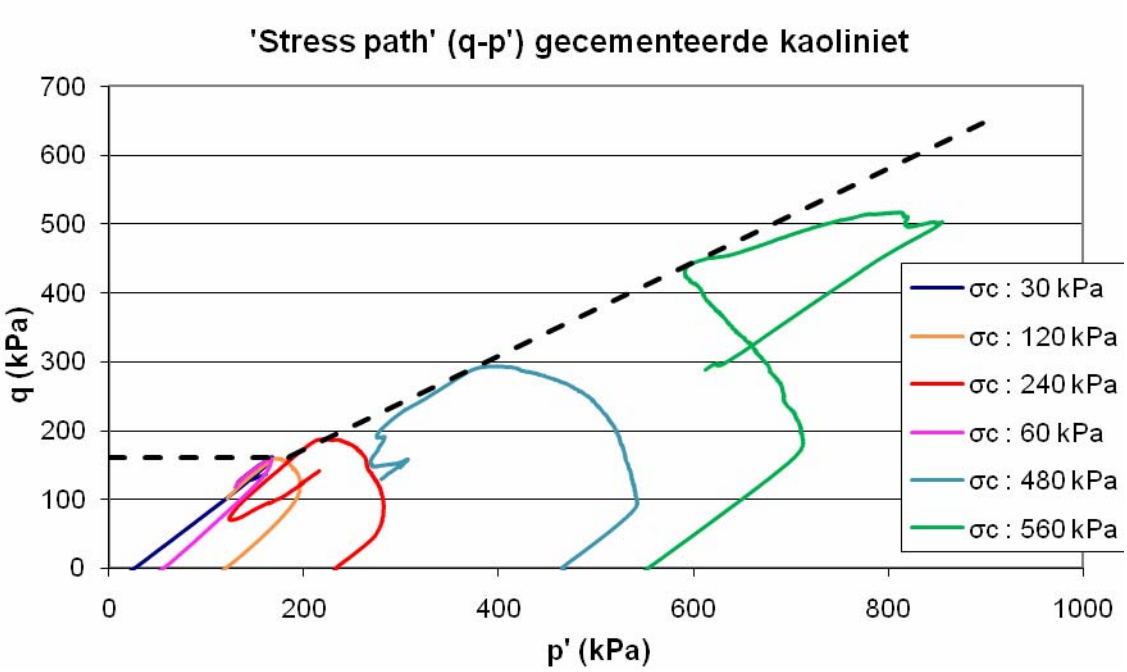


Figuur 85 : Deviatorische spanning – rek : 20%C en $\sigma_c > \sigma_y$



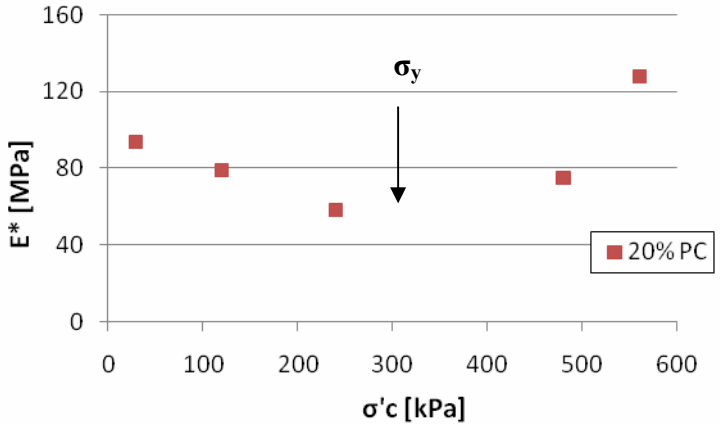
Figuur 86 :Poriënwateroverdruk – rek : 20%C en $\sigma_c > \sigma_y$

Het gedrag van de 20% gecementeerde grondmonsters heeft een analoog verloop als bij de 10% grondmonsters. Het verschil zit in de sterkte van de cementatieverbindingen bij lage consolidatiespanningen ($\sigma_c < \sigma_y$). Deze is toegenomen door het toenemende cementpercentage.



Figuur 87 : 'Stress path' (q-p') : 20% gecementeerde kaoliniet

Analoog als bij de 10% monsters is er terug een daling van de E*te bemerken wanneer $\sigma_c < \sigma_y$ en een stijging indien de $\sigma_c > \sigma_y$. De redenen hiervoor werden reeds onder 5.2.2.3 besproken.



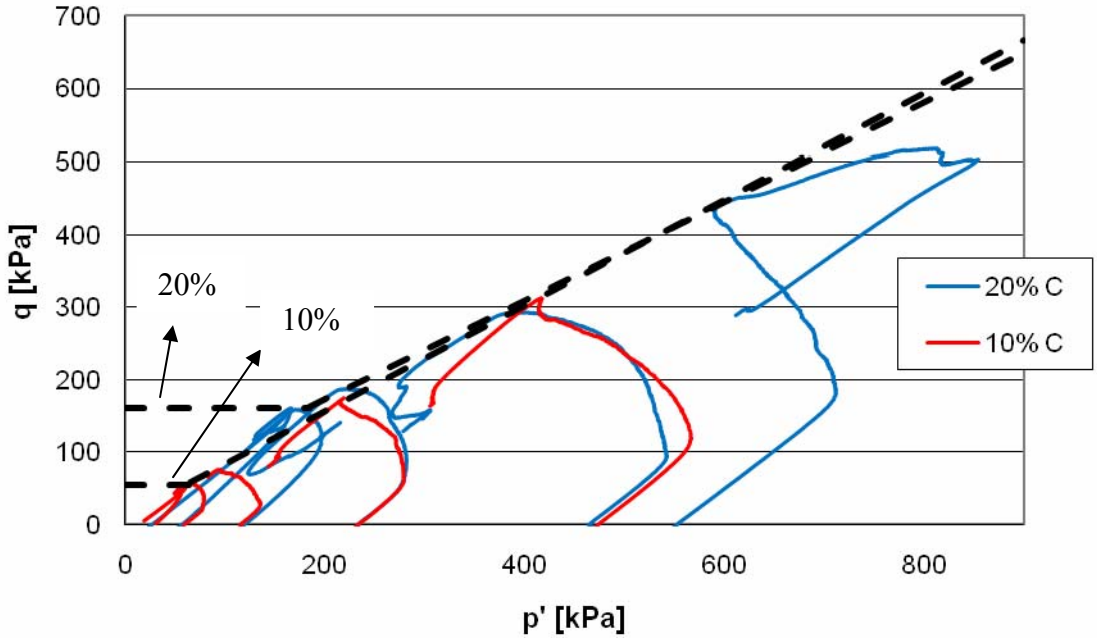
Figuur 88 : E* in functie van σ'$_c$, 20%C

5.2.2.5 Vergelijking tussen 10%Cement en 20%Cement en de ongecementeerde kaoliniet

Op onderstaande Figuur 89 is een typische bezwijkvorm van de ongecementeerde en de gecementeerde grondmonstertjes te zien. Bij de ongecementeerde kleimonsters is een duidelijke opstuiking of 'barrel' vorm zichtbaar. Bij de gecementeerde monsters is dit duidelijk niet aanwezig, hier is een afschuifvlak zichtbaar.

Figuur 89 :
Bezwijkvorm : Ongecementeerd monster, gecementeerd monster ($\sigma_c < \sigma_y$), gecementeerd monster ($\sigma_c > \sigma_y$)

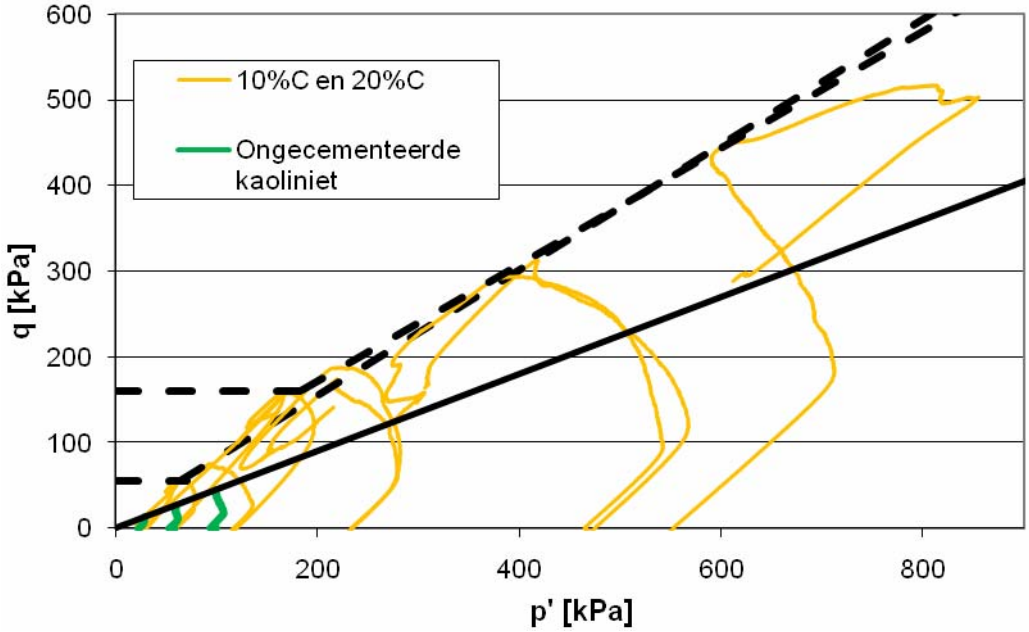
In onderstaande 'Stress path' zijn de resultaten van de 10% en van de 20% gecementeerde kleimonsters samengevat. Bij lage consolidatiespanningen($\sigma_c < \sigma_y$) is de cementatie van belang. De sterkte van de cementatieverbindingen neemt toe naarmate het cementgehalte toeneemt. Dit is in de grafiek te zien aan de stijgende cohesie. Bij hoge consolidatiespanningen ($\sigma_c > \sigma_y$)is er bijna geen invloed van de cementatiegraad te merken. De deviatorische spanning neemt op gelijke tred toe naarmate de consolidatiespanning stijgt. Het gebruik van een hoger cementgehalte heeft bij deze spanningen weinig nut.



Figuur 90 : 'Stress path' (q-p') : 10%C versus 20%C

Dat er toch ook bij deze spanningen invloed is van het cement is op de 2e grafiek (Figuur 91) duidelijk zichtbaar.

Op deze grafiek is het ongedraineerd gedrag van zowel de gecementeerde als de ongecementeerde kaolinietklei terug te vinden. De 'failure line' van de ongecementeerde klei is in volle zwarte lijn aangeduid, deze van de gecementeerde klei in zwarte stippellijn. Desondanks dat de hoeveelheid cement bij hoge consolidatiespanningen weinig invloed heeft is er toch een verbetering van het gedrag ten opzichte van de natuurlijke klei te merken. De aanwezigheid van de cement heeft dus een positieve invloed op het schuifweerstandsgedrag van de klei. Dit is waarschijnlijk te wijten aan het feit dat de cementatie nog rond de korrels aanwezig is desondanks de yieldspanning al voorbij is.



