

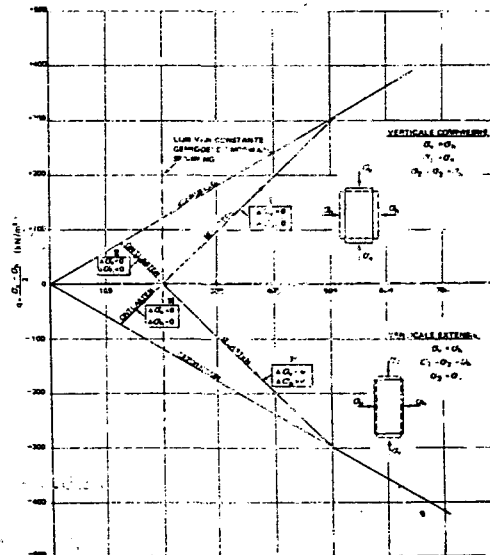


laboratorium voor grondmechanica delft
 delft soil mechanics laboratory

B5 85.21

STUDIE-ONDERZOK AFSCHUIVING STREEKBAAR-MIDDEL

DEEL II: TERREIN- EN LABORATORIUMPROEVEN



laboratorium voor grondmechanica

stichting waterbouwkundig laboratorium



postbus 69, 2600 AB delft
stieltjesweg 2, delft
telefoon 015-569223
telex: 38234 soil nl
postgiro: 234342
bank: mees en hope nv delft
rek.nr. 25.92.35.911
(giro: 6400)
k.v.k. S 145040 delft

STUDIE-ONDERZOEK AFSCHUIVING STREEFKERK-MIDDEN

DEEL II: TERREIN- EN LABORATORIUMPROEVEN

Maart 1985

Dict./Type Bau/fs



DEEL II. TERREIN- EN LABORATORIUMONDERZOEK

Hoofdstuk 0. Inleiding

Hoofdstuk 1. Het bestudeerde profiel

1. Keuze van het bestudeerde profiel
2. Beschrijving van het oorspronkelijk geprojecteerde profiel en historisch overzicht van de aanleg

Hoofdstuk 2. Terreinwerk en grondgesteldheid

1. Overzicht van het uitgevoerde terreinwerk
2. Grondonderzoek
 - 2.1. Boringen AA, BB en CC
 - 2.2. Vane tests
 - 2.3. Pressiometerproeven
3. Grondgesteldheid
 - 3.1. Korte beschrijving van de grondgesteldheid in het gebied van de afschuiving
 - 3.2. Nadere beschrijving in het bestudeerde profiel
4. De waterspanningen in de stationaire toestand
 - 4.1. Waterspanningen in de cohesieve lagen
 - 4.2. Potentiaal in het pleistocene zand
 - 4.3. Potentiaal in de overgangszone tussen het pleistocene zand en de slappe lagen

Hoofdstuk 3. Routinematige laboratoriumproeven

1. Onderkenningsproeven
 - 1.1. Volumegewichten
 - 1.2. Karakteristieke punten van het korrelverdelingsdiagram; humusgehalte
 - 1.3. Soortelijke massa van het korrelmateriaal
 - 1.4. Watergehalte
 - 1.5. Atterbergse grenzen



2. Doorlatendheidsproeven
 - 2.1. Horizontale doorlatendheidsproeven
 - 2.2. Verticale doorlatendheidsproeven
 - 2.2.1. Doorlatendheidscoëfficiënt
 - 2.2.2. Consolidatiecoëfficiënt
 - 2.2.3. Elasticiteitsmodulus

Hoofdstuk 4. Triaxiaalproeven

1. Doel van de proeven
2. De proefopstelling
 - 2.1. Apparatuur
 - 2.2. Vervormingsmetingen
 - 2.3. Kracht- en waterspanningsmetingen
 - 2.4. Verwerking van de meetresultaten
3. Monsterkeuze
4. Keuze van het type beproevingsmethode
5. Resultaten van de triaxiale compressieproeven
 - 5.1. De consolidatiefase; bepaling van de afschuifsnelheid
 - 5.2. Metingen tijdens de consolidatie; kruipconstante
 - 5.3. Het bezwijkgedrag; de wrijvingseigenschappen
 - 5.4. Het vervormingsgedrag; de elastische parameters
6. Resultaten van de triaxiale extensieproeven
 - 6.1. De consolidatiefase; bepaling van de afschuifsnelheid
 - 6.2. Metingen tijdens de consolidatie; kruipconstante
 - 6.3. Het bezwijkgedrag; de wrijvingseigenschappen
 - 6.4. Het vervormingsgedrag; de elastische parameters
7. Vergelijking van de resultaten van de compressie- en extensieproeven



8. Keuze van de parameters
 - 8.1. Wrijvingsparameters
 - 8.2. Stijfheidsparameters
9. Enkele beschouwingen over de meetbaarheid
 - 9.1. Invloed van het spanningspad op de bezwijkcirkel
 - 9.2. Aanbevelingen

Hoofdstuk 5. Bespreking en vergelijking van de proefresultaten

1. Doel van het hoofdstuk
2. De ongedraineerde cohesie
3. Verticale en horizontale doorlatendheidsproeven
4. Verticale consolidatiecoëfficiënt
5. Elasticiteitsmodulus
6. Dwarscontractiecoëfficiënt
7. De wrijvingseigenschappen

Appendix A. Bepaling van de elasticiteitsmodulus

1. Uit de samendrukkingsproef
2. Uit de triaxiaalproef



Bijlagen Deel II

Algemene legenda terreinonderzoek	A
Algemene legenda grondbeschrijving	B
Locatie onderzoekspunten	1
Dwarsprofiel 33 - fasering van de ophoging	2
Boring AA	3
Boring BB	4
Boring CC	5
Foto boring AA	6
Foto boring BB	7
Foto boring CC	8
Boring AA: resultaten in situ en laboratoriummetingen	9
Boring BB: resultaten in situ en laboratoriummetingen	10
Boring CC: resultaten in situ en laboratoriummetingen	11
Resultaten pressiometerproeven	12
Geotechnische profielen	13 A t/m
Verloop van de stationaire waterspanningen	14
Verband tussen de rivierstand en de potentiaal in het pleistocene zand	15
Korrelverdelingen	16 A t/m E
Horizontale en verticale doorlatendheidsproeven	17 A, B, C
Verticale consolidatiecoëfficiënt	18 A, B, C
E-modulus als functie van het spanningsniveau voor het veen	19
Schematisch overzicht van de triaxiaalproefopstelling	20
Triaxiale compressieproeven: isotrope consolidatie	21
Triaxiale compressieproeven: afschuiffase	22
Triaxiale compressieproeven: overzicht spannings- vervormingscurven	23 A en B
Triaxiale compressieproeven: elasticiteitsmodulus	24 A, B
Triaxiale extensieproeven: consolidatiefase	25
Triaxiale extensieproeven: afschuiffase	26
Triaxiale extensieproeven: k_f lijn	27
Triaxiale extensieproeven: elasticiteitsmodulus	28



HOOFDSTUK 0 - INLEIDING

In het eerste deel werden de theoretische grondslagen van het onderzoek gelegd. De voor de berekeningen benodigde grondgesteldheid en parameters werden bepaald op basis van in-situ metingen en laboratoriumproeven. Hierover wordt in dit tweede deel gerapporteerd.

Een korte beschrijving van het bestudeerde profiel en een historisch overzicht van de verzwaringswerkzaamheden is in Hoofdstuk 1 gegeven. Het tweede hoofdstuk geeft de resultaten van het grondonderzoek dat heeft bestaan uit boringen, vane tests en pressiometerproeven. In datzelfde hoofdstuk worden de grondgesteldheid en het verloop van de waterspanningen in de slappe lagen en in het zand beschreven.

Het materiaal werd onderworpen aan eenvoudige onderkenningsproeven (volumegewicht, korrelverdeling, humusgehalte, soortelijke massa, watergehalte, Atterbergse grenzen) en aan 3-trap verticale en horizontale doorlatendheidsproeven. Uit deze proeven werden, naast de doorlatendheidseigenschappen bij verschillende spanningen, ook waarden voor de verticale consolidatiecoëfficiënt en voor de elasticiteitsmodulus bepaald. Al deze resultaten worden in Hoofdstuk 3 vermeld en besproken.

In het vierde hoofdstuk worden de triaxiaalproeven behandeld. Deze hadden tot doel de spannings-rekrelatie van het veen, vooral bij lage steunspanningen, te bepalen. Gedraineerde, geconsolideerde triaxiale compressie- en extensieproeven werden uitgevoerd. Hiermee sluit de beproevingsmethode goed aan op de werkelijke spanningswijzigingen. De resultaten van de metingen worden uitvoerig besproken en vergeleken.

In het laatste hoofdstuk worden alle proefresultaten onderling vergeleken en wordt de keuze van de modelparameters verantwoord.



HOOFDSTUK 1 - HET BESTUDEERDE PROFIEL

1. Keuze van het bestudeerde profiel

Het totale gebied waarin zich eind oktober 1984 instabiliteitsproblemen hebben voorgedaan ligt tussen de dijkpalen Dp 210^{+ 90 m} en Dp 211^{+ 90 m}.

Op deze strekking zijn de volgende drie gedeelten te onderkennen:

- . De centrale, ernstige afschuiving nabij Dp 211. Vanwege het sterk variabele dwarsprofiel (op- en afritten) is dit het moeilijkst te analyseren gedeelte.
- . Het gedeelte ten westen van de centrale afschuiving, gelegen tussen de dijkpalen Dp 210^{+ 90 m} en Dp 210^{+ 163 m}. Onder meer vanwege het feit dat ter plaatse over de resultaten van waterspanningsmetingen kon worden beschikt, is een analyse op dit gedeelte vrij goed te maken.
- . Het gedeelte ten oosten van de centrale afschuiving. De hier gemaakte constructie is duidelijk anders dan ter plaatse van eerder genoemde gedeelten. Vanwege o.a. deze afwijkende constructie is een analyse ter plaatse niet goed uitvoerbaar.

In het kader van het onderhavige studiewerk, werden alle berekeningen voor het dwarsprofiel 33, op Dp 210⁺¹²³ uitgevoerd. De keuze viel op dit profiel om de volgende redenen:

- de geometrie is eenvoudig;
- de wateroverspanningen zijn er sinds juni 1982 regelmatig gemeten;
- de vervormingen zijn er zo groot dat daar werkelijk van een afschuiving sprake is.

De keuze van een geometrisch eenvoudig profiel is noodzakelijk om correcte twee-dimensionale berekeningen te kunnen uitvoeren. Het profiel 33 ligt voldoende ver van de toeritten om er een vlakvervormingstoestand te kunnen veronderstellen. De afritten (haaks en dwars op de as van de dijk) ter hoogte van de profielen waar de eerste scheuren zijn opgemerkt, maken de geometrie ingewikkeld en niet bruikbaar voor een twee-dimensionale analyse. Immers, indien deze profielen doorgerekend zouden worden, moeten te sterk simplificerende aannamen worden gemaakt, waardoor de berekeningen te veel van de werkelijkheid afwijken.



2. Beschrijving van het oorspronkelijk geprojecteerde profiel en historisch overzicht van de aanleg

De verbetering van de Lekdijk in het beschouwde traject wordt gevormd door een vierkante binnenwaartse verzwaring.

Het oorspronkelijk gerealiseerde profiel (zie bijlage 2) heeft een kruinhogte van NAP + 6,30 m en een kruinbreedte van 9 m.

Het binnenwaartse talud heeft een helling van 1:3.

Aan de teen werd een circa 7 m brede berm aangelegd. Op 3 m van de teen van de berm werd een sloot gegraven. Het binnenwaartse maaiveldpeil is circa NAP - 1 m. De voormalige dijk is voornamelijk uit klei opgebouwd.