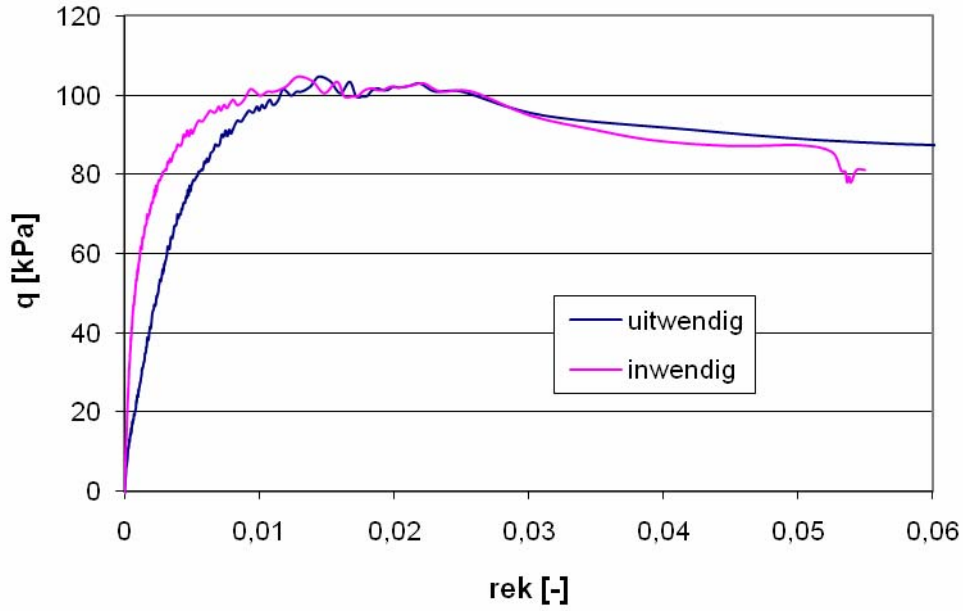
Figuur 91 : 'Stress path' (q-p') : Ongecementeerde – gecementeerde kaoliniet

5.3 Triaxiaalproeven (TXCU) met locale vervormingsmeting en Bender elementen

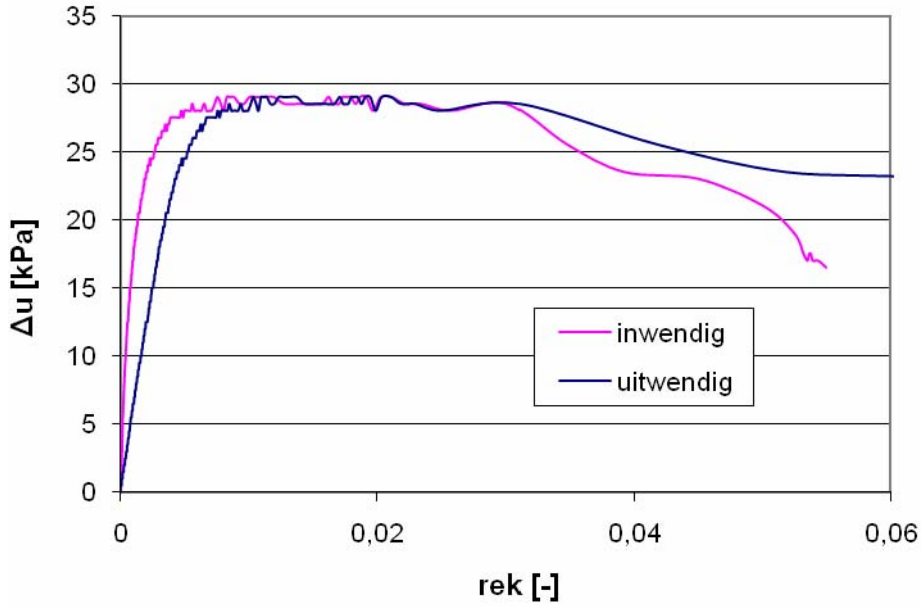
Voor de triaxiaalproeven met inwendige vervormingsmeting wordt er voor ieder cementpercentage (10% en 20% Portlandcement) 2 proeven voorzien. Er wordt een proef met een lage ($\sigma_c < \sigma_y$) en met een hoge consolidatiespanning ($\sigma_c > \sigma_y$) uitgevoerd. Het voornaamste doel bij deze beproevingen is de initiële stijfheidsmodulus en de reductie van de stijfheidsmodulus in functie van de vervorming van deze verschillende cementpercentages en consolidatiespanningen onderling te vergelijken.

5.3.1 Inwendige en uitwendige vervormingsmeting

Om de werkwijze die bij deze proef gevolgd wordt aan te tonen wordt er één monster volledig toegelicht (monster met cementpercentage van 10% en $\sigma_c = 30$kPa). De proef verloopt volgens een isotrope consolidatie en de afschuiving gebeurt spanningsgestuurd. Het spannings vervormingsdiagram van de proef bij afschuiving en het diagram met de poriënwateroverdrukken zijn hieronder weergegeven. Zowel de inwendige als de uitwendige vervorming zijn op de Figuur 92 aangeduid.

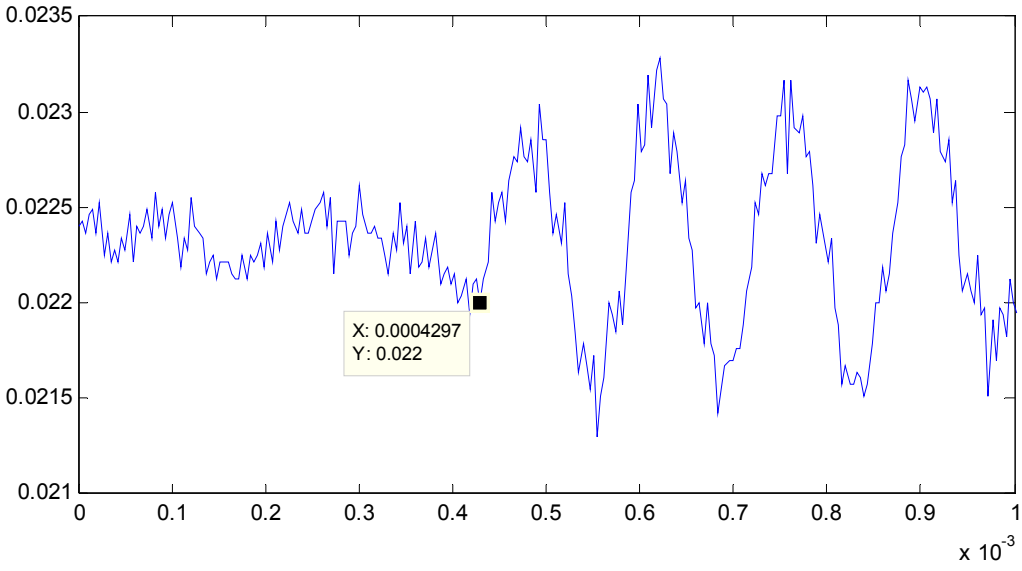


Figuur 92 : Deviatorische spanning - rek : 10%C en σ'_c =30kPa



Figuur 93 : Poriënwateroverdrukken - rek : 10%C en σ'$_c$ =30kPa

Om de initiële stijfheidsmodulus te bepalen wordt er gebruik gemaakt van de Bender elementen. Via de aankomsttijd van de s-golf kunnen we de initiële glijdingsmodulus bepalen. De aankomsttijd is in onderstaande grafiek af te leiden en bedraagt 429,7 µs. Uit deze aankomsttijd kan dan de snelheid van de golf berekend worden en hieruit kan de glijdingsmodulus afgeleid worden volgens Hoofdstuk 4, 4.5.3.1.



Om deze glijdingsmodulus nu nog om te zetten naar een Young modulus wordt volgende formulering toegepast:

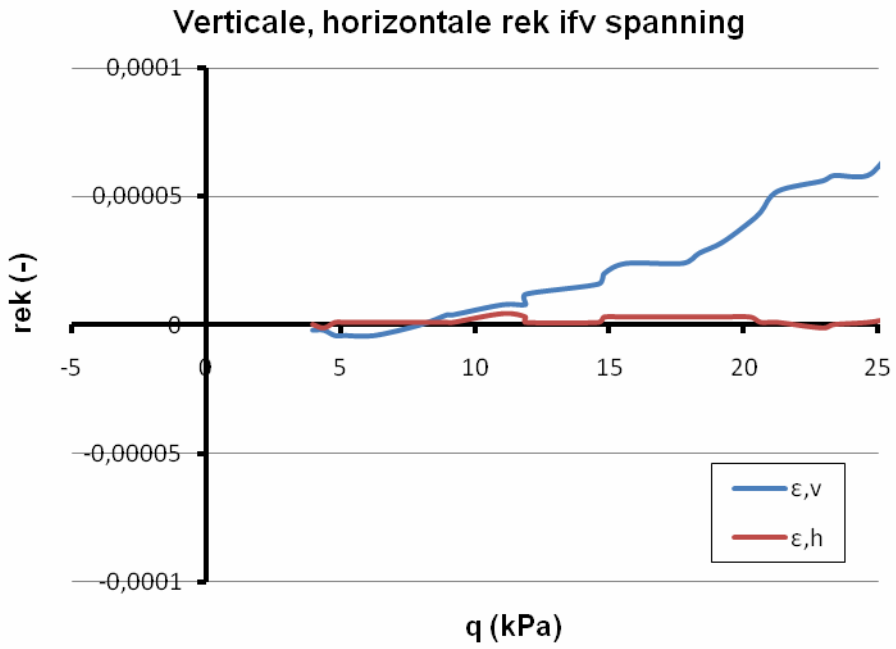
$$E_y = G * 2 * (1 + \nu)$$

Om de Young modulus te vinden is er een coëfficient van Poisson(ν) nodig. Deze wordt hieronder aan de hand van de locale horizontale en verticale rek tijdens afschuiving bepaald.

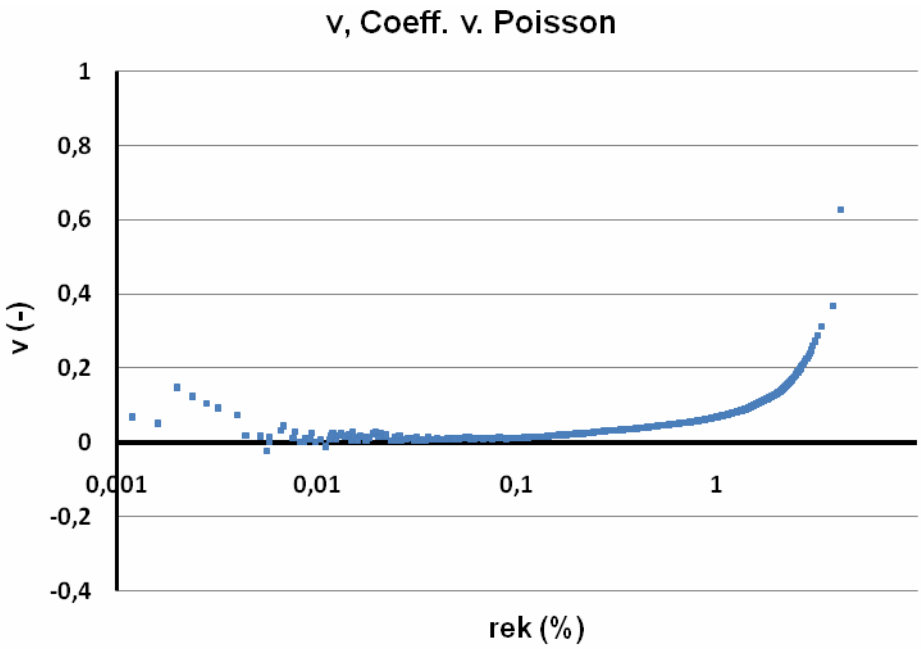
Op de eerste grafiek is de horizontale en de verticale vervorming in functie van de deviatorische spanning uitgezet. De positieve as duidt op een axiale verkorting en een radiale uitzetting.

Er is hier een trend te merken dat bij kleine spanningsniveaus (dus ook kleine vervormingsniveaus) het monster geen horizontale vervorming vertoont (dit is te zien aan de horizontale vervorming).

Op de 2e grafiek is de Poissoncoëfficient in functie van het vervormingsniveau (%) uitgezet. De coëfficiënt van Poisson schommelt bij kleine vervormingen duidelijk rond de waarde 0. Zeer kleine waarden voor de Poissoncoëfficiënt werden reeds bij Piriyakul (2005) bij kleine vervormingsmetingen op een zeer stijve klei (Boomse klei) gevonden.



Figuur 94 : Verticale, horizontale locale rek in functie van de deviatorische spanning



Figuur 95 : Coëfficient van Poisson in functie van de rek (%)

We kunnen hieruit de initiële glijdingsmodulus en Young modulus als volgt bepalen:

$$V_s = \frac{L_s}{T_s}$$

Met : V_s : snelheid v/d golf (m/s)
L_s : afstand tussen de sensoren (m)
Ts : tijd nodig om deze afstand af te leggen (s)

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2$$

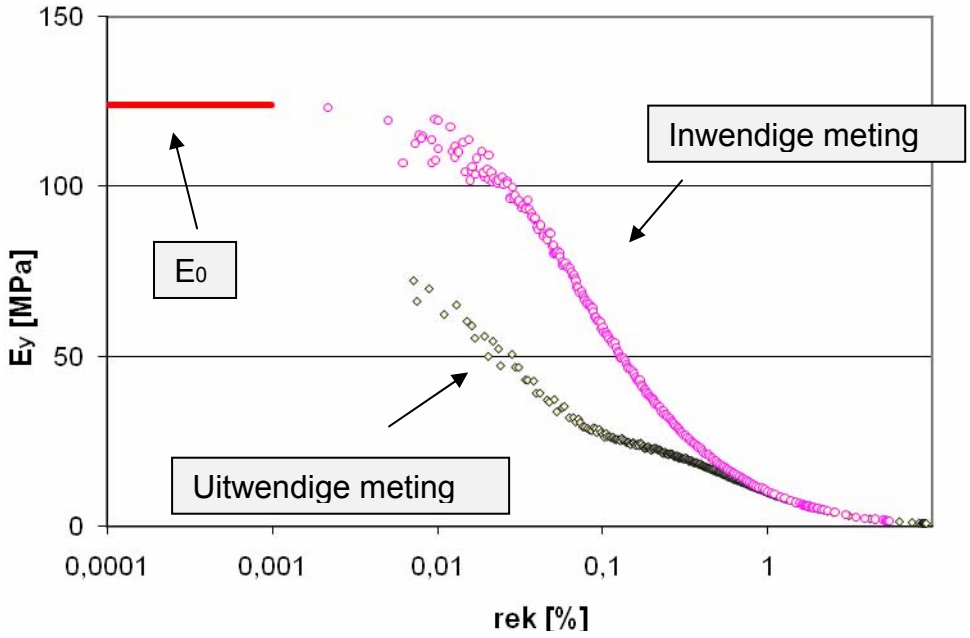
Met : G_0 : initiële glijdingsmodulus
ρ : dichtheid van het materiaal na consolidatie (kg/m³)
Vs : snelheid van de transversale golf (m/s)

$$E_0 = G_0 * 2 * (1 + \nu)$$

De Young modulus in functie van het vervormingsniveau wordt bepaald volgens Hoofdstuk 4, 4.4.4

Op Figuur 96 is de initiële stijfheidsmodulus en de stijfheidsmodulus in functie van het vervormingsniveau weergegeven. Laatste wordt zowel volgens de uitwendige als de inwendige vervormingsmeting bepaald. Er is een duidelijke degradatie van de stijfheidsmodulus in functie van het vervormingsniveau merkbaar.