De verzwaring werd met zand uitgevoerd. Een kleilaag van 70 cm dik dient als afdekkende laag op het binnentalud. Op de kruin van de dijk is een weg met asfaltverharding aangebracht. Een aantal panden zijn (buiten het nu beschouwde traject) met toeritten met de weg verbonden.

De ophogingswerkzaamheden zijn in augustus 1982 van start gegaan.

Om de consolidatietijd te verkorten, is verticale drainage onder de berm toegepast. De drains zijn van het type Colbond KF650 en reiken tot circa 1,5 m boven het pleistocene zand. De verticale drainage is in de periode van 1-9-82 tot 10-9-82 geplaatst.

Op het eind van het eerste werkseizoen bedroeg het peil van de ophoging NAP + 2,33 m. Oorspronkelijk (d.w.z. volgens het grondmechanisch advies en het bestek) was het de bedoeling dat NAP + 4,5 m op dat ogenblik bereikt zou zijn.

Na de winteronderbreking hervatten de werkzaamheden in maart 1983. In september werd het eindpeil (NAP + 6,30 m) bereikt. De kleibekleding werd in twee fasen aangebracht: de kleilaag op de berm tot circa NAP + 4 m op 22-8-83; die op het talud op 10-9-83.

De dijk werd in 1984 afgewerkt. De afwerking van het buitentalud verliep van half augustus tot eind september. De wegconstructie inclusief de verharding, werd aangebracht in de tweede helft van september, evenals de (buiten het nu beschouwde traject gelegen) schuine afrit. N.B.: De daarnaast gelegen haakse afrit was reeds aan het eind van het werkseizoen 1983 aangelegd.

De tabel 1 geeft de data van de verschillende activiteiten en, indien van toepassing, het dan bereikte peil. Eén en ander is eveneens op de bijlage 2 aangegeven.



datum ophoging	aangebrachte laagdikte	eindhoogte	tijd verlopen sinds begin werk	opmerking
j - m - d	m	m t.o.v. NAP	d	
82-07-06	-	-	-	plaatsing water-spanningsmeters
82-08-06	-0,2	-1,20	-	ontzoden+graven sloot
82-08-09	0,5	-0,70	0	zandberm
82-08-17	0,5	-0,10	0	drainzand
82-08-17	0,4	+0,30	8	zandberm
82-09-10	-	-	-	plaatsing verticale drainage
82-09-10	0,80	+1,18	32	zandberm
82-09-24	0,40	+1,59	46	eigenlijk talud
82-10-07	0,55	+2,23	59	eigenlijk talud
83-03-22	0,50	+2,45	225	eigenlijk talud (compensatie zakkings)
83-04-18	1,05	+3,50	252	eigenlijk talud
83-05-19	1,05	+4,54	283	eigenlijk talud
83-08-22	0,70	-	378	kleibekleding onderberm (tot NAP+4 m)
83-09-09	1,80	+6,30	396	talud op eindhoogte
83-09-10	0,70	-	397	kleibekleding talud afwerken
84-08-14				Grauwacke geprofileerd
84-09-05				basalt gezet
84-09-17				bestaande weg opengebrouwen
84-09-18				wegconstructie (zand, slakken, asfaltverharding)
84-10-01				afwerking
84-10-19				profilieren sloot

Tabel 1: Historisch overzicht van de aanleg van het bestudeerde profiel (zie ook bijlage 2).



Op 9 oktober werd - als laatste werkzaamheid - de reeds in 1982 gegraven sloot verbreed en verdiept. Kort daarop (21 oktober) zijn de eerste instabiliteitsverschijnselen vastgesteld ter hoogte van de toeritten nabij Dp 211. Langzamerhand breidde de afschuiving zich oost- en westwaarts uit. Dit kon visueel vastgelegd worden aan de hand van de waargenomen scheuren in het asfalt en aan de nauwkeurigheidsmetingen in de kruin. Om de verdere afschuiving van de dijk tegen te werken, werden de sloten onmiddellijk gedempt en een zware berm aangestort.

De maatregelen verminderden zeer sterk de vervormingssnelheid. De diepste "zakking" van de afgeschoven moot (buiten het nu beschouwde traject) bedraagt circa 1,70 m. De polder onderging bij de afschuiving grote horizontale verplaatsingen, die tot op grote afstand van de teen van de toen bestaande berm doorliepen. De verticale verplaatsingen bleven zeer gering. De grootte van de horizontale verplaatsingen noodzaakten tot de amovering van drie panden. Later moest een vierde pand worden gesloopt om de nieuwe berm te kunnen aanleggen.

Voor een meer gedetailleerde beschrijving van de fasering van de opbouw en van de afschuiving wordt verwezen naar rapport CO-240672/30 van april 1985.

In de periode die aan de afschuiving voorafging, is een hoge neerslag gevallen. De gemeten neerslag in oktober is in de volgende tabel weergegeven:

station	totale neerslag 84-10-01/ 84-10-10 (mm)	totale neerslag 84-10-11/ 84-10-20 (mm)	totale neerslag okt. '84 (mm)	gemiddelde neerslag voor okt. (mm)	maximale neerslag voor 84-10-20 (mm-datum)	neerslag op 84-10-20 (mm)
Oud-Alblas	54,0	24,3	115,4	69	19 op 84-10-6	15,0
Groot-Ammers	57,7	22,2	115,6	71	17,8 op 84-10-6	15,5

Tabel 2: Neerslaggegevens oktober 1984

De tabel laat zien, dat in oktober een abnormaal hoge neerslag is gevallen en dat het de dag voor de afschuiving flink heeft geregend.



Hoofdstuk 2 - TERREINWERK EN GRONDGESTELDHEID

1. Overzicht van het uitgevoerde terreinwerk

Ten behoeve van de advisering van de dijk werd in 1978 een grondonderzoek aan de teen en in de kruin van de Lekdijk uitgevoerd (zie rapport CO-240670/116). Het geotechnisch profiel op bijlage 34 van het genoemde rapport geeft een beeld weer van de toentertijd aangetroffen grondlagen.

In oktober en december 1984 werd aanvullend grondonderzoek ten behoeve van de noodvoorziening uitgevoerd, in de vorm van sonderingen, Begemannboringen \emptyset 66 mm en gutsboringen. Dit onderzoek vond voornamelijk plaats tussen de dwarsprofielen 35 en 38, aan de teen van de (verzwaarde) dijk en meer polderinwaarts. Ook werden waterspanningsmeters en peilbuizen geplaatst. Over dit onderzoek moet nog rapportage plaatsvinden. Een en ander zal gebeuren in het definitieve rapport met betrekking tot de genomen en nog te nemen maatregelen om de stabiliteit weer op orde te krijgen.

Tenslotte werd in december 1984 en januari 1985 grondonderzoek ten behoeve van het onderhavige studiewerk uitgevoerd.

Dit laatste onderzoek had een dubbel doel:

- een nauwkeurige vastlegging van de verschillende lagen in het bestudeerde profiel;
- het verkrijgen van een voldoende aantal ongeroerde monsters.

Hiervoor werden de drie Begemannboringen \emptyset 66 mm AA, BB en CC uitgevoerd.

De locaties van de verschillende onderzoekspunten zijn op de bijlage 1 aangegeven. De tabel 1 geeft een overzicht van alle uitgevoerde sonderingen en boringen in het betrokken gebied.



Opdracht nr.	Datum	Onderzoek
CO-240670	1978	Ø 17, 18, 25, 37 ∇ 17, 18
	1982 - 1985	waterspanningsmeters raai VI
CO-240672	nov/dec 1984	Ø A, G ∇ B, C, D, E, F Ø H waterspanningsmeters en peilbuizen A t/m H gutsboringen
CO-277380	dec 1984	Ø AA, BB, CC
	jan 1985	vane-tests AA, BB, CC DD, EE, FF, HH, II B
	jan 1985	pressiometerproeven AA, BB, CC, DD, B

Tabel 1: Overzicht grondonderzoek en in situ metingen
nabij Dp 211

Naast het routinematig onderzoek werden ten behoeve van het studieonderzoek in situ metingen van de vervormingseigenschappen en van de ongedraineerde schuifweerstand door middel van pressiometerproeven en vane-tests uitgevoerd.

In het eerste deel van het onderhavige hoofdstuk worden achtereenvolgens de resultaten van de drie Begemannboringen AA, BB en CC, van de vane-tests en van de pressiometerproeven gegeven. De beschrijving van de grondgesteldheid in het afgeschoven gebied en in het bijzonder nabij het bestudeerde profiel vormt het tweede deel van het hoofdstuk. Het laatste deel is gewijd aan het verloop van de stationaire waterspanningen in de slappe lagen en aan de potentiaal in het zand.



2. Grondonderzoek

2.1. Boringen AA, BB en CC

De booropbrengst van de boringen AA, BB en CC - gecodeerd volgens de bijlage B - is getekend op de bijlagen 3, 4 en 5.

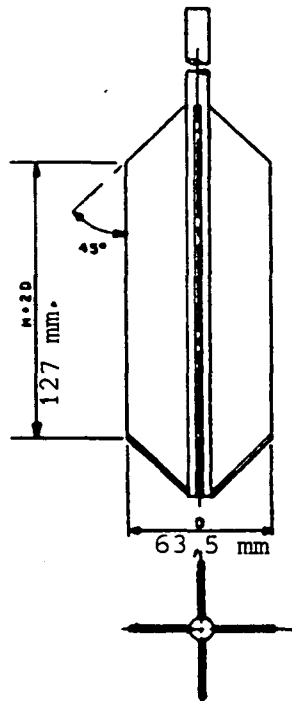
De foto's van de niet-doorgesneden boorkernen zijn gegeven op de bijlagen 6,7,8. De gemeten volumegewichten per lopende meter zijn naast de gecodeerde grondbeschrijving gegeven. Uit deze metingen werd het volumegewicht voor iedere laag teruggerekend. De resultaten zijn op de 2^e kolom van de bijlagen 3 t/m 5 vermeld.

2.2. Vane-tests

2.2.1. beschrijving van de proef

Bij de vane-tests wordt een element met kruisvormige doorsnede (dus voorzien van 4 verticale vinnen) in de grond gedrukt en daarna, via verlengstangen, aan een torsiekoppel onderworpen.

De afmetingen van de toegepaste vin zijn volgens de ASTM D2573-72 en hieronder gegeven (literatuur [13]).





Het torsiekoppel wordt opgevoerd totdat de grond om de vinnen heen bezwijkt en het apparaat dus onbeperkt in de grond kan draaien. Uit het geregistreerde torsiekoppel wordt de ongedraineerde schuifweerstand afgeleid volgens:

$$c_u = M_C \cdot \frac{1}{k}$$

Hierin is:

c_u = de ongedraineerde schuifweerstand

M_C = het torsiekoppel nodig om de grond te doen draaien,
gecorrigeerd met de stangentorsie

k = een geometrische factor, afhankelijk van de vorm en de afmetingen van de vin

Nadat de piekwaarde van de schuifweerstand in het breukvlak is overschreden, werd de vin enkele malen rondgedraaid.

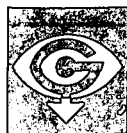
Daarna werd de meting herhaald om de ongedraineerde schuifweerstand na verkneding te meten (residuele schuifweerstand).

De proef is ongeschikt voor (sterk) zand- of silthoudende grond.

De vane-test is een vrij rudimentaire proef, zodat men geen grote nauwkeurigheid moet verwachten. De op deze wijze bepaalde c_u -waarden vertonen in dezelfde laag altijd spreiding rond een gemiddelde waarde. Deze proeven hadden tot doel in situ de ongedraineerde cohesie te schatten en een idee te verkrijgen van de variatie van de schuifweerstand met de afstand tot de dijk.

2.2.2. Proefresultaten

De bijlage 1 geeft de locaties van de vane-tests aan. In de punten AA, BB en CC werden de proeven op 2 m van de boringen en op 2 m van de pressiometerproeven uitgevoerd. Op deze afstand beïnvloedt de ene methode van grondonderzoek de resultaten van de andere niet. De tabel 3 verzamelt de ongedraineerde maximale (c_u) en residuele ($c_{u,res}$) schuifweerstand en hun verhouding. Voor de vane-tests,



die dichtbij boringen zijn uitgevoerd, zijn de waarden van c_u en $c_{u,res}$ naast de gecodeerde boorbeschrijving aangegeven (bijlagen 9, 10, 11).

Opmerkingen

1. De proeven op de locaties B, CC, HH en II zijn uitgevoerd nadat de 'wintervoorziening' (zware berm) is aangebracht. Mogelijk kan dit tot een toename van c_u hebben geleid.
2. Hele hoge c_u -waarden in het veen kunnen een gevolg zijn van de aanwezigheid van een stuk hout, waardoor het benodigde moment om de afschuiving te veroorzaken sterk toeneemt. De resultaten van de proeven, waar het vermoeden bestaat dat een houtstuk de grootte van c_u beïnvloedt, zijn met (**) aangegeven.
3. Bij enkele proeven is de stangentorsie niet goed bepaald. Deze proeven zijn met (*) aangeduid.
4. Twee proeven die mislukten zijn volledig onbetrouwbaar en zijn in de tabel niet opgenomen.
5. Onverklaarbare waarden worden met een vraagteken aangeduid.



2.2.3. Bespreking van de resultaten

De vergelijking van de resultaten van de vane-proeven in de verschillende locaties en op de onderscheiden grondsoorten laten toe het volgende te concluderen.

Heterogeniteit over het gebied

De resultaten laten toe twee groepen van vane-proeven te onderscheiden: de proeven gemaakt op locaties nabij de oorspronkelijke dijk, onder de verzwaring of de wintervoorziening (locaties CC, B, II en HH) en de proeven, die op een onbelast maaiveld zijn uitgevoerd (locaties AA, BB, DD, EE, FF).

Zowel de c_u als de $c_{u,res}$ -waarden van de eerste groep zijn hoger dan de c_u en $c_{u,res}$ -waarden van de tweede groep (voor dezelfde grondlagen). Als gevolg van de belasting neemt de schuifweerstand dus toe.

Op grond van de tests AA, BB, DD, EE, FF zou geconcludeerd kunnen worden, dat de schuifweerstand van de grond lager is rond Dp 36-37 (DD en FF, profiel van de eerste instabiliteitsverschijnselen) dan rond Dp 33 (BB en DD).

Onderscheid van grondlagen op basis van de vane-test (onbelast maaiveld)

Een aantal vane-tests vanop een onbelast maaiveld werd uitgevoerd kort bij een Begemannboring (AA, BB) of in de omgeving van gutsboringen. Hierdoor is de mogelijkheid aanwezig om een verband te leggen tussen de gemeten schuifweerstand en de grondsoort. De gemiddelde waarden van c_u , $c_{u,res}$ en $c_u/c_{u,res}$ zijn per grondsoort in de onderstaande tabel vervat.

Voor het veen werden de proefresultaten met * of ** in de verzamelende tabel als foutief geacht en niet bij de uitmiddelingen beschouwd. Het aantal beschouwde resultaten is tussen haakjes gegeven. Voor het Gorkum Licht waren slechts 4 resultaten beschikbaar, hetgeen tot enig voorbehoud van de gemiddelde waarden moet leiden.

LOCATIE AA/mv op NAP - 1 m					LOCATIE BB/mv op NAP - 0,95 m					LOCATIE CC/mv op NAP - 1,30 m				
diepte m - NAP	grondsoort	c_u kN/m ²	$c_{u,res}$ kN/m ²	$c_u/c_{u,res}$ -	diepte m - NAP	grondsoort	c_u kN/m ²	$c_{u,res}$ kN/m ²	$c_u/c_{u,res}$ -	diepte m - NAP	grondsoort	c_u kN/m ²	$c_{u,res}$ kN/m ²	
3,7	klei,venig (T)	44,8	7,1	6,4	3,5	klei,venig(T)	22,2	4,0	5,5	3,7	veen	72,0	16,6	4,3
5,5	veen (HV)	34,3	11,6	3,0	5	veen (HV)	23,2	9,1	2,6	5,2	veen	29,2	8,9	3,6
7,0	klei,venig(GL)	30,2	7,1	4,3	7,0	klei,venig(GL)	23,7	4,5	5,2	6,8	veen	44,3	-	-
8,5	veen (HV)	22,2	8,1	2,8	9,5	klei,zandig (geul)	38,8	9,1	4,3					
10,5	klei met plan- tenresten (GZ)	61,4	1,0?	61,4?										
LOCATIE DD/mv op NAP - 1,11 m					LOCATIE EE/mv op NAP - 0,86 m					LOCATIE FF/mv op NAP - 1,13 m				
3,6	veen (HV)	14,1	3,5*	4,0	2,86	klei,venig(GL)	44,8	5,5	8,1	2,7	veen (HV)	17,0	3,0	5,6
4,1	veen (HV)	19,1	4,0*	4,7	3,86	veen (HV)	24,7	5,5	4,5	4,2	veen (HV)	17,1	5,0	3,4
5,6	veen (HV)	16,6	5,5	3,0	5,36	veen (HV)	24,1	8,1	3,0	5,7	veen (HV)	43,3*	10,1	4,3
7,1	veen (HV)	43,3	11,1	3,9	6,86	veen (HV)	29,2	8,1	3,6	7,2	veen (HV)	23,2	7,5	3,1
8,6	veen (HV)	12	5,5	2,2	8,36	veen (HV)	17,1	5,0	3,4	8,7	veen (HV)	20	6	3,3
10,1	klei met plan- tenresten (GZ)	21,6	3	7,2	9,86	klei met plan- tenresten (GZ)	10,1	1,8	5,5	10,2	klei met plan- tenresten (GZ)	14,5	0	1,6
11,6	klei met plan- tenresten (GZ)	18,6	10,1	1,8	11,86	klei met plan- tenresten (GZ)	53,3	18,1	2,9	11,7	klei met plan- tenresten (GZ)	30	13	3,1
LOCATIE II/mv op NAP + 0,81 m					LOCATIE HH/mv op NAP					LOCATIE B/mv op NAP + 0,99 m				
4,2	veen (HV)	30,2	5,5	5,5	5,2	veen (HV)	58,5	8	7,2	4	veen (HV)	55,4	18,6?	3
					7,1	veen (HV)	42,3	15	2,8					
7,2	veen (HV)	54	9,5	5,7	8,3	veen (HV)	36,3	5,5	6,5	7	veen (HV)	37,8	-	-
8,7	klei (GZ)	42,8	7,5	5,7	10	klei (GZ)	41,8	13,6	3,1					
10,2	klei (GZ)	32,2	6,5	4,9	11,5	klei (GZ)	35,2	8,1	4,4					
11,7	klei (GZ)	30,2	9,5	3,2	13	zand?	6?	1,5?						

Tabel 2 : Resultaten vane-tests



Grondsoort	Hollandveen (onbelast)	Gorkum Licht
gemiddelde $c_u = \bar{c}_u$	21,6 (n=14)	30,2 (n=3)
spreiding op $c_u = s_{c_u}$	5,4 (n=14)	10,3 (n=3)
min. en max. c_u	14 - 34	23 - 44
gemiddelde $c_{u,res} = \bar{c}_{u,res}$	6,9 (n=12)	5,2 (n=3)
spreiding op $c_{u,res} = s_{c_{u,res}}$	2,3 (n=12)	1,4 (n=3)
min. en max. $c_{u,res}$	3 - 11,6	4 - 7,1
gemiddelde $\frac{c_u}{c_{u,res}} = \left(\frac{\bar{c}_u}{\bar{c}_{u,res}}\right)$	3,5 (n=12)	5,8
spreiding	0,8 (n=12)	1,6
min. en max.	2,8 - 4,5	4,3 - 8
verhouding $\frac{\bar{c}_u}{\bar{c}_{u,res}}$	3,1	5,8

Tabel 3: Uitmiddeling resultaten vane-tests per grondsoort

De analyse werd voor de 'belaste' lagen niet doorgevoerd.

Immers, indien c_u afhankelijk is van de heersende korrelspanning (zoals in [14] gezegd wordt), en omdat de korrelspanning bij de uitvoering van de vane-tests niet bekend was vanwege de wateroverspanningen, kunnen geen zinvolle kwantitatieve conclusies getrokken worden.

De algemene tendensen geven aan dat:

- de spreiding is voor alle grondsoorten groot, doch binnen voor de grondmechanica nog aanvaardbare grenzen,
- de spreiding van de metingen op verschillende niveaus in eenzelfde onderzoekspunt is kleiner dan de spreiding tussen de verschillende onderzoekspunten,
- de gemiddelde \bar{c}_u voor het veen is lager dan voor het Gorkum Licht. Voor de residuele schuifweerstand ligt het net andersom, zodat de verhouding $\left(\frac{\bar{c}_u}{\bar{c}_{u,res}}\right)$ voor het veen beduidend kleiner is dan voor klei,



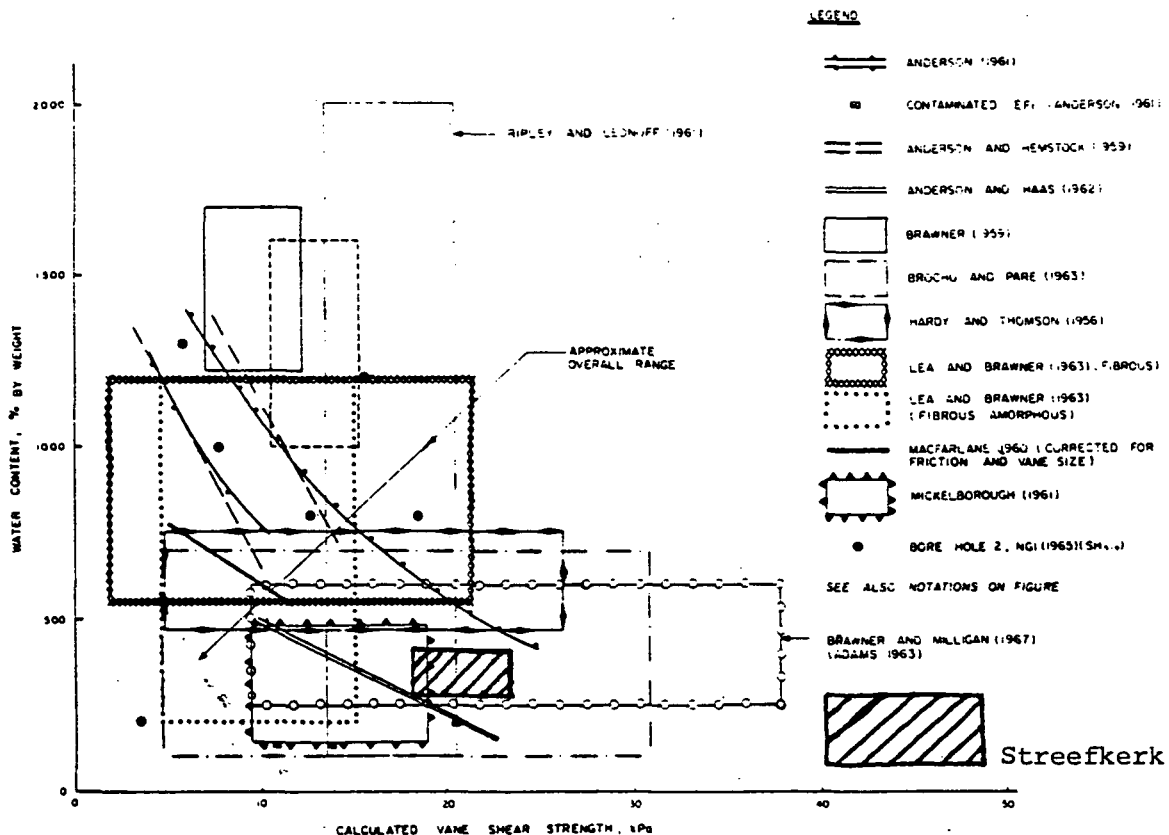
De toekomst zal eventueel uitmaken of de in Streefkerk-Midden ge-
vonden c_u en $c_{u,res}$ voor de verschillende grondsoorten omgevings-
gebonden zijn, of integendeel karakteristiek zijn van de grond-
soorten.