Op de grafiek is een duidelijke variatie van de E-modulus tussen de inwendige en uitwendige vervormingsmeting merkbaar. Deze is nadrukkelijker naarmate het vervormingsniveau kleiner is. De bepaling van de E-modulus volgens de uitwendige vervormingsmeting geeft dus een duidelijke onderschatting van de stijfheid van het monster.
Er is eveneens een goede overeenkomst tussen de initiële stijfheid (E_0) en de curve die de E-modulus volgens de inwendige meting beschrijft.



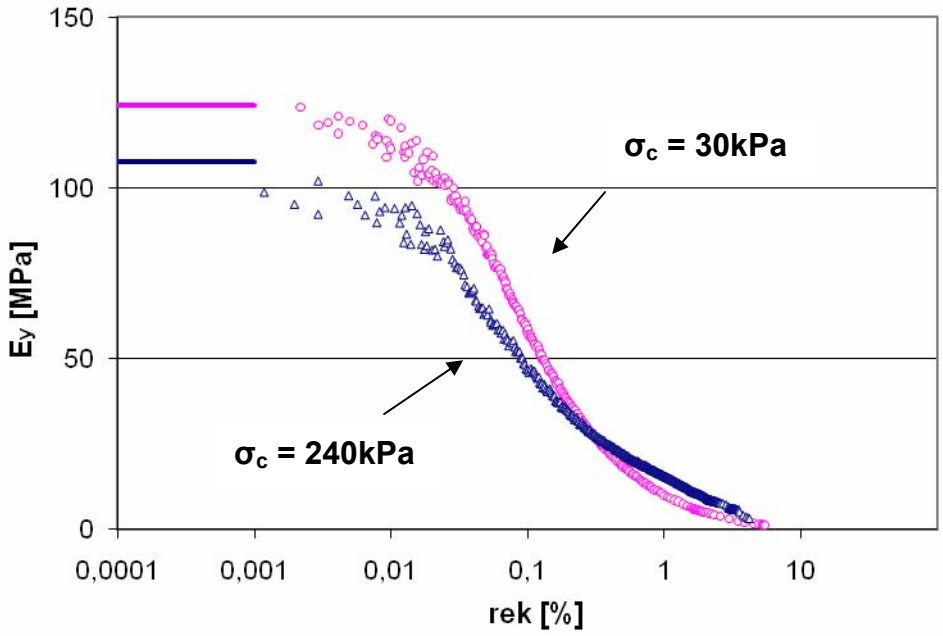
Figuur 96 : Variatie van de E-modulus in functie van het vervormingsniveau.

In de grafieken die volgen zullen enkel de curves die de E-modulus via de inwendige metingswijze bepalen gebruikt worden. Voor de bepaling van de aankomsttijd van de s-golf en de coëfficient van Poisson worden voor de 4 andere monsters in Bijlage C de nodige grafieken voorzien. De coëfficiënt van Poisson blijkt niet bij elk monster bij kleine vervormingen dezelfde waarde te hebben. Doch is er bij 3 van deze een waarde terug te vinden die rond de 0-waarde schommelt. Dit lijkt de meest logische waarde daar bij het gecementeerde monster bij zeer kleine vervormingen het monster zeer samenhangend en sterk is door de cementatie en daardoor het monster bijna niet zijdelings zal vervormen.

Voor de meeste monsters is er een goede overeenkomst terug te vinden tussen de E-modulus met inwendige vervormingsmeting en de initiële stijfheidsmodulus bepaald met de Bender elementen. Bij het monster van 20% en σ_c = 30kPa was het Bender signaal moeilijk te interpreteren.

5.3.2 Young modulus in functie van het vervormingsniveau bij 10% Cement

Voor de 10% gecementeerde kleimonsters wordt er een consolidatiespanning van 30kPa aangenomen voor $\sigma_c < \sigma_y$ en een consolidatiespanning van 240kPa voor de $\sigma_c > \sigma_y$. De proeven die in Figuur 97 te zien zijn, zijn beide ongedraineerde proeven.



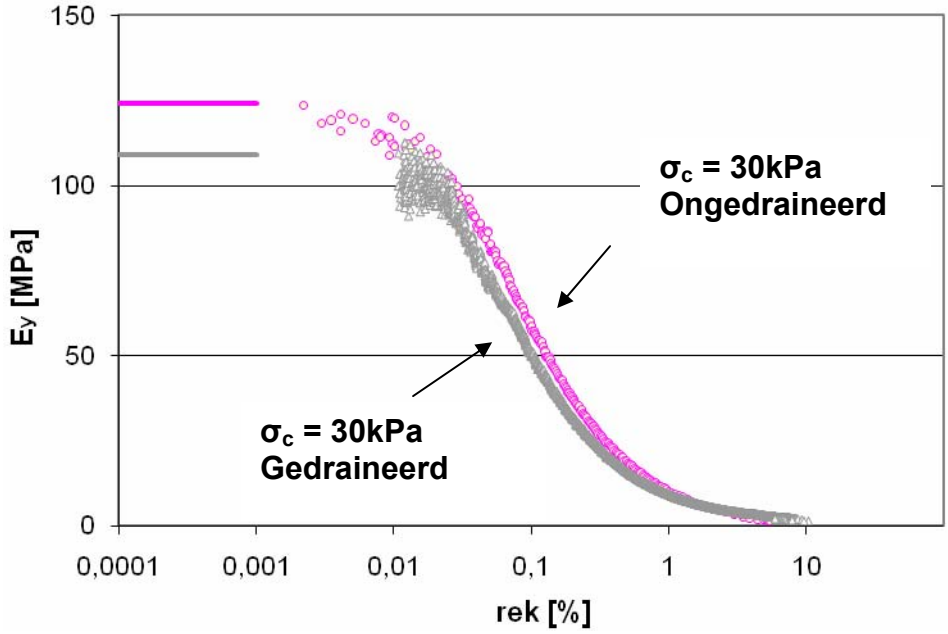
Figuur 97 : Young modulus in functie van de rek bij 10% Cement: σ_c = 30kPa en σ_c = 240kPa

Op de figuur is een duidelijke reductie van de stijfheidsmodulus met het vervormingsniveau merkbaar.

De initiële stijfheidsmodulus is desondanks de kleinere consolidatiespanning bij het monster met een σ_c = 30kPa groter dan bij het monster met een σ_c = 240kPa. Dit kan verklaard worden aan de hand van de cementatie. Bij een consolidatiespanning van 30kPa zijn slechts weinig cementatieverbindingen verbroken en wordt het gedrag bij kleine vervormingen volledig bepaald door deze verbindingen. Hierdoor gaat het monster zich zeer stijf gaan gedragen bij kleine vervormingen.

Bij de consolidatiespanning van 240kPa worden de meeste cementatieverbindingen verbroken tijdens consolidatie en gaat het monster meer compact zijn ten opzichte van dit met een σ_c = 30kPa. Bij de hoge consolidatiespanningen ($\sigma_c > \sigma_y$) zal de stijfheid gaan toenemen naarmate de consolidatiespanning toeneemt, dit werd bij de reguliere triaxiaalproeven onder puntje 5.2.2.3 reeds aangetoond. Aangezien de cementatieverbindingen verbroken zijn en het monster veel compacter is geworden, zal dit monster (σ_c = 240kPa) een ander stijfheidsgedrag vertonen dan het eerste monster(σ_c = 30kPa).

Voor de 10% Cement wordt er ook een gedraineerde triaxiaalproef met locale vervormingsmeting en Bender elementen uitgevoerd. De consolidatiespanning bedraagt voor die proef ook 30kPa. Op Figuur 98 is de Young modulus van de gedraineerde en de ongedraineerde proef bij een σ_c = 30kPa weergegeven.



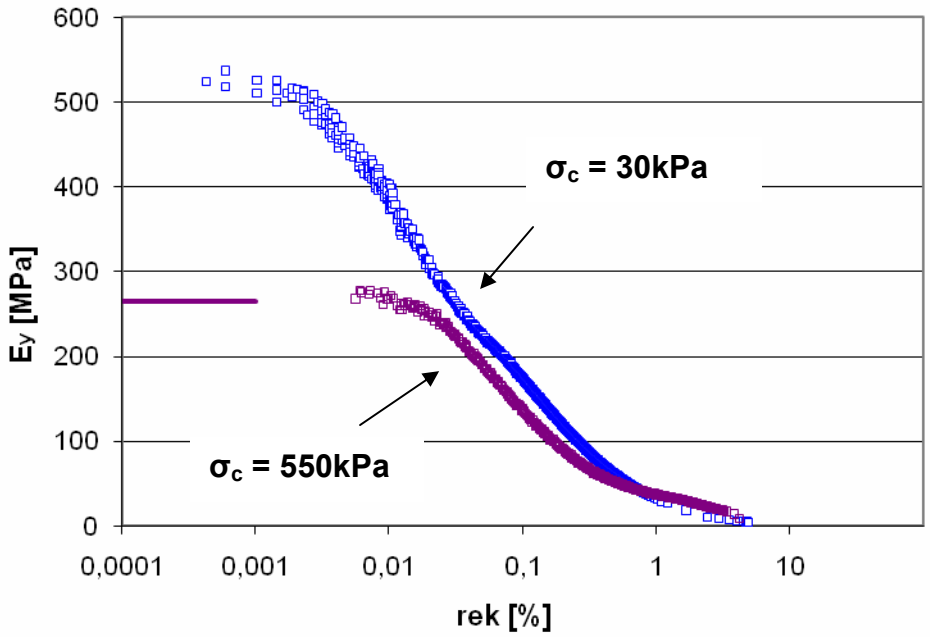
Figuur 98 : Young modulus in functie van de rek bij 10% Cement en σ_c = 30kPa : gedraineerd – ongedraineerd

Zoals verwacht kon worden vertoont de ongedraineerde proef een stijver gedrag dan de gedraineerde. De curves hebben hier wel een gelijkaardig verloop aangezien beide geconsolideerd werden tot 30kPa.

5.3.3 Young modulus in functie van het vervormingsniveau bij 20% Cement

Voor de 20% gecementeerde kleimonsters wordt er een consolidatiespanning van 30kPa aangenomen voor $\sigma_c < \sigma_y$ en een consolidatiespanning van 550kPa voor de $\sigma_c > \sigma_y$.

We kunnen terug hetzelfde gedrag zoals onder 2 besproken werd terugvinden. Voor de kleine consolidatiespanning (σ_c = 30kPa) is het stijf gedrag te wijten aan de cementatie. Voor de grote consolidatiespanning (σ_c = 550kPa) is de cementatie verbroken en het monster compacter geworden.