In combinatie met boringen (waardoor de correlatie c_u of $c_{u,res}$
met de grondsoort in een aantal punten bepaald kan worden) kunnen
vane-tests een rudimentaire doch eenvoudige methode bieden om de
grond tussen boringen te verkennen, vooral in de onbelaste gebieden.
De voorbelasting kan de interpretatie waarschijnlijk bemoeilijken.
Metingen op volledig geconsolideerde lagen zijn nodig om hierin
meer inzicht te krijgen.

Resultaten van de vane-test op veen: vergelijking met de literatuur

De figuur, ontleend aan [14], geeft voor veen het verband aan tussen
de c_u -waarde en het watergehalte. Ter vergelijking is het gebied,
waarin de resultaten van de proeven uitgevoerd te Streefkerk liggen,
aangegeven.

Voor verdere beschouwingen over het gedrag en de eigenschappen van
veen tijdens de vane-test, wordt naar [14] verwezen.



Relation between apparent vane shear strength and water content.

De meetresultaten voor Streefkerk vallen in het gearceerde.

Resultaten van vane-tests op klei: vergelijking met de literatuur

De vane-test is in de Engelstalige landen een zeer gebruikelijke proef voor de bepaling van de ongedraineerde schuifweerstand van klei. Zeer veel literatuur is hierover gepubliceerd. Voor de stabiliteitsberekeningen moeten correctiefactoren ingevoerd worden. Een en ander is bijvoorbeeld in [16] nader beschreven.

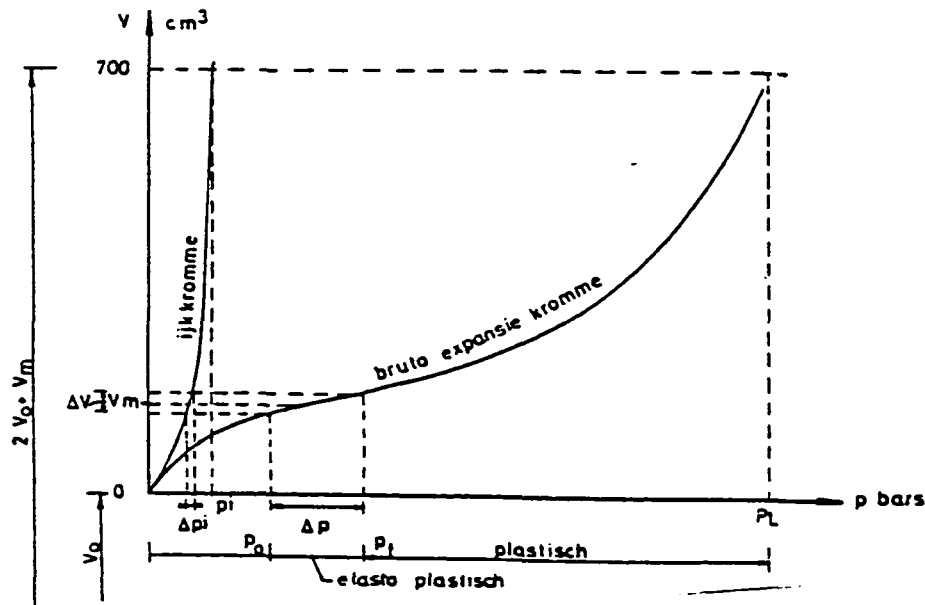
2.3. De pressiometerproeven2.3.1. Beschrijving van de proef

Bij de uitgevoerde mini-pressiometerproeven, die een verdere ontwikkeling van de pressiometerproef van Ménard zijn, wordt een nagenoeg cilindervormige balg (hoogte: 34 cm, diameter: 2,2 cm) in de grond gedrukt of geheid. Op de gewenste niveaus (ca. 4 per verticale) wordt de druk in de balg trapsgewijze opgevoerd.

De volumeverandering van de balg wordt bij iedere belastingtrap als functie van de inwendige druk na 30 en 60 seconden opgemeten. De (gecorrigeerde) inwendige druk is gelijk aan de door de balg op de grond uitgeoefende druk. De volumetoename van de balg is gelijk aan de volume-afname van de grond.

Vóór de in-situ meting wordt de zogenaamde ijk-kromme bepaald, die als nullijn voor de gemeten waarden dient.

- p_L = pression limite (bezwijkspanning),
- p_e = pression fluage (vloeispanning).
- v_o = initieel volume
- p_o = horizontale terreinspanning
- Δp = spanningsverhoging in elastoplastisch gebied
- ΔV = volumevergroting t.g.v. Δp
- V_m = gemiddeld volume in elastoplastisch gebied
- p_i = ijkwaarde van de aangebrachte druk
- Δp_i = verandering van de ijkwaarde over ΔV .





Het met de nullijn gecorrigeerde p-V verband vertoont een 'elastisch' deel en een 'plastisch' deel. De helling van de curve in het elastische deel is een maat voor de glijdingsmodulus van de grond. De uiteenzetting van de theoretische achtergronden (steunend op de ruimte-expansietheorie) en de verwerking van de metingen (allerhande correcties voor stijfheden van het apparaat) passen niet in het kader van deze rapportage. Voor meer details wordt eventueel verwezen naar [15].

De relevante proefresultaten zijn voor ieder meetpunt aan de hand van de volgende grafieken gepresenteerd (bijlage 12)

1. de (gecorrigeerde) volumeverandering na 60 seconden als functie van de totale druk op de gatwand, gecorrigeerd volgens Ménard,
2. de volumeverandering, gedeeld door het huidige volume (ware volumetrische rek: $\frac{\Delta V}{V_0 - \Delta V}$ als functie van de totale of effectieve, volledig gecorrigeerde, druk op de gatwand.

Voor één enkele meting (raai AA, proef 1) zijn ter illustratie alle meetresultaten gegeven.

ad 1

Volumeverandering als functie van de druk.

Deze curve geeft het p-V verband, waarbij rekening is gehouden met de ijking.

ad 2

Ware volumetrische rek als functie van de volledig gecorrigeerde druk. De helling van deze curve is een maat voor de glijdingsmodulus. Met volledig gecorrigeerde druk worden niet alleen de correctie volgens Ménard, maar ook de correcties voor de stijfheid van de slangen en de membraan bedoeld.

In principe kan G voor iedere belastingstoename op een gegeven niveau worden bepaald. Om toevallige fouten uit te middelen werd G berekend uit de helling van het verband tussen de ware volumerek en de spanning in het elastische gebied. Voor de glijdingsmodulus doet het er niet toe of de effectieve of totale spanningen worden gebruikt.

Proefresultaten

De glijdingsmodulus op ieder niveau in de onderzochte locaties werd bepaald zoals hierboven aangegeven. De onderstaande tabel verzamelt de resultaten. Deze zijn eveneens opgenomen in de verzamelende tabellen van de bijlagen 9, 10 en 11.

Locatie AA/mv op NAP-1,0 m			Locatie BB/mv op NAP-0,95 m			Locatie CC/mv op NAP+1,30 m		
diepte m - NAP	grondsoort	G kN/m ²	diepte m - NAP	grondsoort	G kN/m ²	diepte m - NAP	grondsoort	G kN/m ²
3,7	klei, venig	300				4,0	Hollandveen	270
5,5	Hollandveen	230	4,9	Hollandveen	280		Hollandveen	260
8,5	Hollandveen	250	6,9	Gorkum L	240	6,7	Hollandveen	275
10,5	Gorkum Z	260- 280	9,4	klei met zandinsluitingen (geul)	310	7,7	Hollandveen	400
Locatie DD/mv op NAP-1,10 m			Locatie B/mv op NAP+0,99 m					
3,1	Hollandveen	180	4,0	Hollandveen	320			
5,1	Hollandveen	100	6,0	Hollandveen	310			
7,6	Hollandveen	170	7,5	Hollandveen	240			
10,6	Gorkum Z	130						

Tabel 4: Glijdingsmoduli uit de pressiometerproef

2.3.3. Bespreking van de resultaten

De G-waarden in het veen en de locaties AA, BB en CC zijn vrij dicht bij elkaar gelegen. De locaties DD resp. B geven kleinere, resp. grote G-moduli. Het is moeilijk te zeggen welke de invloed is van de verkneding op de G-waarde gemeten in de gebieden die door de afschuiving grote vervormingen hebben ondergaan.

De twee proeven op het Gorkum Zwaar geven sterk uiteenlopende resultaten. De waarden van de glijdingsmoduli van veen en klei van Gorkum Licht liggen dicht bij elkaar. De E-moduli zullen meer verschillen, als gevolg van het vrij grote verschil tussen de v-waarden.

Opmerkingen

1. De interpretatie van de pressiometerproef volgens Palmer laat toe het verschil in hoofdspansingen (radiale en tangentiale spanningen) op het moment van bezwijken te berekenen. Voor volledig ongedraineerde proefvoorwaarden, zoals het geval bij verzadigde klei, is het verschil in hoofdspansingen gelijk aan twee maal de ongedraineerde cohesie. Voor het veen dat in Streefkerk beproef is, bleek het verschil in hoofdspansingen veel groter te zijn dan de "ongedraineerde" cohesie. De reden hiervan is hoogst waarschijnlijk te vinden in een zekere drainage die tijdens de proef is opgetreden (afstroming in het veen en tussen de lamellen van het meetlichaam van de pressiometer) en door de eigen compressibiliteit van het poriënwater in het veen. De vaststelling dat de pressiometer veel hogere waarden aangeeft dan de vane-test, werd reeds bij metingen voor de Oesterdam gemaakt.

2. De overgang van de glijdingsmodulus naar de elasticiteitsmodulus gebeurt volgens

$$E = 2(1+\nu)G$$

Ménard houdt voor de factor $2(1+\nu)$ de standaardwaarde 2,66 aan ($\nu = 1/3$). In het verdere verloop van het studiewerk zal met exactere ν -waarden worden gewerkt om de waarde van E uit de glijdingsmodulus te berekenen.



3. Grondgesteldheid

De resultaten van het grondonderzoek zijn verwerkt tot geotechnische profielen (bijlagen 12A t/m 13), die een handig hulpmiddel bij de bestudering van de grondgesteldheid vormen.

3.1. Korte beschrijving van de grondgesteldheid in het gebied van de afschuiving

De aangetroffen grondlagenopbouw is op de bijlagen 9A t/m 13 getekend. Achter de dijk ligt het maaiveld op circa NAP - 1 m. Tussen de Hmp 210⁺³⁰ en 211⁺⁷⁵ is de ondergrond gekenmerkt door een circa 8 m dikke laag Hollandveen, bedekt door een dunne (circa 1 m, soms 0,5 m dikke) kleilaag.

Nabij de dijk bevat het veen vele houtstukken, waardoor het een zeer laag volumegewicht heeft. De boringen, uitgevoerd aan de teen, tonen aan dat men aldaar met een nagenoeg homogene veenlaag te maken heeft. Meer polderwaarts komen in het veenpakket dunne (1 à 1,5 m dik), weinig doorlatende lagen komklei voor (Gorkum Licht). Het veen of veenkleipakket reikt tot circa NAP - 10 m.