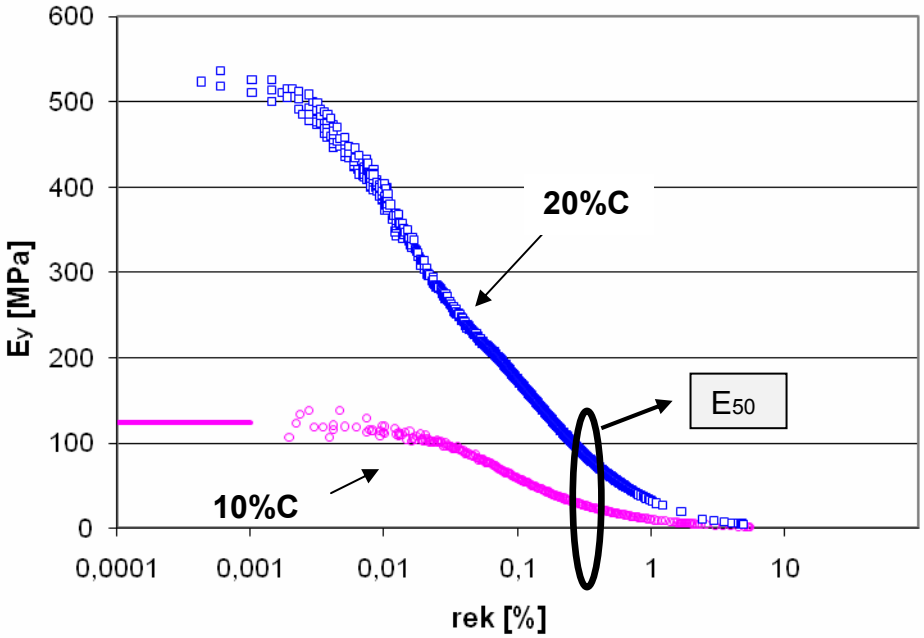


Figuur 99 : Young modulus in functie van de rek bij 20% Cement: σ_c = 30kPa en σ_c = 550kPa

5.3.4 Young modulus in functie van het vervormingsniveau : 10%C - 20%C

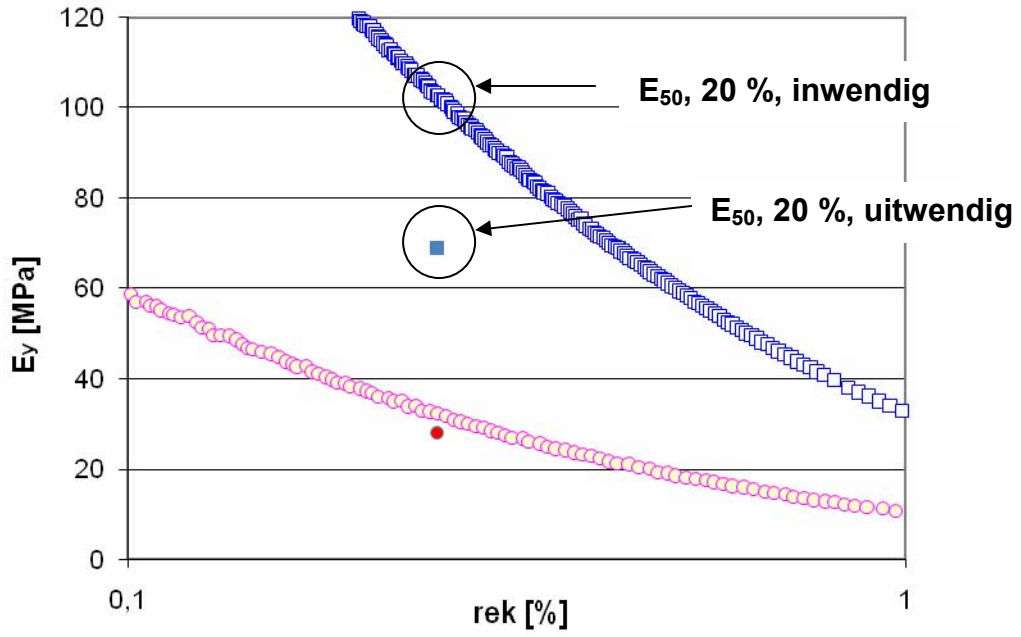
Op Figuur 100 is de Young modulus van 10% en 20% Portlandcement in de zone van de cementatie (σ_c = 30kPa) voorgesteld. Op de grafiek is ook de zone aangeduid waarin de E_{50} modulus bepaald wordt bij de vrije prismaproeven. Aangezien de vervormingsmeting hier inwendig gebeurd is wordt er evenwel een iets grotere E_{50} modulus verwacht dan bij de prismaproeven. Voor de vergelijking van de inwendig en uitwendig E_{50} modulus is er een zoom van de omcirkelde zone in figuur 101 voorgesteld. De grootteorde van de E_{50} modulus blijkt goed overeen te komen met de waarden bekomen bij de vrije prismaproeven, waarbij er zowel voor de 10% als de 20% cement een iets groter waarde via inwendige meting bekomen wordt.

Er is op de Figuur 100 duidelijk te merken dat de stijfheid bij kleine vervormingen veel hogere waarden kan aannemen dan de E_{50} .



Figuur 100 : Young modulus in functie van de rek bij σ_c = 30kPa : 10% - 20% Cement

Zoom van de met zwarte lijn omcirkelde zone:



Figuur 101: Zoom van Young modulus in functie van de rek bij σ_c = 30kPa : 10% - 20% Cement, inwendig en uitwendig bepaald

5.4 ‘Bender element monitoring’

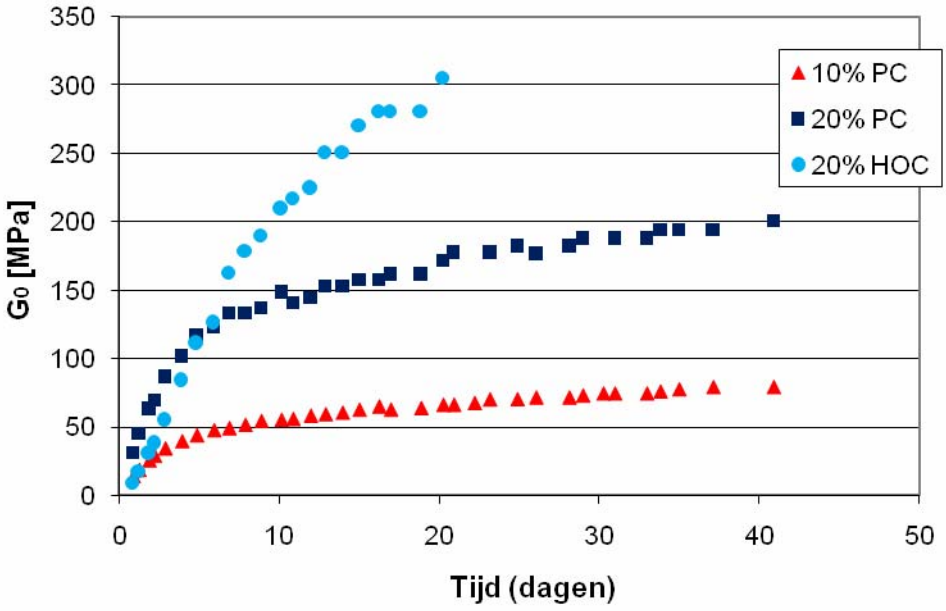
Bij de proefopstelling met ‘Bender element monitoring’ worden 3 soorten monsters beproefd: kleimengsels met 10%Portlandcement, 20% Portlandcement en 20% Hoogovencement. De meting loopt voor de Portlandcementmengsels tot rond 41 dagen. De meting met het hoogovencement is vroeger gestopt (≈ 20 dagen) aangezien door ‘cross talk’ storing het signaal moeilijk te interpreteren was.

De Benders in deze proefopstelling zijn geplaatst volgens de methode beschreven in 4.5.3, de initiële glijdingsmodulus die in de volgende grafieken gebruikt wordt is dus ook volgens deze richting bepaald.

5.4.1 Initiële glijdingsmodulus in functie van de tijd

Op de Figuur 102 is de ontwikkeling van de initiële glijdingsmodulus in functie van de tijd uitgezet. Er is een duidelijke gelijkaardige trend te merken voor de 10% en 20% Portlandcement (CEM I 52,5), de stijfheid neemt toe naarmate de tijd vordert, waarbij er een snelle toename in de eerste week na verharden te bemerken is. Nadien neemt de stijfheid nog toe, weliswaar minder snel.

Voor het hoogovencement (CEM III/B 32,5) is er een ietwat tragere stijfheidsontwikkeling ten opzichte van het Portlandcement in de eerste 4 à 5 dagen te merken waarna de stijfheid ten opzichte van het Portlandcement veel hogere waarden bereikt. Het hoogovencement toont zich dus een goede stabilisator voor de kaolinietklei, dit werd reeds bij de vrije prismaproeven ook bevonden.



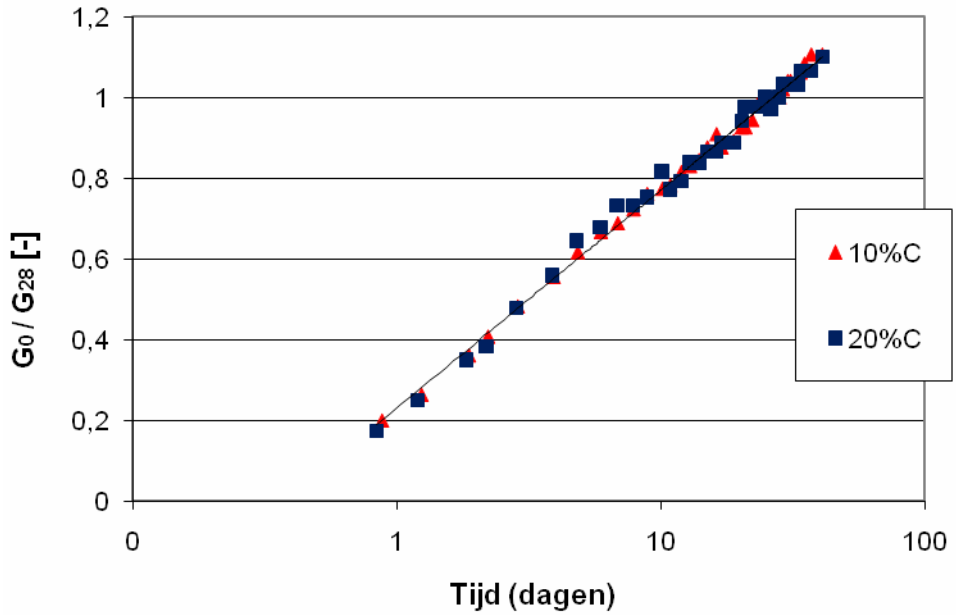
Figuur 102 : Initiële glijdingsmodulus (G_0) in functie van de tijd

De bevinding dat het hoogovencement reeds een hogere sterkte na 7 dagen geeft dan het Portlandcement kan net zoals bij de vrije prismaproeven ook hier bij de stijfheidsontwikkeling bevestigd worden. Dit desondanks de sterkteklasse van het hoogovencement (32,5Mpa) lager ligt dan de sterkteklasse van het portlandcement (52,5Mpa).

5.4.2 Genormaliseerde glijdingsmodulus in functie van de tijd

In onderstaande grafiek is een genormaliseerde stijfheidsontwikkeling van de 10% en 20% portlandcement-kleimengsels in functie van de tijd uitgezet. Als genormaliseerde stijfheid wordt de verhouding tussen de initiële stijfheid na x dagen en de initiële stijfheid na 28 dagen aangenomen. Er is een duidelijke gelijkaardige genormaliseerde stijfheidsontwikkeling van de 10% en 20% grondmonsters merkbaar waarbij de trend een logaritmische vorm aanneemt. Jammer genoeg is er bij deze proefopstelling geen verdere informatie dan ± 40 dagen beschikbaar. De lichte sterktetoename die bij de vrije prismaproeven merkbaar was kan hier dus niet bevestigd worden.

Voor het hoogovencement kunnen we deze normalisatie niet toepassen aangezien we enkel informatie tot ± 20 dagen hebben.

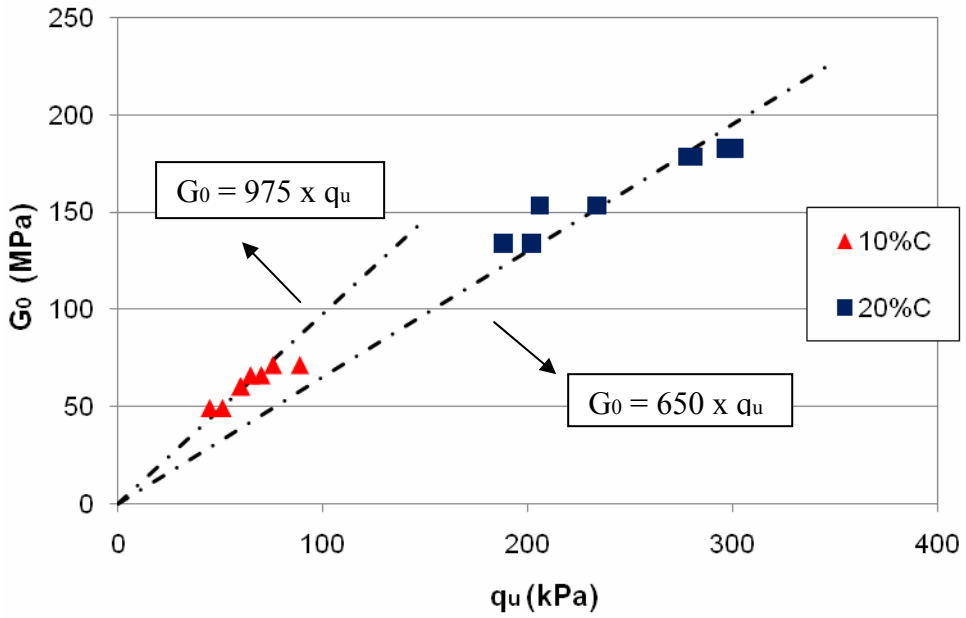


Figuur 103 : Genormaliseerde G_0 in functie van de tijd bij 10% en 20% Portlandcement

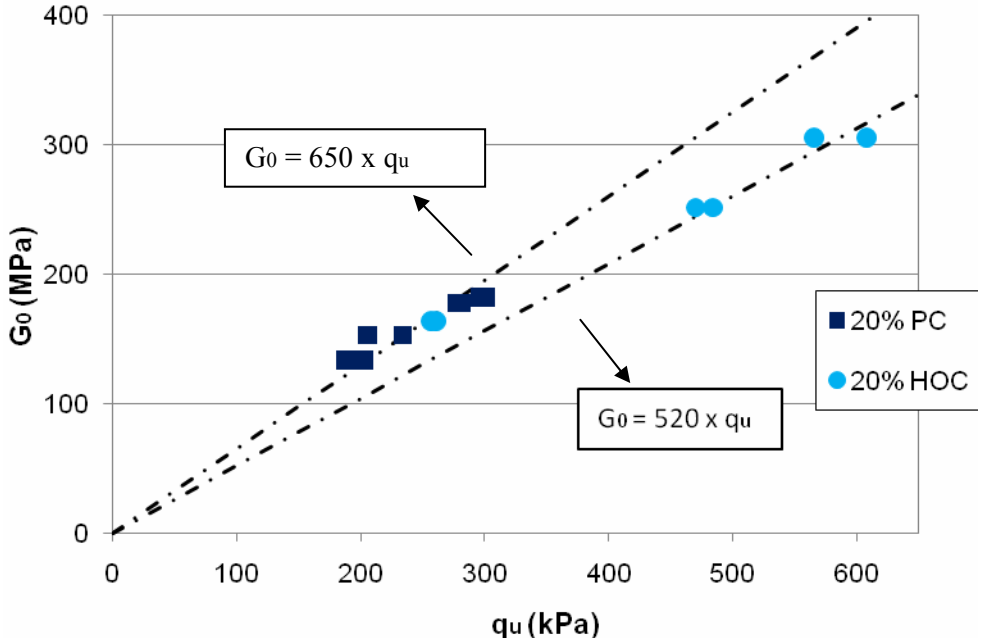
5.4.3 Initiële glijdingsmodulus in functie van q_u

We kunnen nu naar een eventueel verband tussen de sterke en de stijfheidsontwikkeling zoeken. Hiertoe kunnen we de sterkte bekomen bij de vrije prismaproeven (q_u) uitzetten in functie van de stijfheid bekomen bij de 'Bender element monitoring'. Dit gebeurt op de tijdstippen waarbij er zowel informatie van de ene als van de andere proef beschikbaar is. Dit zijn de volgende tijdstippen: 7, 14,21 en 28 dagen en dit voor de 2 reeksen van proefmonsters van de vrije prismaproeven. Het tijdstip 42 dagen kon er niet meer bijgeplaatst worden aangezien de continue Bender element meting slechts tot 40 dagen ging.

Op onderstaande figuren is dit eerst toegepast bij Portlandcement (10%-20%, Figuur 104) en vervolgens ook bij 20% Portland en Hoogovencement (Figuur 105).



Figuur 104 :G_0 in functie van q_u voor 10% en 20% Portlandcement



Figuur 105 :G_0 in functie van q_u voor 20% Portlandcement en 20% Hoogovencement

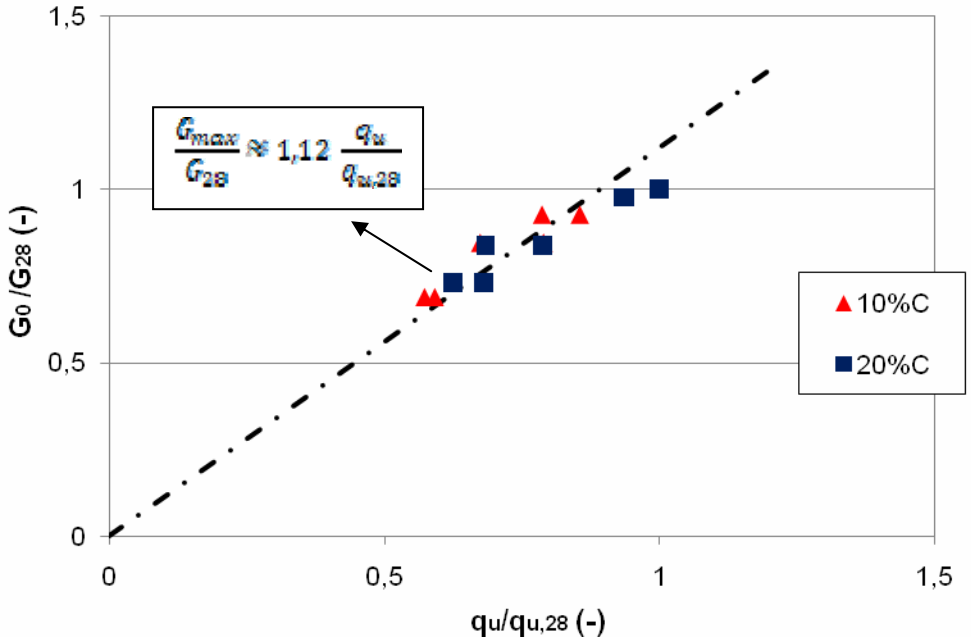
Zowel voor de 10%, 20% Portlandcement als voor de 20% Hoogovencement is er een benaderend lineair verband terug te vinden tussen de sterkte en stijfheidsontwikkeling. Enkel de grootte orde van de verhouding tussen de stijfheid en de sterkte (G_0/q_u) varieert. Deze verhouding kunnen we als volgt samenvatten:

- 10% Portlandcement : $\frac{G_0}{q_u} \approx 975$

- 20% Portlandcement : $\frac{G_0}{q_u} \approx 650$
- 20% Hoogovencement : $\frac{G_0}{q_u} \approx 520$

5.4.4 Genormaliseerde stijfheid – Genormaliseerde sterkte

Als slot kan er voor de Portlandcementmonsters eventueel gezocht worden naar een meer algemener verband dat onafhankelijk van het cementpercentage kan geschreven worden. Zo'n algemeen verband kan teruggevonden worden indien de genormaliseerde stijfheid in functie van de genormaliseerde sterkte uitgezet wordt. Als genormaliseerde stijfheid wordt dezelfde verhouding als daarnet gebruikt (G_0/G_{28}) en als genormaliseerde sterkte wordt dezelfde waarde gebruikt die reeds bij de vrije prismaproeven werd gebruikt ($q_u/q_{u,28}$). Op de Figuur 106 is er een duidelijke lineaire trend merkbaar tussen de genormaliseerde stijfheid en sterkte van de Portlandcementmonsters. De verhouding bedraagt ± 1,12.



Figuur 106 : Genormaliseerde stijfheid – Genormaliseerde sterkte voor 10% en 20% Portlandcement

Er dient wel op gewezen te worden dat de grafiek enkel tot een sterkteontwikkeling van 28 dagen is kunnen opgesteld worden en dit omdat de 'Bender element monitoring' slechts tot 40 dagen beschikbaar is. Om ook na de 28 dagen van een lineaire verhouding te spreken dienen er dus verdere opmetingen te gebeuren.

Het voordeel van deze lineaire verhouding is dat er uit de 'Bender element monitoring' naast de stijfheid ook een sterkteontwikkeling kan bepaald worden.

Aangezien de genormaliseerde stijfheid een éénduidige relatie met de tijd heeft bij een bepaalde cementsoort en een constant watergehalte (Figuur 103) dient er eigenlijk slechts één cementpercentage in de 'Bender element monitoring' beproefd te worden (in de veronderstelling dat het watergehalte een constante is). Dit geeft dan een relatie zoals op Figuur 103. Aangezien deze genormaliseerde stijfheid een lineair verband met de genormaliseerde sterkte heeft kan men na het beproeven van één monster op 28 dagen ($q_{u,28}$), met een bepaald cementgehalte en zelfde watergehalte als bij de Benders, de sterkteontwikkeling in functie van de tijd bij dit cementgehalte bepalen. Dit brengt dus het voordeel dat door een continue stijfheidsmeting via 'Bender element monitoring' er een voorspelling van de sterkteontwikkeling kan gedaan worden.

Er dient hier door de auteur op gewezen te worden dat bovenstaande momenteel nog door veel te weinig beproevingen is aangetoond om als een aanvaardbare methode te gebruiken. Het kan desondanks wel een aanzet zijn naar meer onderzoek hiernaar. Er wordt tevens ook nog op gewezen dat de proefopstelling enkel bruikbaar is voor stabilisatie van kleien met een hoog watergehalte (goed verwerkbaar).

6 Hoofdstuk 6

Conclusies

Als besluit van de thesis kunnen er een aantal conclusies getrokken worden omtrent het mechanisch gedrag de gecementeerde kaolinietklei:

- De sterkte van de gecementeerde kaolinietmonsters blijft toenemen met de tijd, zelfs na 150 dagen.
- Voor de met Portland gecementeerde kaolinietmonsters is er een gelijklopende sterkteontwikkeling terug te vinden. Deze bestaat uit een nadrukkelijke sterktetoename in de eerste 28 dagen. Na 28 dagen is de sterktetoename kleiner.
- De met Hoogovencement gestabiliseerde kleimonsters vertonen een ander sterktegedrag dan diegene met het Portlandcement. Na 7 dagen vertoont de unconfined compressive strength grotere waarden en na 21 dagen is de sterkte zowaar dubbel zo hoog als bij het Portlandcement. Dit desondanks een lagere sterkteklasse van het hoogovencement.
- Zoals uit de resultaten gebleken toont de voorspellingsmethode van Miura een goede overeenkomst met de werkelijk opgemeten sterkteontwikkeling van de Portlandcementmonsters. Aangezien deze methode zich enkel baseert op één proefmonster en hieruit voor verschillende cement en watergehaltes de sterktes voorspelt, blijkt dat deze formulering een goede potentie heeft voor het gebruik in labotoepassingen.
- Voor de E_{50} stijfheidsmodulus blijkt er zowel voor de 10% als voor de 20% cementmonsters een goede lineaire correlatie met de sterkte (q_u) te bestaan. Deze verhouding is hoger gelegen voor de 10% cementmonsters, $E_{50} \approx 320 \cdot q_u$, in tegenstelling tot de 20% cementmonsters waar $E_{50} \approx 230 \cdot q_u$.
- Desondanks de kaoliniet veel sterker en stijver wordt door de cementatie is het ook wel veel brosser geworden, dit blijkt uit de breukrek van de gecementeerde monsters.

Dit is een van de grootste nadelen wanneer er een stabilisatie van klei met cement gebeurt.

- Bij het uittesten van verschillende aanmaakmethodes (droge cement of met slurry vermengen) is gebleken dat er slechts een minieme verwaarloosbare invloed is op de sterkte bij dit aanmaakproces. Er wordt hier duidelijk bij vermeld dat de conclusie enkel toepasbaar is voor het aanmaakproces waarbij er hier gewerkt wordt, aangezien de lange tijd van vermixen (minimum 7min) en het hoge watergehalte (2xLL) een grote invloed op dit resultaat hebben gehad.
- Bij de continue stijfheidsmeting van de 'Bender element monitoring' vertoont het Hoogovencement, in de eerste 7 dagen van verharden, een tragere stijfheidsontwikkeling dan het Portlandcement. Desondanks vertoont het daarna een grotere stijfheid met een bijna verdubbeling na 21 dagen. De 10% en 20% met Portland gecementeerde monsters tonen een gelijkaardige stijfheidontwikkeling die een lineair verband vertoont met de sterkteontwikkeling bekomen bij de vrije prismaproeven. Dit laatste is enkel voor monsters met een verhardingsduur van 28 dagen aangetoond kunnen worden.
- Uit de TXCU proeven blijkt er een belangrijk gedragverschil te zijn bij hoge en lage consolidatiespanningen:
    - Wanneer de effectieve consolidatiespanning lager is dan de σ_y, dan is er geen invloed van de consolidatiespanning te merken op de maximale deviatorische spanning. Dit kan verklaart worden doordat hier de cementatieverbinding de hoofdrol speelt. Bij deze spanningsniveaus is de cohesie van belang en neemt deze toe naarmate het cementgehalte toeneemt.
    - Indien de effectieve consolidatiespanningen hoger zijn dan de σ_y, dan neemt de maximale deviatorische spanning toe naarmate de consolidatiespanning stijgt. Dit is het gevolg van 'debonding' en het verkrijgen van een compactere structuur bij deze spanningen.