Onder dit niveau bevindt zich een 1,5 à 2 m dikke kleilaag met plantenresten, het zogenaamde Gorkum Zwaar. Deze laag is vrij homogeen over het gehele gebied en reikt tot ongeveer NAP - 11,5 à 12 m. Onder deze laag bevinden zich achtereenvolgens een dun laagje basisveen (0,2 à 0,5 m dik) en een dun laagje leem van Kreftenheije. Het leemlaagje is niet overal aanwezig. De scheiding tussen het weinig doorlatende pakket en het pleistocene zand ligt op circa NAP - 12 à 12,5 m.*

Aan de westzijde is het beschreven gebied begrensd door een grote geul (Hmp 210). Kleiiger materiaal, Gorkum Licht, vormt de oostelijke begrenzing van het gebied van de afschuiving.

* plaatselijk NAP - 11,5 m

3.2. Nadere beschrijving in het bestudeerde dwarsprofiel

De grondlagenopbouw in het bestudeerde dwarsprofiel is op de bijlage 13 getekend.

De eerste 2,8 m van de boring CC is opgebracht dijksmateriaal (teen van de dijk). Ongetwijfeld vond in CC samendrukking van de slappe lagen plaats, zodat de niveaus van de laagscheidingen, zoals aange-



troffen bij de boring iets lager zijn dan oorspronkelijk. Bij het tekenen van het geotechnisch profiel is hiervoor gecorrigeerd. De dikte van de afdekkende kleilaag is niet constant. De eronder liggende veenlaag is ongeveer 8 m dik nabij de dijk en bevat geen kleilagen. In het veen bevinden zich soms grote houtstukken, waardoor het nat volumegewicht slechts $1 \frac{10 \text{ kN/m}^3}{\text{t/m}^3}$ bedraagt. Deze zeer dikke, slappe laag is zeer vervormbaar. Meer polderinwaarts bevinden zich in het veen lagen komklei. De dikte van deze lagen varieert tussen 1 en 2 m. De bovenste van deze lagen ligt tussen de afdekkende laag en het veen. De tweede ligt ongeveer op halve hoogte van de veenlaag. De aanwezigheid van deze kleilagen door het veen doet het gewicht van het pakket toenemen (gunstig), doch de doorlatendheid daalt (ongunstig). Het volumegewicht van het veen, aangetroffen in de onderzoekspunten AA en BB, is hoger (circa 10%) dan bij de teen (punt CC). Dit pakket veen en veen-klei is 8,5 m dik en rust op een ongeveer 2 m dikke kleilaag met plantenresten (Gorkum Zwaar). Deze laag is haast volledig afwezig in boring BB, waar een geultje gevonden is. Deze is waarschijnlijk een 'uitloper' van de westelijk gelegen hoofdgeul. De gutsboringen nabij het pand 66 zijn niet diep genoeg doorgevoerd om de verbreiding van het geultje nauwkeurig te bepalen. Onder de kleilaag liggen het basisveen (circa 0,3 m dik) en de leem van Kreftenheije (0,5 m dik). De bovenkant van het pleistocene zand ligt op circa NAP - 12,5 m.



4. De waterspanningen in de stationaire toestand

4.1. Waterspanningen in de cohesieve lagen

De stationaire waterdrukken in de samendrukbare laag verlopen niet hydrostatisch (zie bijlage 14). Het polderpeil bedraagt circa NAP - 1,70 m. Enkele decimeters boven de scheiding tussen het pleistocene zand en het samendrukbare pakket bedraagt de potentiaal NAP - 0,50 m. Tussen beide waarden verloopt de waterdruk lineair.

4.2. Potentiaal in het pleistocene zand

De potentiaal in het pleistocene zand reageert gedempt en met faseverschuiving op de rivierstand. De demping neemt toe met de afstand tot de rivier. De gemiddelde potentiaal in het pleistoceen bedraagt ongeveer NAP - 0,2 m (potentiaal bij gemiddeld laag water, bij gemiddeld tij).

Het verloop van de potentiaal in het zand als functie van de rivierstand is getekend op de bijlage 14 (raaien A en B).

Enkele waterstanden in de rivier en de overeenstemmende potentiaal in het zand zijn in de volgende tabel gegeven (raai B):

rivier-stand.	gemiddeld tij m + NAP	stijg- hoogte m + NAP	springtij m + NAP	stijg- hoogte m + NAP	dood tij m + NAP	stijg- hoogte m + NAP
LLW	0,55-	0,40-	0,20-	0,20-	-	-
GLW	0,03-	0,15-	0,01-	0,10-	0,06-	0,10-
GW	0,60+	0,20+	0,60+	0,20+	0,60+	0,20+
GHW	1,12+	0,45+	1,20+	0,50+	0,99+	0,40+

Tabel 5: Waterstanden en overeenstemmende potentialen (raai B).

Het gemeten verband tussen de stijghoogte in het zand en de rivierstand geldt in de nabijheid van de teen van de dijk. De amplitude van de stijghoogtewisselingen neemt met een helling 1/200 af naar de polder toe. Over het bestudeerde gebied van ongeveer 100 m breed, is de afwijking tussen de amplitude aan de teen en 100 m verder 0,5 m waterkolom.



4.3. Potentiaal in de overgangszone tussen het pleistocene zand en de slappe lagen

Het potentiaalverschil tussen het pleistocene zand en de onderkant van de slappe laag wordt in een smalle zone boven het zand overbrugd. De hoogte van de aan consolidatie onderworpen zone is afhankelijk van de vorm van de waterstandsverhoging in de rivier als functie van de tijd.

a. Getijdegolf

Voor een bij benadering sinusoidale waterstandsverhoging in de rivier is de hoogte van de aan consolidatie onderhevige zone af te leiden uit de formules gegeven in [30] (homogene slappe lagen)

$$l = 2 \sqrt{\frac{c_v T^3}{2\pi}} \quad (4.3.a)$$

Hierin is:

c_v = de consolidatiecoëfficiënt van de slappe laag

T = de periode van het getij

Met de gemiddelde c_v waarde voor Gorkum Zwaar volgt ($c_v = 2,8 \cdot 10^{-7} \frac{m^2}{sec}$; $T = 24$ u.)

$$l = 5 \text{ à } 10 \text{ cm}$$

b. Vloedgolf

Voor een langdurige, plotselinge rivierstandsverhoging kan de hoogte van de overgangszone geschat worden met de formule gegeven in [17]

$$l = 2 \sqrt{c_v t} \quad (4.3.b)$$

Hierin is t de duur van de hoge waterstand. t kan meerdere dagen lang zijn.

De hoogte bedraagt (Gorkum Zwaar):

$$l = 0,31 \sqrt{t} \quad (t: \text{duur van de waterstandsverhoging in dagen})$$

In de overgangszone daalt de potentiaal volgens een exponentiële wet.

De gegeven uitdrukkingen van l zijn een lineaire benadering ervan.



Opmerkingen

1. De aanname dat de c -waarde van de Gorkum Zwaar gebruikt mag worden is niet overal correct (aanwezigheid van de leem- en/of basisveenlaag). Wellicht zijn deze meer doorlatend, zodat het potentiaalverschil hoofdzakelijk in de klei optreedt.
2. De beschrijving van het geo-hydrologisch systeem die aan de basis van (4.3.a) ligt is correcter dan die welke is gemaakt voor (4.3.b).



Hoofdstuk 3 - ROUTINEMATIGE LABORATORIUMPROEVEN

1. Onderkenningsproeven

De volgnummers van de beproefde monsters zijn op de bijlagen 9 t/m 11 gegeven.

1.1. Volumegewichten

De volumegewichten werden per lopende meter (zie hoofdstuk 3) bepaald. De volumegewichten werden ook op afzonderlijke monsters bepaald. De resultaten hiervan zijn in de 3e kolom van de boorbeschrijvingen (bijlagen 9 , 10 en 11) verzameld.

1.2. Karakteristieke punten van het korrelverdelingsdiagram, humusgehalte

Op basis van het volumegewicht bestond het vermoeden, dat het veen op enige tientallen meters van de dijk (polderwaarts) iets kleiiger zou zijn dan aan de teen. Om dit te controleren, werden het humusgehalte en het korrelverdelingsdiagram bepaald. De resultaten van deze metingen zijn op de tabel 1 gegeven. De bijlagen 16 A t/m E geven de korrelverdelingen weer. Monster 8 (uit boring AA) heeft duidelijk een hoger lutumgehalte dan de andere.

1.3. Soortelijke massa van het korrelmateriaal

Nadat de humus uit het monster werd verwijderd, is de soortelijke massa van het korrelmateriaal bepaald. De resultaten zijn op de tabel 1 verzameld.

De soortelijke massa van de humus werd gelijk aan 14 kN/m^3 geschat, zodat de gemiddelde δ_k -waarde van de vaste stof gelijk is aan:

$$H \cdot 14 + (1-H) \delta_k = \bar{\delta}_k$$

H : humusgehalte

$\bar{\delta}_k$: soortelijke massa na verwijdering van de humus



1.4. Watergehalte

Het watergehalte - in gewichtsprocenten droge stof - werd op talrijke monsters bepaald. De resultaten zijn op de bijlagen 9, 10 en 11 verzameld.

De kennis van het volumegewicht, de soortelijke massa en het watergehalte laten toe andere grootheden, zoals het poriënvolume n en de verzadigingsgraad s , te berekenen.

De tabel 1 en de bijlagen 9 t/m 11 verzamelen de berekeningsresultaten.

Monster	Grondsoort	2 μ %	16 μ %	40 μ %	% humus % droog gewicht	δ_k kN/m ³	w %	$\bar{\delta}_k$ kN/m ³	γ_n kN/m ³	γ_d kN/m ³	n %
8	Hollandveen	88	96	99	51	25,0	345	19,4	10,5	2,36	88
28	Hollandveen	54	88	94	55	22,4	345	17,8	10,5	2,36	87
17	Hollandveen	58	84	94	41	24,8	325	20,4	10,9	2,56	87
291	Hollandveen	62	92	98	31	-	208	-	10,4	3,47	
298	Klei	46	94	99	5	28 ?	80	-	15	8,33	69

Tabel 1 : Resultaten onderkenningsproeven

2. Doorlatendheidsproeven

De verticale en horizontale doorlatendheid van de grond hebben een grote invloed op het consolidatiegedrag ervan. Bij één-dimensionale consolidatieberekeningen volstaat de kennis van de verticale doorlatendheidscoëfficiënt. Voor de twee-dimensionale berekeningen moeten zowel de verticale als de horizontale doorlatendheidscoëfficiënten bekend zijn. De verticale doorlatendheidsproef laat ook een schatting van de consolidatiecoëfficiënten c_v en van de elasticiteitsmodulus toe.

Om de verschillen tussen de verticale en horizontale doorlatendheidseigenschappen na te gaan, werd telkens een verticale en een horizontale doorlatendheidsproef op twee net onder elkaar liggende monsters uitgevoerd.



Eénzelfde monster werd aan drie belastingstrappen onderworpen. De eerste trap is gelijk aan de geschatte effectieve terreinspanning gekozen. De volgende belastingen nemen toe volgens een gelijk logaritmisch increment.

De nummering van de beproefde monsters is op de bijlagen 3 t/m 5 aangegeven.

2.1. Horizontale doorlatendheidsproeven

De tabel 2 verzamelt de gemeten horizontale doorlatendheidscoëfficiënten bij de verschillende belastingstrappen. Het verband tussen k_v en σ'_v is op de bijlage 17 aangegeven.

2.2. Verticale doorlatendheidsproeven

2.2.1. doorlatendheidscoëfficiënten

De tabel 3 en de bijlagen 17A,B,C geven gemeten doorlatendheidscoëfficiënten bij de verschillende belastingstrappen aan. Het monster werd vóór de proef gewogen. Het watergehalte werd na de proef gemeten. Uit deze metingen, gecombineerd met de gemeten samendrukking van het monster, werden de natte volumegewichten en de watergehalten berekend. De versnelde waarden zijn bepaald met de huidige hoogte van het monster net voor de doorstroming. Uit de natte volumegewichten en de watergehalten en de soortelijke massa van de korrels, werden het droog volumegewicht en dat poriëngehalte berekend. De resultaten van de berekeningen zijn op de tabel 10 aangegeven. De proef 15E is mislukt. Sommige k_v -waarden zijn niet betrouwbaar gebleken en ook niet vermeld. Een en ander is in de kolom 'opmerkingen' aangegeven.

2.2.2. consolidatiecoëfficiënt c_v

De gemeten samendrukking van het monster laat toe een last-zakkingsdiagram te construeren. De meetpunten worden met een parabolische curve geïnterpoleerd, waaruit een m_v -waarde (door afleiding) voor iedere trap kan worden bepaald. De één-dimensionale consolidatiecoëfficiënt voor iedere trap volgt uit de gemeten k_v -waarde en de berekende m_v -waarde.



Boring	Monster nummer	Beschrijving van het monster	Grondsoort	1° belastingtrap							2° belastingtrap							3° belastingtrap							Opmerkingen
				σ' kN/m²	γ_n kN/m³	w %	γ_d kN/m³	n %	k_h m/sec	k_v/k_h -	σ' kN/m²	γ_n kN/m³	w %	γ_d kN/m³	n %	k_h m/sec	k_v/k_h -	σ' kN/m²	γ_n kN/m³	w %	γ_d kN/m³	n %	k_h m/sec	k_v/k_h -	
AA	2B	klei met enkele harde veenstukjes	Gorkum L	5	13,40	147,4	5,41	81		1,3	10	13,44	142,2	5,54	80	$1,2 \cdot 10^{-9}$	1,3	20	13,52	132	5,83	78	$8,4 \cdot 10^{-10}$	1,3	k_h eerste trap onbetrouwbaar
AA	4C	veen met houtstukken	Hollandveen	5	10,88	376,7	2,28	88	$7,7 \cdot 10^{-6}$	0,1	10	10,84	373,7	2,29	87	$5,2 \cdot 10^{-6}$	0,2	20	10,91	368	2,33	87	$3,0 \cdot 10^{-6}$	0,7	
AA	6F	veen met verticale rietstengels	Hollandveen	7	11,36	334,1	2,63	89	$4,7 \cdot 10^{-9}$	7	14	11,38	329,3	2,65	89	$3,1 \cdot 10^{-9}$	12	26	11,42	322	2,71	89	$2,2 \cdot 10^{-9}$	25	
AA	10B	klei met verticaal staande rietstengels	Gorkum Z	7	18,49	57	11,77	68			14	18,62	56,6	11,89	68	$2,6 \cdot 10^{-7}$		26	18,79	56	12,04	69	$8,2 \cdot 10^{-9}$		proof mislukt?
BB	15D	klei met veen en rietdelen	Gorkum L	5	11,84	234	3,54	84	$3,4 \cdot 10^{-9}$		10	11,87	231	3,59	84	$2,6 \cdot 10^{-9}$		20	11,96	223	3,70	84	$1,8 \cdot 10^{-9}$		
BB	17A	klei met veen en rietdelen	Hollandveen	5	11,37	391,5	2,68	92	$6,2 \cdot 10^{-4}$	15	10	11,39	386	2,34	92	$2,6 \cdot 10^{-8}$	80	20	11,46	372	2,43	92	$1,3 \cdot 10^{-8}$	150	zeer klein monster
BB	19B	klei met enkele rietresten	Gorkum L	5	12,21	192,4	4,18	82	$5,3 \cdot 10^{-8}$		10	12,23	191,0	4,20	82	$2,8 \cdot 10^{-9}$		20	12,28	180	4,26	82	$1,8 \cdot 10^{-9}$		
CC	28C	veen	Hollandveen	22	11,10	357,3	2,43	88	$4,7 \cdot 10^{-9}$	10	36	11,10	347,1	2,48	88	$2,9 \cdot 10^{-9}$	7	58	11,09	323	2,62	86	$1,4 \cdot 10^{-9}$	7	
CC	33B	veen met stukjes rietstengels	Hollandveen	22	10,48	431,1	1,97	87	$3,9 \cdot 10^{-6}$		36	10,42	399,9	2,08	85	$3,6 \cdot 10^{-8}$		58	10,31	353	2,28	82	$4,9 \cdot 10^{-9}$		
CC	37A	klei met een enkel rietspoor	Gorkum Z	23	17,57	51 (61)	11,61	61			37	17,71	50,70	11,75	61	$6,6 \cdot 10^{-10}$	5	60	17,92	50	11,95	61	$5,2 \cdot 10^{-10}$	5	k_h eerste trap onbetrouwbaar
B	291B	klei, weinig met veenresten	Hollandveen	31	12,04	150,9 182	4,80	74	$4,7 \cdot 10^{-10}$		46	12,07	146,2	4,90	73	$3,5 \cdot 10^{-10}$		65	12,12	140	5,05	72	$2,8 \cdot 10^{-10}$		
B	294B	veen, brokkelig	Hollandveen	31	9,68	289,3 342	2,49	73	$1,2 \cdot 10^{-8}$		45	9,60	274,6	2,56	72	$3,7 \cdot 10^{-9}$	5	65	9,47	253	2,68	69	$1,1 \cdot 10^{-9}$	2	
B	296B	veen met houtstukjes	Hollandveen	31	10,07	336 406	2,31	79	$1,2 \cdot 10^{-8}$	1	46	10,01	318,5	2,39	78	$1,2 \cdot 10^{-8}$	2	65	9,90	274	2,51	75	$4,4 \cdot 10^{-9}$	3	
B	298B	klei met veen en rietresten	Gorkum Z	24	15,02	82 83,47	8,25	69	$8,6 \cdot 10^{-10}$	1,5	37	15,08	82,51	8,26	69	$8,2 \cdot 10^{-10}$	1,5	60	15,26	70,1	8,47	69	$6,2 \cdot 10^{-10}$	15	

Tabel 2. Resultaten horizontale doorlatendheidsproeven



Boring	Monster nummer	Beschrijving van het monster	Grondsoort	1 ^o belastingtrap									2 ^o belastingtrap									3 ^o belastingtrap									Opmerkingen
				σ' kN/m ²	γ_n kN/m ³	w %	γ_d kN/m ³	n %	k_v m/sec	$\frac{m_v}{A_v} \cdot \frac{k_v}{h_v}$ kN/m ²	c_v m ² /sec	σ' kN/m ²	γ_n kN/m ³	w %	γ_d kN/m ³	n %	k_v m/sec	$\frac{m_v}{A_v} \cdot \frac{k_v}{h_v}$ m ² /sec	c_v m ² /sec	σ' kN/m ²	γ_n kN/m ³	w %	γ_d kN/m ³	n %	k m/sec	$\frac{m_v}{A_v}$ m ² /KN	c_v m ² /sec				
AA	2C	klei met enkele veen- en rietstukjes	Gorkum L	10	13,31	132	5,73	77	$1,5 \cdot 10^{-9}$	$0,96 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-7}$	20	13,35	132	5,75	77	$1,33 \cdot 10^{-9}$	$1,10 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	40	13,44	129	5,87	77	$8,6 \cdot 10^{-10}$	$1,39 \cdot 10^{-3}$	$6,3 \cdot 10^{-8}$				
AA	4F	veen met horizontale rietstengels	Hollandveen	10	9,87	490	1,67	83	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$9,8 \cdot 10^{-5}$	20	9,87	483	1,70	83	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$1,34 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	40	9,87	472	1,73	83	$8,9 \cdot 10^{-7}$	$1,54 \cdot 10^{-3}$	$5,9 \cdot 10^{-5}$				
AA	8E	veen met rietdelen	Hollandveen	15	10,56	380	2,23	85	$3,7 \cdot 10^{-8}$	$0,9 \cdot 10^{-3}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$	30	10,57	375	2,23	85	$4,7 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	55	10,61	355	2,33	84	$8,0 \cdot 10^{-9}$	$2,9 \cdot 10^{-3}$	$2,8 \cdot 10^{-7}$				
AA	10C	vette klei met enkele rietstukken	Gorkum Z	15	16,83	52	11,02	59	$3,9 \cdot 10^{-9}$	$1,47 \cdot 10^{-3}$	$2,7 \cdot 10^{-7}$	30	17,01	51	11,26	59	$3,0 \cdot 10^{-9}$	$1,35 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-7}$	55	17,20	51	11,39	59	$2,2 \cdot 10^{-9}$	$1,11 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-7}$				
BB	15E	klei met een enkel veenstuk in horizontale richtingen	Gorkum L	10	11,43	240	3,36	82	$3 \cdot 10^{-7}$	$2,89 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	20	11,49	237	3,41	82	$3,9 \cdot 10^{-7}$	$3,66 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	40	11,65	219	3,65	82	$9,6 \cdot 10^{-7}$	$5,47 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	proef mislukt			
BB	17B	veen met houtstuk	Hollandveen	10	10,91	360	2,29	88	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$0,99 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	20	10,92	354	2,41	87	$2,0 \cdot 10^{-6}$	$1,50 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	40	10,96	341	2,49	86	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$2,72 \cdot 10^{-3}$	$4,1 \cdot 10^{-5}$				
BB	19C	vette klei met een enkel veenstukje	Gorkum L	10	12,54	170	4,65	80	$3,2 \cdot 10^{-8}$	$1,22 \cdot 10^{-3}$	$2,7 \cdot 10^{-6}$	20	12,59	167	4,72	80	$8,5 \cdot 10^{-10}$	$2,20 \cdot 10^{-3}$	$3,9 \cdot 10^{-8}$	40	12,77	159	4,93	80	$3,0 \cdot 10^{-10}$	$4,38 \cdot 10^{-3}$	$6,9 \cdot 10^{-9}$				
CC	28B	veen met een enkel houtstukje	Hollandveen	31	10,96	310	2,67	84	$4,6 \cdot 10^{-8}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-6}$	46	10,99	302	2,73	84	$1,4 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$8,9 \cdot 10^{-7}$	65	11,03	294	2,80	84	$7,9 \cdot 10^{-9}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$5,8 \cdot 10^{-7}$				
CC	33C	veen met horizontale rietstengels	Hollandveen	31	11,16	465	1,97	94	$4,2 \cdot 10^{-7}$	$1,55 \cdot 10^{-3}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$	46	11,20	450	2,04	93	$1,4 \cdot 10^{-7}$	$2,48 \cdot 10^{-3}$	$5,7 \cdot 10^{-6}$	65	11,29	425	2,15	93	$3,7 \cdot 10^{-8}$	$3,74 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-6}$				
CC	37B	vette klei met grijze vlekken	Gorkum Z	24	16,46	60	10,28	63	$4,1 \cdot 10^{-9}$	$1,43 \cdot 10^{-3}$	$2,9 \cdot 10^{-7}$	37	16,58	60	10,36	63	$3,8 \cdot 10^{-9}$	$1,35 \cdot 10^{-3}$	$2,9 \cdot 10^{-7}$	60	16,78	59	10,52	64	$2,9 \cdot 10^{-9}$	$1,19 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$				
B	291A	veen, kleilig	Hollandveen	20	10,72	265	2,94	80	$4,7 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	31	10,76	259	3,00	79	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$3,8 \cdot 10^{-3}$	$6,7 \cdot 10^{-4}$	50	10,84	240	3,19	78	$7,1 \cdot 10^{-6}$	$4,9 \cdot 10^{-3}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	te hoge k-waarde?			
B	294A	veen, kleilig, enkele houtresten	Hollandveen	22	10,19	311	2,48	79		$4,1 \cdot 10^{-3}$		36	10,21				$1,4 \cdot 10^{-7}$	$4,1 \cdot 10^{-3}$	$3,4 \cdot 10^{-6}$	58	10,25				$1,8 \cdot 10^{-8}$	$3,8 \cdot 10^{-3}$	$4,8 \cdot 10^{-7}$	k-waarde 1 ^o trap niet betrouwbaar			
B	296A	veen, zwak kleilig, enkele houtstukjes	Hollandveen	22	10,29	370	2,19	83	$2,7 \cdot 10^{-7}$	$5,3 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-6}$	36	10,33	341	2,43	81	$2,1 \cdot 10^{-7}$	$5,6 \cdot 10^{-3}$	$3,8 \cdot 10^{-6}$	58	10,41	301	2,60	80	$8,9 \cdot 10^{-9}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$				
B	298A	vette klei met weinig veendeeltjes	Gorkum Z	23	15,69	66	9,34	65		$1,6 \cdot 10^{-3}$		37	15,83	67	9,48	65	$6,1 \cdot 10^{-10}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$3,4 \cdot 10^{-8}$	60	16,13	65	9,78	65	$4,1 \cdot 10^{-10}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-8}$	k-waarde 1 ^o trap niet betrouwbaar			