  De invloed van de cementatie is desondanks het verbreken van de vele cementatieverbindingen nog steeds te merken aan de hogere sterkte ten opzichte van de ongecementeerde kaolinietklei. De 10% en 20% gecementeerde monsters tonen bij hoge effectieve consolidatiespanningen een gemeenschappelijke 'failure line' (bezwijkingslijn).
- Uit de TXCU's met locale vervormingsmeters en Bender elementen is de variatie van de stijfheid met het vervormingsniveau aangetoond. Er is duidelijk te merken dat zowel voor hoge als voor lage consolidatiespanningen het gedrag van de gecementeerde kaolinietklei niet lineair kan zijn.

Bijlagen:

Bijlage A: Overzicht monstervoorbereidingen, Bhadriraju (2005)
Bijlage B: Resultaten voorbereidende vrije prismaproeven
Bijlage C: Gegevens Triaxiaalproeven met locale vervormingsmeting

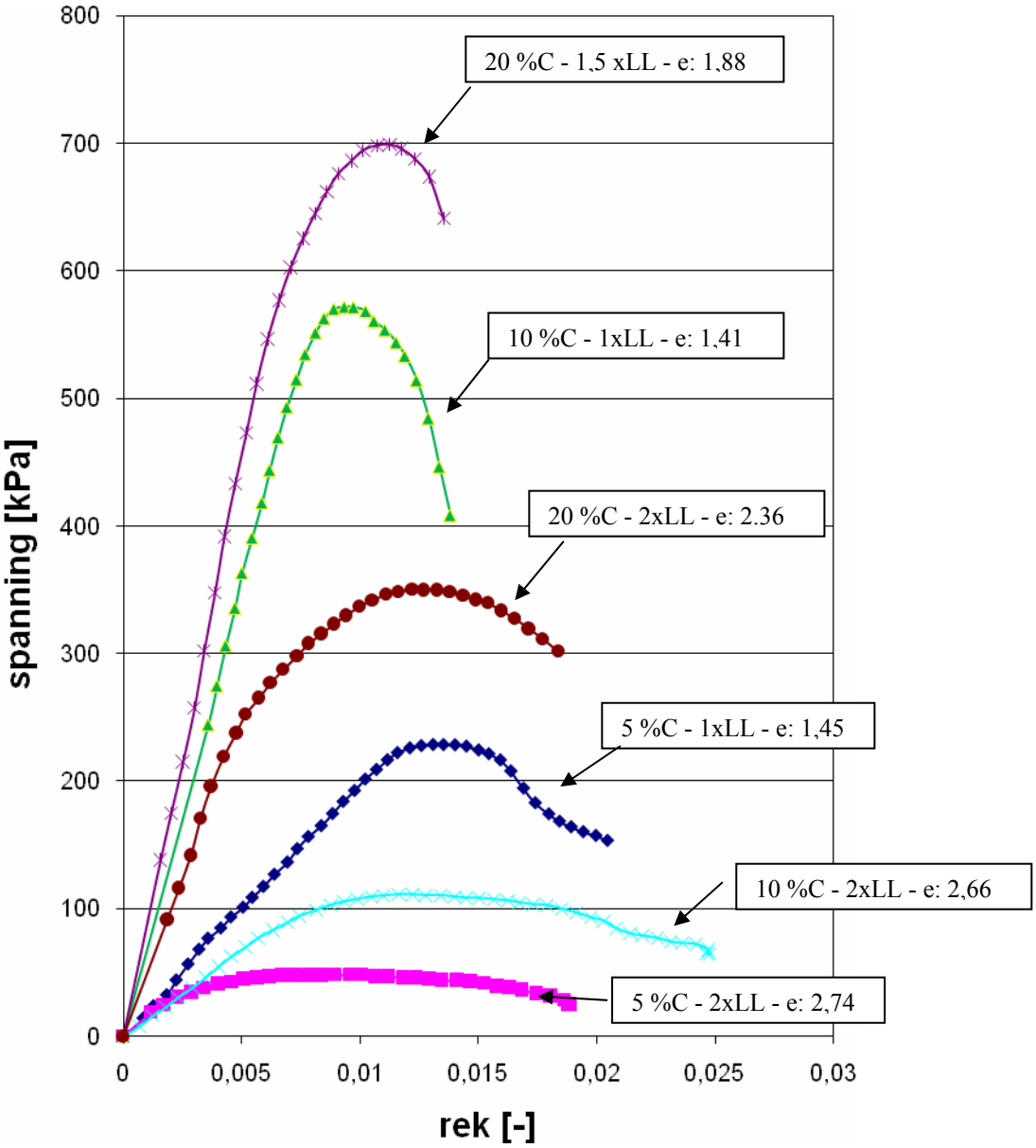
Preparation standards	Field sampling and storage	Sample preparation molds	Type of soil mixer	Sample preparation procedure	Curing conditions
Japanese Geotechnical Society, JGS 0821-2000, Section 7.2	Thin walled sampling, store the specimens at original water content	The standard size of the mold is defined to create a specimen with 5-cm diameter and 10-cm height.	Domestic dough mixer with 5,000 to 30,000 cm^3 mixing bowl and hook type paddle, capable of 120 to 300 rpm planetary motion (Figure 2.15)	Mixing duration: 10 minutes with occasional hand mixing, compacted in 3 lifts with poking using 5 mm metal rod and light tamping to exclude air voids	The sample ends are properly sealed with specified sealants and stored at 20±3°C for specified time at 95% relative humidity
EuroSoilStab, CT97-0351. (Project No. BE 96-3177)	Tube, piston or Delft samplers, stored at *in situ* conditions	Plastic tubes or plastic coated cardboard, 5 cm diameter and 10 cm height coated with oil or wax in the inner side	dough mixer or kitchen mixer with sufficient capacity and rpm for all soil types	Mixing duration: 5 minutes and is a variable depending on the soil type. Circular steel stamp 10 mm thick and 45 mm diameter, attached to a 50 mm long rod. Static load of 100 kPa may be used for 2 seconds on each layer	No mention of humidity, store samples at a constant temperature of 18-22 °C in properly sealed conditions

Overzicht monstervoorbereidingen, deel A

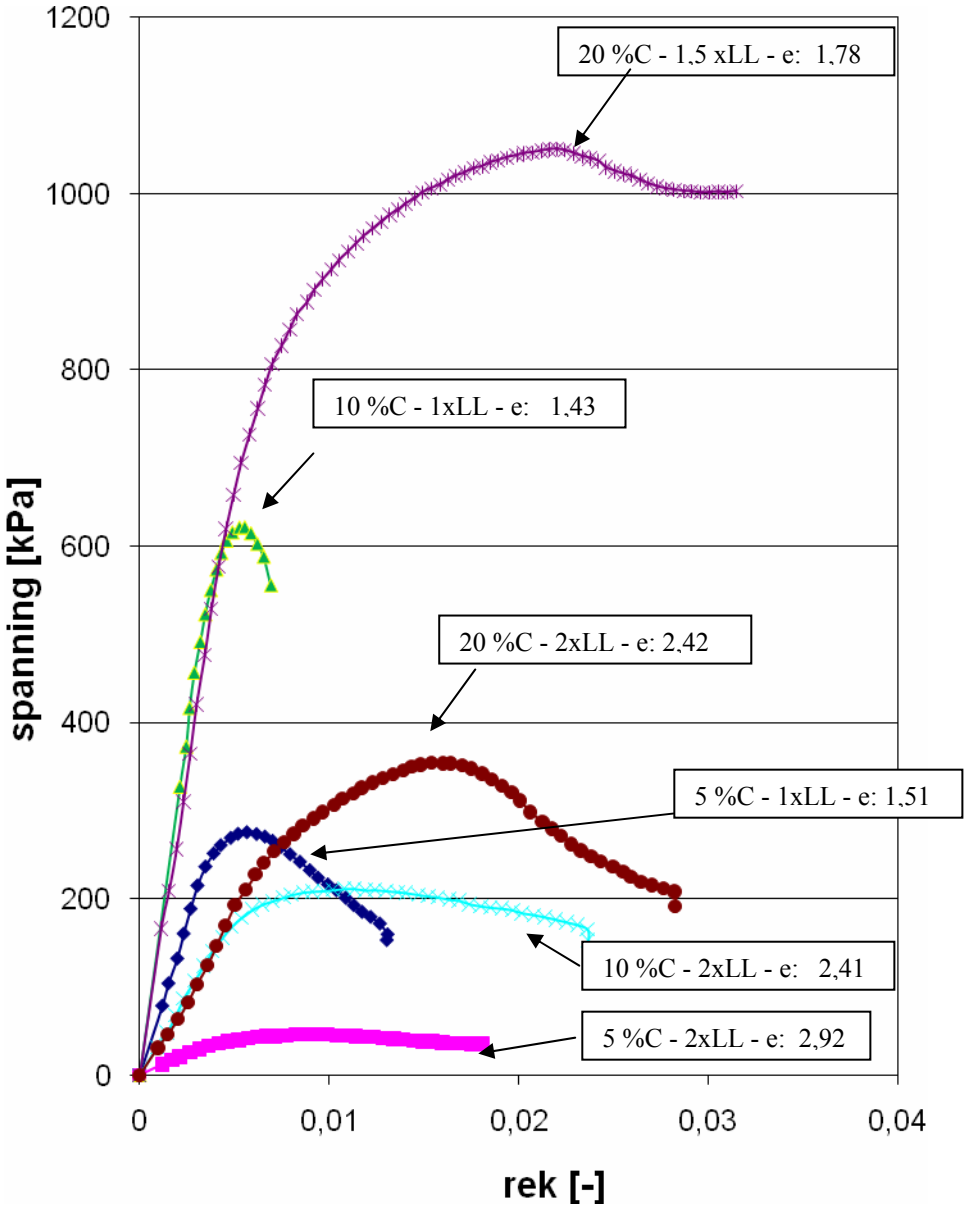
Al-Tabba et al. (1999) and Shen et al. (2003)	N/A	50, 100 and 150 mm diameter soil mixed columns are prepared in test pits with same principle as the DM column installing machine in field	Sensor controlled speed and rpm of the augers. The equipment mainly consists of slurry injection part, a mixing device and controlling panel pressure control	Control panel operated and is dependant on soil type. Injection pressure can be adjusted from several kPa to several hundred kPa. Consolidation pressure can be simulated through air pressure	Cured at room temperature for a specific curing period
Jacobson et al (2002), Virginia Tech and VDOT, United States	Bulk samples with minimized exposure to air and stored at 100% RH at 20°C	50 mm diameter and 100 mm tall one time use plastic molds which can be easily during sample extraction	Kitchen aid dough mixer with dough hook. Outer spindle rotating at 155 rpm and inner spindle at 68 rpm to mix sufficient sample to form a batch of eight	Mixing duration of 5 minutes with intermittent hand mixing. 25 mm (1 inch) thick lifts in molds, poking with 5 mm brass rods evenly 25 times. 100 kPa pressure for 5-10 seconds using a 48 mm aluminum piston.	Cured at 100% relative humidity and 20±3 °C for 7, 14, 28 and 56 days

Overzicht monstervoorbereidingen, deel B

Spanning-vervormingsdiagram na 28 dagen:

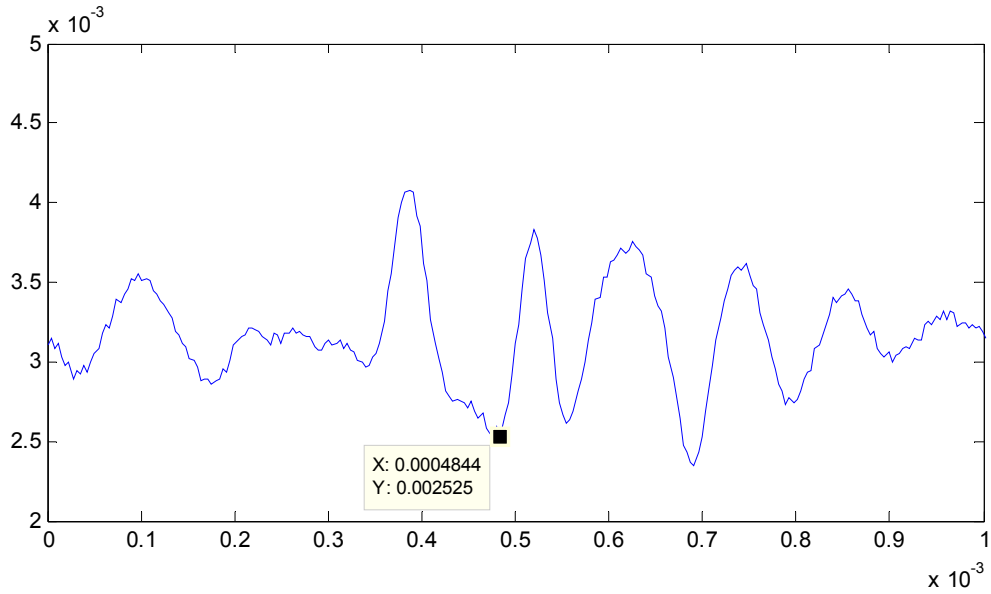


Spanning-vervormingsdiagram na 42 dagen:

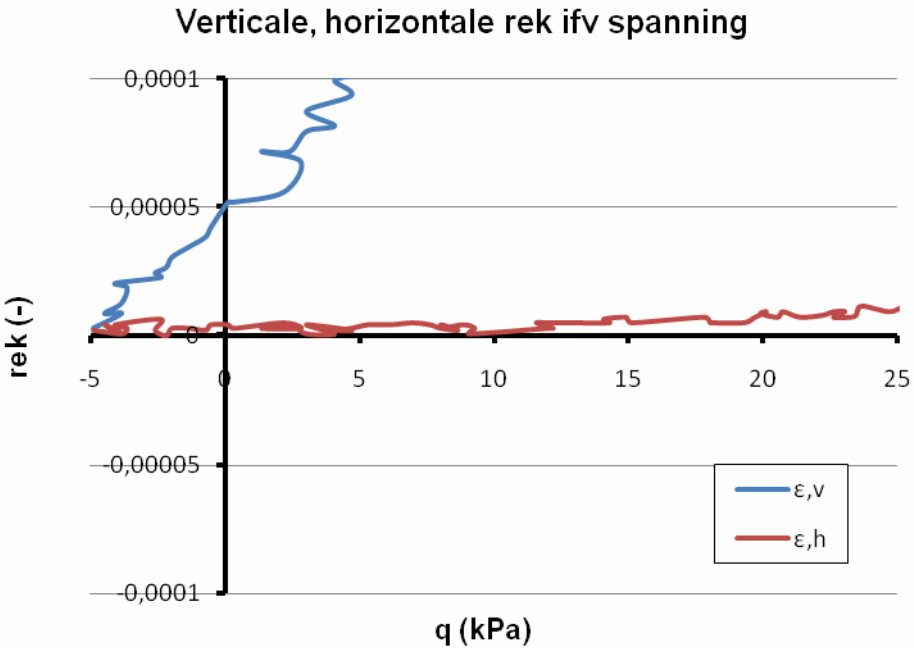


10%C , σ_c = 240kPa ,ongedraineerde proef.

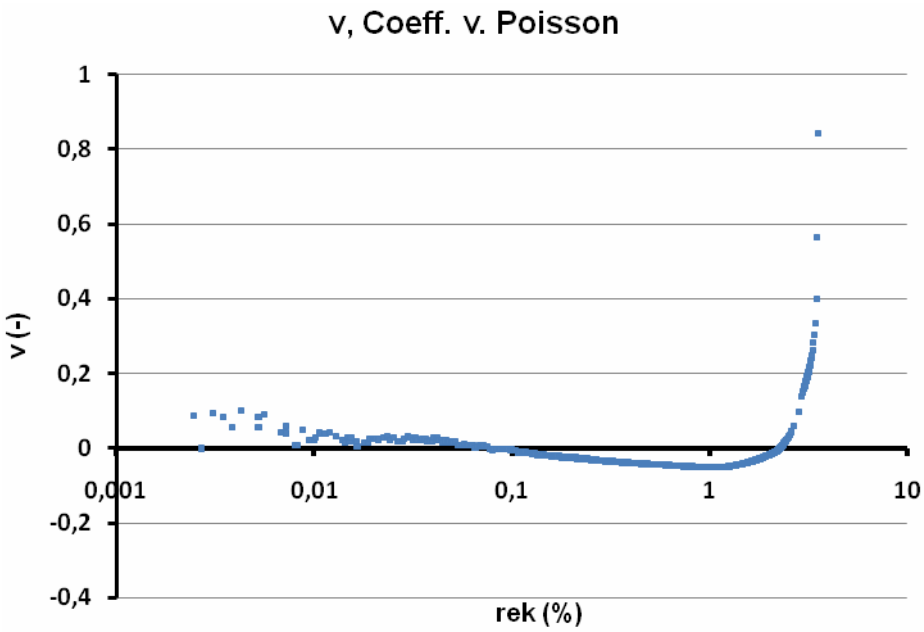
Signaaltijd, T_s



Verticale, horizontale rek i.f.v. spanning

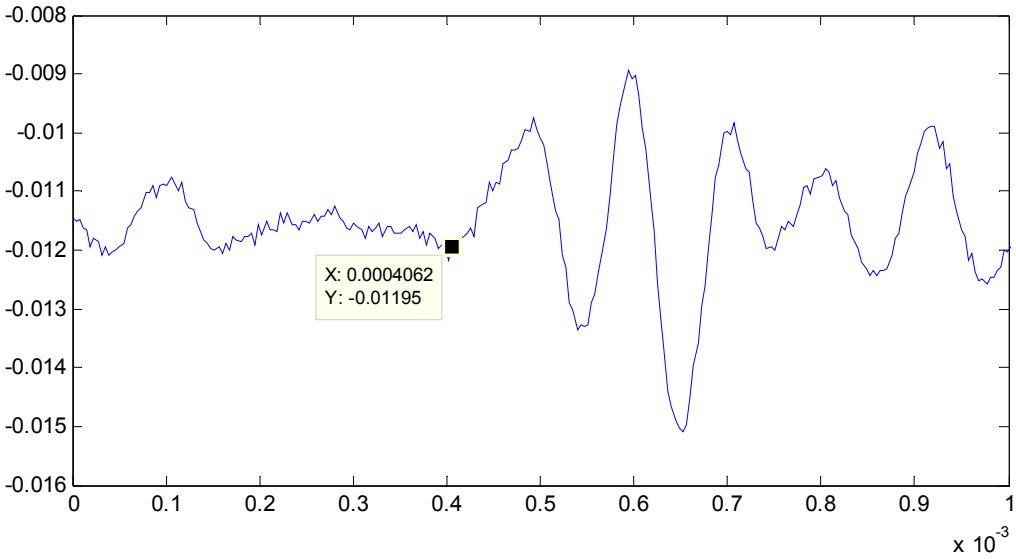


Coëfficient van Poisson i.f.v. rek(%)

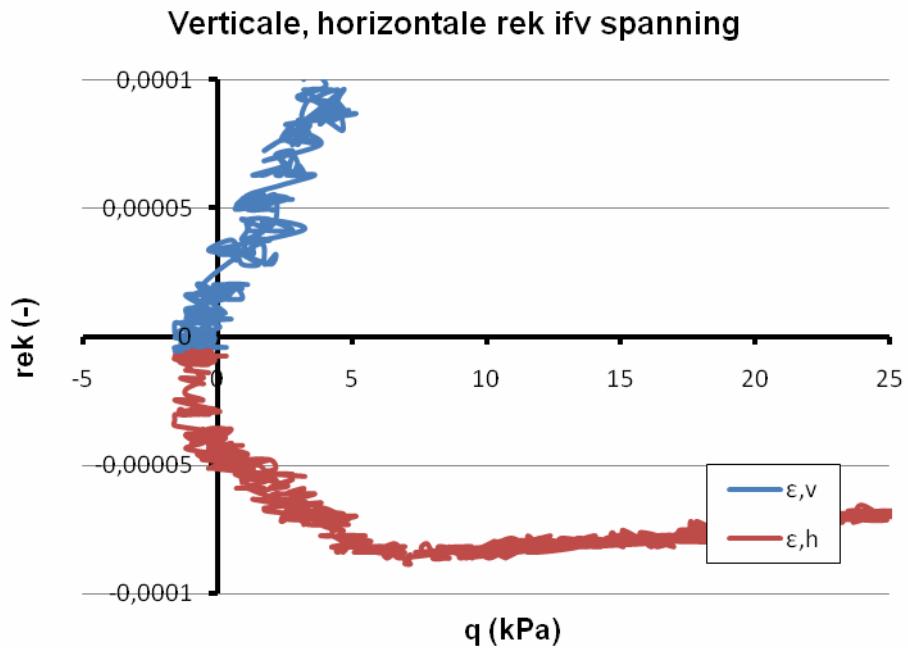


<u>10%C , σ_c = 30kPa ,gedraineerde proef.</u>

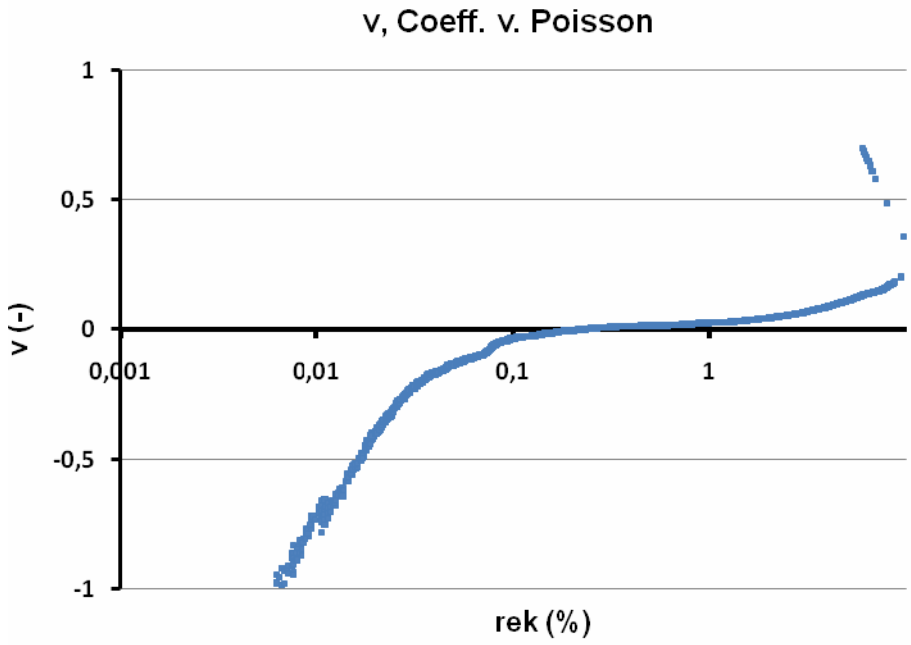
Signaaltijd, T_s



Verticale, horizontale rek i.f.v. spanning

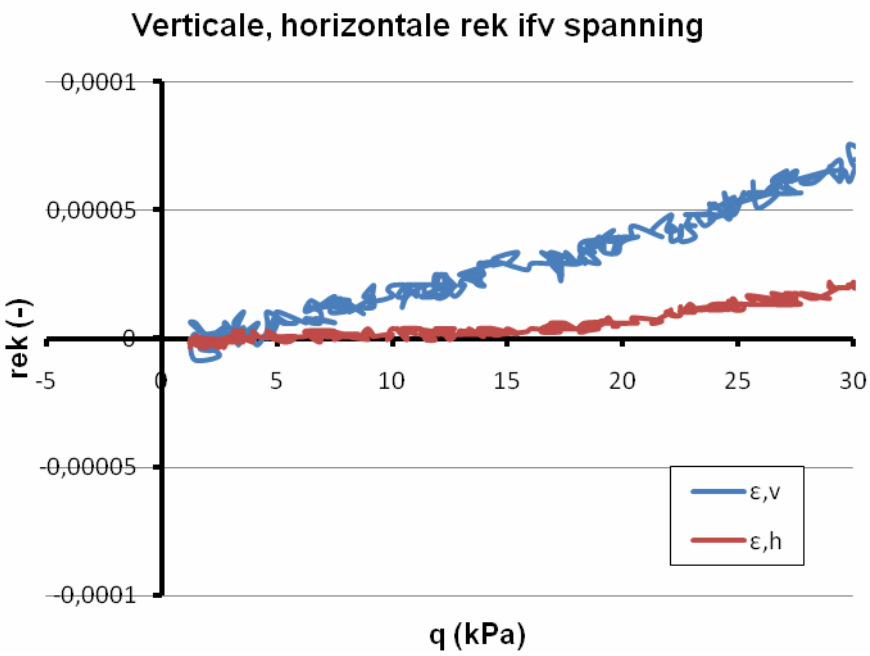


Coëfficient van Poisson i.f.v. rek(%)

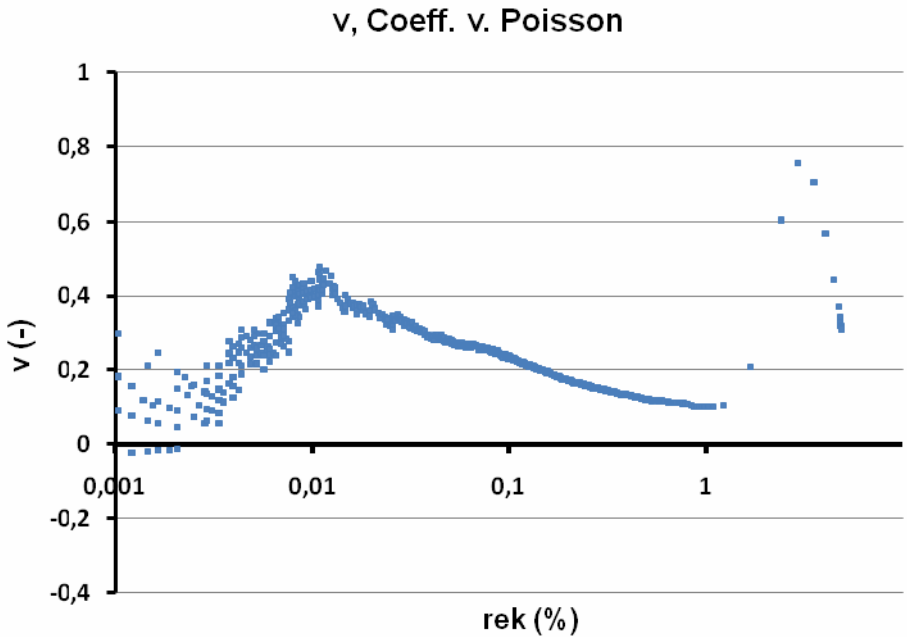


20%C , σ_c = 30kPa ,ongedraineerde proef.