Tabel 3: Resultaten van de verticale doorlatendheidsproeven



De resultaten van deze berekeningen zijn voor iedere belastingstrap in de laatste twee kolommen van de tabel 3 vermeld. De bijlagen 17A,B,C geven het verband tussen de verticale korrelspanning en de consolidatiecoëfficiënt aan.

Mislukte proeven of onbetrouwbare resultaten werden niet in aanmerking genomen.

2.2.2. elasticiteitsmodulus

In Appendix A is aangegeven hoe de Young E-modulus bepaald werd uit de gemeten samendrukkingen en van het monster (die de oedometrische modulus geven).

Veen

De voor de omrekening van E_{oed} naar E benodigde dwarscontractiecoëfficiënt werd bepaald met de triaxiaalproeven: $\nu = 0,20$ (zie hoofdstuk 4). De resultaten voor het veen zijn op de bijlage 19 getekend. Op de horizontale as is het spanningsniveau uitgezet (het spanningsniveau σ^{ij} is de gemiddelde spanning $\frac{1}{2}(\sigma^i + \sigma^j)$, waarin σ^i resp. σ^j de begin- en eindspanningen van de belastingstrap zijn).

Op de verticale as zijn de oedometrische en de Young-modulus uitgezet (zie Appendix A).

Men stelt vast dat de aldus bepaalde E met het spanningsniveau afneemt. De proef 28B geeft, in tegenstelling tot de andere, E-moduli die toenemen met de spanning. Deze proef is niet opgenomen in de grafiek.

De resultaten van de proeven op de veenmonsters, afkomstig van het bestudeerde profiel (monsters 4F, 8E, 17B, 33C) vertonen weinig spreiding. De proeven op de monsters afkomstig uit boring B gaven veel lagere E-moduli.

Dit zou kunnen wijzen op andere eigenschappen van het veen. Het is moeilijk uit te maken of deze kleinere stijfheden een gevolg zijn van de roering van de grond als gevolg van de afschuiving, of dat het een natuurlijk gegeven is. Deze proeven zullen voor het bestudeerde profiel niet in aanmerking genomen worden.

Gorkum Licht

De proeven 2c en 19c op het Gorkum Licht geven een zeer grote spreiding. 19c geeft onwaarschijnlijk lage waarden. De E-modulus neemt af met het spanningsniveau. Gezien de minieme invloed van het Gorkum Licht op de berekeningen en de beschikbare resultaten van de pressiometer werd voorlopig geen bijzondere aandacht besteed aan de analyse van de doorlatendheidsproeven. Zeer gemiddeld genomen varieert E_{oed_2} van ca. 1100 kN/m^2 bij een verticaal spanningsniveau van 10 kN/m^2 tot $E_{oed} = 750 \text{ kN/m}^2$ bij een spanningsniveau van 50 kN/m^2 , d.i. een Young-modulus van ca. 550 tot ca. 360 kN/m^2 .

Opmerking: De proeven 2c en 19c geven lagere waarden dan proeven op Gorkum Licht in de omgeving (boring 28, monsters 4 en 11). Voor de uitmiddeling werden 4, 11, 2c in aanmerking genomen.



HOOFDSTUK 4 - DE TRIAXIAALPROEF

1. Doel van de proeven

De meting van de eigenschappen van veen (zowel de elastische parameters als de wrijvingskarakteristieken) is tot heden zeer moeilijk gebleken. Slechts zeer weinig betrouwbare gegevens zijn beschikbaar. Voorafgaande studies hebben aangetoond, dat de gemeten c' en ϕ' -waarden, bepaald met behulp van verschillende proefmethoden, kunnen verschillen. De celproef leidt dikwijls tot moeilijk of niet interpreteerbare resultaten.

De elastische parameters, en vooral de dwarscontractiecoëfficiënt zijn slecht bekend.

Zowel voor het onderhavige onderzoek als voor de toekomstige adviespraktijk, bestaat een behoefte aan een betere kennis van de materiaaleigenschappen van veen, en in het bijzonder bij lage spanningen.

De bepaling van het spannings-*vervormingsgedrag* bij lage spanningen vereist nauwkeurige metingen, die in een recent ontwikkelde en beproefde triaxiaalcel uitgevoerd werden. Compressie- en extensieproeven werden uitgevoerd.

Na een korte beschrijving van de proefopstelling op de gekozen beproevingsmethode, worden in het onderhavige hoofdstuk de resultaten vermeld en besproken.

Tot slot worden enkele beschouwingen over de (meting van de) schuifweerstand van veen en aanbevelingen *gegeven*.

2. De proefopstelling

De metingen zijn uitgevoerd in de speciale triaxiaalopstelling TS4 op het LGM, waarin een aantal maatregelen zijn genomen om de nauwkeurigheid in vergelijking met een standaard triaxiaalproef aanzienlijk te verbeteren.

Een schematisch overzicht van de opstelling is gegeven op bijlage 20.



2.1. Apparatuur

De triaxiaalproeven worden gedraineerd uitgevoerd. In de drainage is voorzien door rondom het monster in een hoek van 45° met de verticaal stroken drainagepapier (breedte 1 cm) aan te brengen. Aan de buitenrand van onder- en bovenplaat zijn rondom drainagesteentjes aanwezig. De stroming van het drainwater in het monster vindt op deze wijze bij benadering axiaal-symmetrisch plaats.

De proef wordt uitgevoerd onder back-pressure. De monsterdruk, zoals gemeten aan de gedraineerde buitenzijde van het monster wordt daarbij constant op 3 bar gehouden. Bij deze waarde van de back-pressure is het monster geheel verzadigd. De celdruk wordt zodanig geregeld dat de effectieve steundruk de gewenste waarde houdt.

De opstelling wordt bestuurd door een HP 9825 micro-computer systeem. Door het stuurprogramma aan te passen, is het mogelijk verschillende spanningspaden te doorlopen. Naast de klassieke triaxiaalproef, waarin de celspanning constant is terwijl de verticale spanning geleidelijk toeneemt, is het mogelijk de celdruk zodanig te sturen dat het monster belast wordt met een zuivere schuifspanning door de isotrope spanning gedurende het experiment constant te houden.

Ook is het mogelijk een triaxiale extensieproef te doen, waarbij de horizontale spanning toeneemt en de verticale spanning door het teruggekoppelde systeem constant gehouden wordt.

2.2. Vervormingsmetingen

De verticale rek ϵ_v van het monster wordt gemeten met behulp van 3 verplaatsingsopnemers (gevoeligheid 1μ), die rondom het monster op een onderlinge afstand van 120° zijn aangebracht. Door deze constructie werken vervormingen van de cel, die door de toegepaste back-pressure niet verwaarloosbaar zijn, niet door in de meting.

De volumetrische rek ϵ_{vol} wordt gemeten door met een balans de hoeveelheid uitgeperst water te wegen. Hierdoor worden de hysteres-verschijnselen vermeden, die optreden bij de toepassing van een buret om het volume uitgeperst water te meten.

De horizontale rek ϵ_h wordt berekend met $\epsilon_h = (\epsilon_{vol} - \epsilon_v)/2$; daarbij is impliciet aangenomen dat de vervorming homogeen plaatsvindt, hetgeen uiteraard een benadering is.



2.3. Kracht- en waterspanningsmetingen

De in het monster optredende spanningstoestand wordt bepaald door de effectieve steundruk, dat wil zeggen het verschil tussen celdruk en monsterdruk, en de op de plunjer uitgeoefende kracht. De kracht op de plunjer wordt gemeten met een load-cell, die gemonteerd is in het inwendige van de triaxiaalcel; hierdoor wordt vermeden dat wrijving in de doorvoer door de bovenplaat meegemeten wordt.

De steundruk wordt gemeten met behulp van een verschildrukopnemer, die de verschildruk tussen cel en de gedraineerde buitenzijde van het monster meet. Daarnaast wordt de verschildruk gemeten tussen de cel en een punt gelegen in het midden van de onderkant van het monster om daarmee een indruk te krijgen van de in het monster optredende wateroverspanning. Opgemerkt moet worden dat de drainagesituatie niet volkomen axiaal-symmetrisch is doordat enerzijds de eindvlakken een verstorend effect kunnen geven, anderzijds de afstroming via de drainagepapiertjes niet geheel weerstandsloos is en de afstroming vanaf de halve hoogte moeilijker zal zijn dan vanaf de boven- en onderrand. Dientengevolge is het mogelijk dat op de as op halve hoogte iets hogere wateroverspanningen optreden dan op de as in de nabijheid van de onderplaat.

2.4. Verwerking van de meetresultaten

De experimenteel verkregen waarden zijn geanalyseerd met behulp van het LGM computerprogramma TPCALC. Dit programma rekent de gemeten grootheden om naar (hoofd-)spanningen en rekken in het monster. Daarbij wordt gecorrigeerd voor de door de vervormingen in het membraan geïnduceerde spanningen.

De berekeningen worden uitgevoerd met de impliciete aanname dat de waterspanning overal dezelfde is.

In de onderhavige veenmonsters is aan die aanname niet zeker voldaan. Door de vervormingssnelheid gering te houden, kan de wateroverspanning binnen de perken gehouden worden.



3. Monsterkeuze en preparatie

De beproefde monsters waren afkomstig uit continu-boringen \varnothing 66 mm.

De volgende factoren bepaalden de monsterkeuze:

1. De kwaliteit van het monster. Heterogene monsters, monsters met brokstukken, deuken, etc. werden afgekeurd.
2. De noodzaak om over een voldoende aantal onder elkaar liggende monsters te beschikken om de resultaten te kunnen interpreteren.
3. Ongeroerde monsters te beproeven. De resultaten van de doorlatendheidsproeven op monsters afkomstig uit de boring B (en in veel mindere mate, uit CC) lieten het vermoeden bestaan, dat het veen er geroerd is als gevolg van de afschuiving. De verkregen resultaten kunnen dan eventueel niet representatief zijn voor de werkelijke eigenschappen van het veen.

De boring BB gaf weinig veen van goede kwaliteit, zodat de monsters van de boring AA afkomstig zijn. Het maaiveld is daar niet belast geweest.