Verticale, horizontale rek i.f.v. spanning

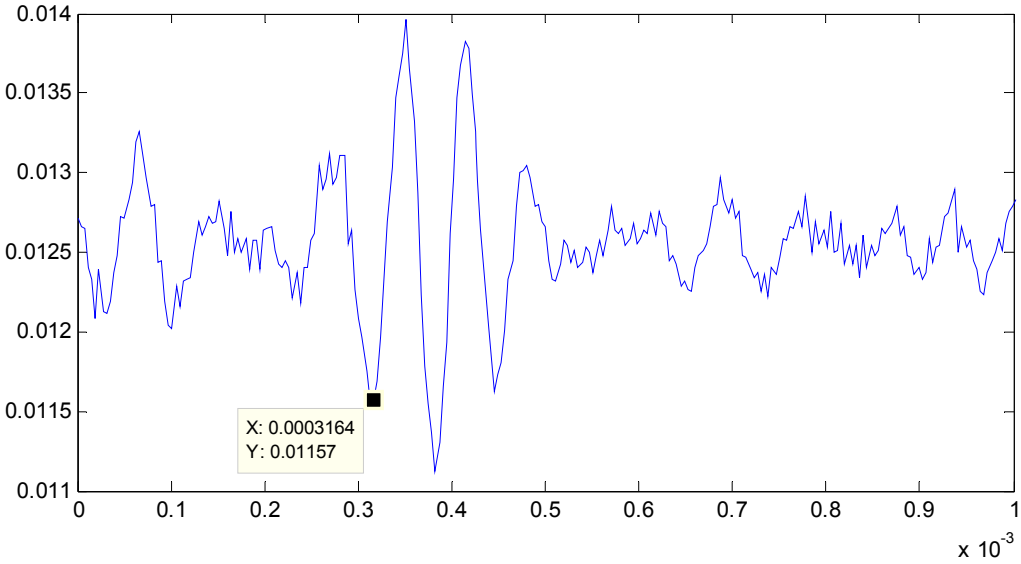


Coëfficient van Poisson i.f.v. rek(%)

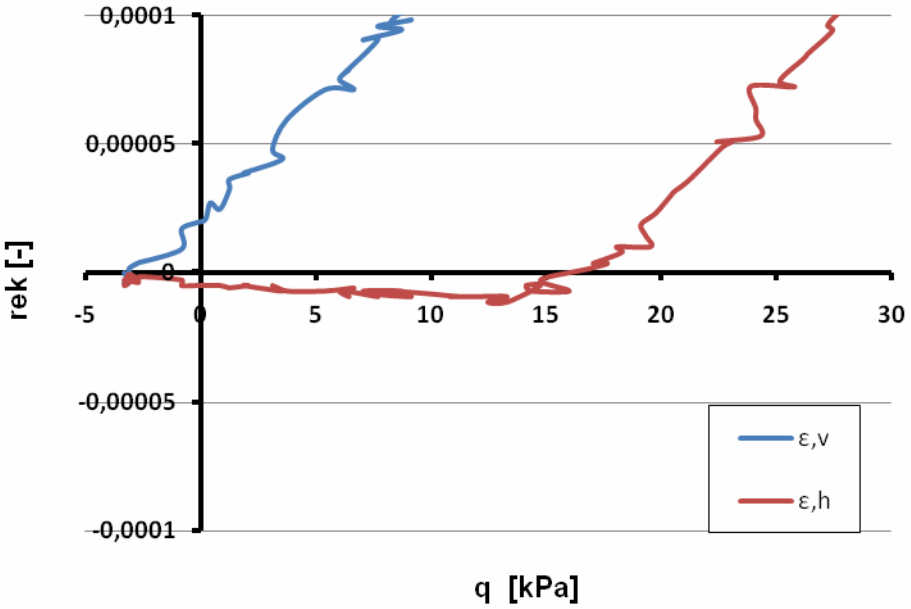


20%C , σ_c = 550kPa ,ongedraineerde proef.

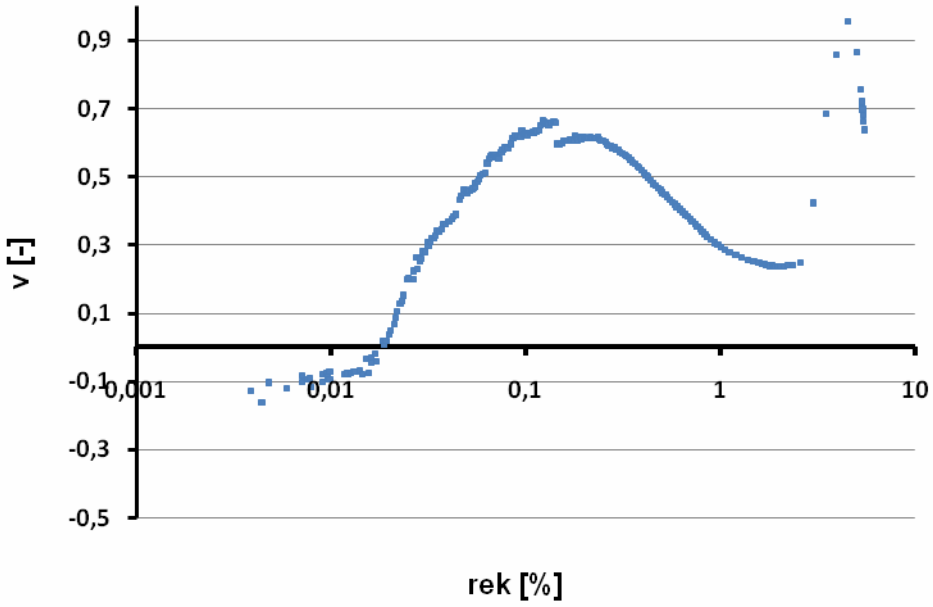
Signaaltijd, T_s



Verticale, horizontale rek i.f.v. spanning



Coëfficient van Poisson i.f.v. rek(%)



Referenties:

***Geraadpleegde geschreven bronnen**:

[1] ASTM, *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*, ASTM D 2166-00, 2000

[2] ASTM, *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for CohesiveSoils*, ASTM D4767-95, 1995

[3] Åhnberg H., *Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products*, Deep Mixing '05, 195-202

[4] Bergado D., Lorenzo G., Teerawattanasuk C., *Geotechnical properties of soft Bangkok clay related to cement stabilization and drainage consolidation as well as numerical modeling*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004, 587-606

[5] Chew S.H., Kamruzzaman A.H.M., Lee F.H., *Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Teated Clays*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, juli 2004, 696-7063

[6] Consoli. N.C., Rotta G.V., Prietto P.D.M., *Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils*, Géotechnique 50, No.1, 2000, 99-105

[7] *EuroSoilStab : development of design and construction methods to stabilize soft organic soils. Design guide soft soil stabilization*, CT97-0351. Project No. BE-96-3177. European Commission Industrial & Materials Technologies Programme

[8] Feda J., *Behaviour of a cemented clay*, Can. Geotech. Journal, 1995, 899-904

[9] Head K.H., *Soil Laboratory Testing, vol.3*

[10] Horpibulsuk S., Miura N., Nagaraj T.S., *Clay-Water/Cement Ratio Identity for Cement Admixed Soft Clays*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, februari 2005, 187-192

[11] Horpibulsuk S., Miura N., *A new approach for studying the behavior of cement stabilized clays*, 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering *(ISSMGE)*,Istanbul, Turkey, Vol.3, 2000,1759-1762

[12] Horpibulsuk S., Miura N., Bergado D.T., *Undrained Shear Behavior of Cement Admixed Clay at High Water Content*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, 1096-1104

[13] Hou. L.F., Ghee C.K., Dasari G.R., *Effects of curing stress on mechanical properties of cement treated soft marine clay*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004, 217-222

[14] Ismail M.A., Joer H.A., Sim W.H., Randolph M.F., *Effect of Cement Type on Shear Behavior of Cemented Calcareous Soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, juni 2002, 520-529

[15] Lee J.S., Santamarina J.C., *Bender elements: Performance and Signal Interpretation*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, September 2005, 1063-1070

[16] Lorenzo G.A., Bergado D.T., *Fundamental Characteristics of Cement-Admixed Clay in Deep Mixing*, Journal of materials in Civil Engineering, ASCE, 2006, 161-174

[17] Lorenzo G. A., Bergado D.T., *Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay-New Approach, Journal of Geotechnical an Geoenvironmental Engineering*, 2004, 1042-1050

[18] Madshus C., Dyvik R., *Lab measurement of G_{max} Using Bender Elements*, Proc. , ASCE Convention on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, 1985, 186-196

[19] Miura N., Horpibulsuk S., Nagaraj T.S., *Assessment of strength development in cement admixed high water content clays with Abram's law as a basis*, Géotechnique 53, No.4, 439-444

[20] Nagaraj T.S., Miura N., *Soft clay behaviour: analysis and assessment*, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001

[21] Piriyakul K., *Anisotropic Stress-Strain Behavior of Belgian Boom Clay in the Small Strain Region*, Ph. Doctoral these, 2006

[22] Porbaha A., Shibuya S., Kishida T., *State of the art in deepmixing technology. Part III : Geomaterial characterization*, Ground Improvement 4, No.3, 2000, 91-110

[23] Reinhardt H.W., Grosse C.U., *Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete*, Construction and Buiding Materials 18, 2004, 145-154

[24] Snelson D.G., Wild S., O'Farrell M., *Heat of hydration of Portland Cement-Metakaolin-Fly ash (PC-MK-PFA) blends*, Cement and Concrete Research 38,2008, 832-840

[25] Tan T.S., Yong K.Y., Goh T.L., *Properties of Singapore Marine Clays Improved by Cement Mixing*, Geotechnical Testing Journal, vol.25, No.4, 2002, 422-432

[26] Tatsuoka F., Kohata Y., Uchida K., Imai K., *Deformation and Strength Characteristics of Cement-Treated Soils in Trans-Tokyo Bay Highway Project*, Proceedings, IS-TOKYO '96/2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 1996, vol.1, 453-459

[27] Tatsuoka F., Kobayashi A., *Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay*, Proceedings of the 8th European Conference on SMFE, Vol.8, No.1, 1983, 421-426

[28] Terashi M., Kitazume M., *The deep mixing method: principle, design and construction*, 2002

[29] Van Impe W.F., *Soil Improvement Techniques and Their Evolution*, A.A. Balkema, Rotterdam, 1989

[30] Van Impe W.F., *Soil Improvement experiences in Belgium. Part I : Overview and dynamic compaction*, Ground Improvement 1, No.3, 1997, 147-155

[31] Van Impe W.F., Verástegui F. R.D., Mengé P., Van den Broeck M, *Stabilisation of dredged sludge with different types of binder*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004, 197-200

[32] Van Impe W.F., Verástegui F. R.D., *Deep mixing in underwater conditions : a laboratory and field investigation*, Ground Improvement 10, No.1, 2006, 15-22

[33] Verástegui F. R.D., Van Impe W.F., Afschrift P., *Lime-cement mixing for improvement of alluvial soft Belgian soil*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004, 241-246

[34] Yamamoto T., Suzuki M., Fujimoto T., Okabayashi S., *Strength increase of cement stabilized soil due to initial consolidation*, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, 2004, 211-216

***Geraadpleegde digitale bronnen**:

[1] www.engineeringvillage.com

[2] www.sciencedirect.com

[3] www.cbr.be

[4] www.ccb.be

[5] Deep Mixing ‘05

[6] ABC van cement en beton