De monsters zijn gedurende 2 à 3 maanden in bussen bewaard onder gecontroleerde omstandigheden ($t = 20^{\circ}\text{C}$) en kort voor de triaxiaalproef geprepareerd. De monsters (15 cm hoog) worden daarbij voorzien van een cilindrisch Latex membraan (dikte 200 μ , nominale diameter 66 mm) en in de opstelling gemonteerd. Tevoren zijn op de onder- en bovenplaat glijlagen aangebracht (50 μ siliconenvet, afgedekt met een latex schijf, dik 200 μ , \varnothing 66 mm, voorbelast met 5 kgf.).

om de horizontale wrijving aan boven- en onderzijde tot een minimum te beperken.

Na montage van het monster en aanbrengen van de cel wordt de opstelling op back-pressure (3 bar) gebracht.

Opmerking

De eerste proef (8A) is enigszins als een "testproef" te beschouwen.



4. Keuze van het type beproevingsmethode

Gekozen is voor zogenaamde isotroop geconsolideerde, gedraineerde proeven (CID-proeven).

Dit type proef is vrij eenvoudig en laat toe de interpretatie met meer zekerheid te maken dan bij ongedraineerde proeven.

De bepaling van twee elastische parameters (gedraineerde situatie) is alléén mogelijk bij de CD-proef.

Bij de keuze van de spanningspaden is aangesloten bij de belasting zoals deze in de praktijk optreedt. Het merendeel van de proeven is daarom uitgevoerd als 'klassieke' triaxiaalproef, waarbij de radiale spanning (in feite dus: de celspanning) constant gehouden wordt, terwijl de verticale spanning wordt opgevoerd door de plunjer met constante snelheid naar beneden te drukken.

Drie proeven zijn uitgevoerd ter simulatie van de situatie waar de belasting primair horizontaal van richting is; voor dat geval is een triaxiale extensieproef uitgevoerd, waarbij de celdruk geleidelijk wordt opgevoerd en de (totale) verticale spanning constant gehouden wordt. De gevolgde spanningspaden zijn voor beide gevallen op de onderstaande figuur getekend.

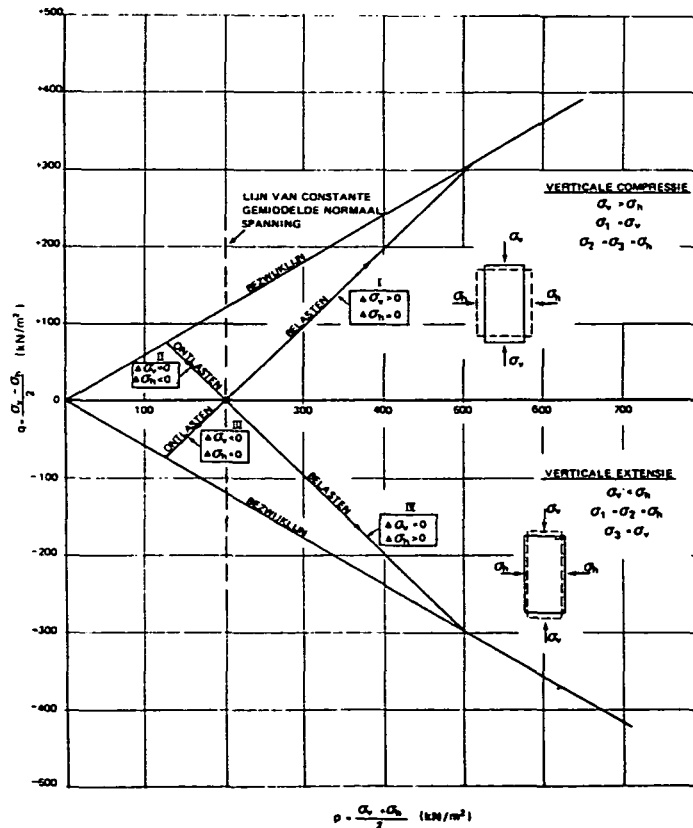


Fig. 4.1. Spanningspaden bij de triaxiaalproef



5. Resultaten van de triaxiale compressieproeven

5.1. De consolidatiefase-bepaling van de afschuifsneldheid

Voorafgaande aan de afschuiffase, worden de monsters onder een alzijdige consolidatiespanning geconsolideerd (isotrope consolidatie). Het verloop van de consolidatie is gevolgd enerzijds door de hoeveelheid uitgeperst water (volume-vermindering) en anderzijds de wateroverspanning in het centrum van het monster te meten. De consolidatieduur bedroeg tenminste 24 u, hetgeen veel meer is dan de benodigde tijd om alle wateroverspanning af te voeren.

Opdat de proef 'gedraineerd' uitgevoerd zou worden, mag de vervormingssnelheid niet te groot gekozen worden.

De theorie van Bishop (steunend op de oplossing van de consolidatievergelijking van Rendulic in het axiaal-symmetrische geval) laat toe een schatting van de afschuifsneldheid te maken. Gedurende de eerste periode van de consolidatie zou een lineair verband tussen de aanpassing (dus ook het uitgeperst volume water-theorie van Rendulic) en de \sqrt{t} bestaan. Uit extrapolatie van dit lineaire verband tot de asymptotische waarde van de uitgeperste waterhoeveelheid na zeer lange tijd, volgt een karakteristieke consolidatietijd t_{100} . De minimale afschuiftijd bedraagt: [18]

$$t_f = k t_{100}$$

waarin k een factor is, die afhankelijk is van de drainagevoorwaarden. Onder beschouwing van de aanwezige geometrie (drainage over de hele cilindermantel, maar niet op de eindvlakken) geeft Bishop dat $k \approx 20$.

In de proeven bleek de evenredigheid met \sqrt{t} in het geheel niet aanwezig; waarschijnlijk moet dit verklaard worden door de grote (2-6%) volumevermindering tijdens de consolidatie, waardoor ook de doorlatendheid sterk veranderde. De doorlatendheidsproeven gaven immers aan, dat de doorlatendheid sterk varieert met de samendrukking.

Nadat de wateroverspanningen verdwenen waren, bleek tijdens de consolidatie nog heel wat vervorming op te treden als gevolg van kruip. Wellicht zal de kruip het consolidatie- en aanpassingsproces beïnvloeden hebben, waardoor afwijkingen met de theorie van Bishop (homogeen, iso-



troop materiaal, zonder structurele viscositeit) ontstaan.

Opgemerkt wordt, dat Bishop aangeeft dat zijn methodiek leidt tot kleine, doch niet volledig weggeëbde wateroverspanningen tijdens de afschuiffase ($\Delta u \leq 5$ à 10% van de isotrope spanning).

Uit een eerste proef bleek de methode een te hoge vervormings-snelheid op te leveren, waardoor niet meer aanvaardbare afwijkingen in gemeten effectieve spanningen en stijfheden kunnen optreden. Om dit te vermijden, is er bij alle verdere experimenten zorg voor gedragen dat de snelheid zo klein bleef, dat de wateroverspanningen op ieder ogenblik niet groter werden dan 5% van de dan aanwezige isotrope spanningen.

De beproefde monsters zijn op de bijlagen 9, 10 en 11 aangeduid.

In de onderstaande tabel 2 zijn enkele eigenschappen voor de proef en een beschrijving van het beproefde monster gegeven.

Monster	diepte (m-m.v)	beschrijving	← voor → na			
			γ_n kN/m ³	w %	γ_d kN/m ³	w _{na} %
4A	3,00 - 3,17	zeer kleiig veen, sterk veraard/verweerd met houtresten	11,8	210	3,8	165
4B	3,17 - 3,34	bosveen (blad-hout)	10,9	350	2,4	260
4E	3,68 - 3,85	bosveen met mos, zwak veraard; grove houtresten	10,5	395	2,1	(320)
8A	7,00 - 7,17	-	11,2	325	2,8	(-)
8B	7,17 - 7,34	kleiig veen, bos-riet veen	11,3	335	2,6	(250)
8C	7,34 - 7,51	bosveen, matig veraard/verweerd	10,6	370	2,3	290
8D	7,51 - 7,68	bosveen, matig veraard/verweerd	10,5	385	2,2	315

Tabel 1. Beproefde monsters (compressieproeven)
waarden tussen haakjes geschat.

Tabel 2 geeft de resultaten tijdens de consolidatie.



Monster	4A	4B	4E	8A	8B	8C	8D	Opmerking
Experiment	605	606	607	601	602	603	604	
consolidatiedruk (kPa)	20	10	5	10	10	20	15	
opgetreden rek na 24 uur ϵ_v (%)	*	0.8	0.6	1.0	1.2	2.4	1.7	
ϵ_{vol} (%)	-	3.5	1.6	2.3	3.1	6.3	4.4	
ϵ_h (%)	-	1.3	0.5	0.6	0.9	1.9	1.3	
knikpunt in consolidatie vs. log t curve (min)	5-20?	8	4.5	30	30	15	25	bijl.21
afname wateroverspanning tot $u = 0,1 \sigma_c$ (min)	2	10	3	*	16	17	23	meting aan basis

Tabel 2. Metingen tijdens de isotrope consolidatie (* geeft aan dat niet of verkeerd is gemeten).

Het tijdstip waarop $u = 0,1 \sigma_c$ is met een pijltje aangegeven op de tijdens de consolidatie gemeten $\Delta V - \log t$ en $\epsilon_v - \sqrt{t}$ verbanden.



In het onderstaande worden de resultaten van de metingen gedurende iedere fase nader onderzocht.

5.2. Metingen tijdens de consolidatie; kruipconstante

Het tijdsverloop van de consolidatie is in meer details weergegeven in de curves van bijlage 21. Uit de grafieken van ϵ tegen \sqrt{t} (aangeduid als SQR T) blijkt duidelijk dat deze voor kleine waarden van t geen lineair verband opleveren en dat de theorie van Bishop dus niet toepasbaar is voor het beproefde veen. In een tweede serie grafieken is ΔV als functie van $\log t$ uitgezet. Deze figuren vertonen allen een meer of minder duidelijke knik die waarschijnlijk de overgang van consolidatie naar kruip markeert. Op deze grafieken is het tijdstip t_c aangegeven waarop de gemeten wateroverspanning gedaald is tot 10% van de consolidatiespanning. Een en ander levert een consistent beeld, zeker als we in aanmerking nemen dat het knikpunt niet altijd even scherp bepaald is, en dat de wateroverspanning midden op de bodem niet noodzakelijk dezelfde is als in het centrum van het monster. Men stelt vast dat de consolidatie sneller heeft plaatsgevonden bij de monsters 4 dan bij de monsters 8, hetgeen in overeenstemming is met de resultaten van de doorlatendheidsproeven. Alhoewel niet direct relevant voor de berekeningen, werd uit de consolidatiefase enige verder informatie omtrent het kruipgedrag van het veen gehaald. Men kan de kruipconstante Y definiëren als

$$Y = \frac{\epsilon_{vol2} - \epsilon_{vol1}}{\ln t_2/t_1} \times 100 \quad (\%)$$

Y is een mate voor toename van de volumerek door kruip tussen t_2 en t_1 en is de helling van de $\epsilon_{vol} - \log t$ curve na beëindiging van de consolidatie (op een conversiefactor 2,3 na).

De berekende kruipconstanten zijn op de tabel 3 vermeld en nog eens in de onderstaande tabel opgenomen.



σ'_c	Veen Streefkerk	Klei Oesterdam
5	0,09	0,18
10	0,07 0,12	0,32
15	0,28	0,44
20	0,31	0,56

Tabel 3 : Kruipconstanten (isotrope consolidatie)

Ter vergelijking zijn de waarden voor de zeer slappe klei bij de Oesterdam gegeven.

De afschuifsnelheid (ca. 0,7 mm/u) is zeer laag voor CD triaxiaalproeven, doch is nog groter dan de gemeten kruipnelheid bij isotrope belasting: $\dot{\epsilon}_{v,kruip}$ 0,03 à 0,08 mm/u afhankelijk van de consolidatiespanning. De kruipnelheid bij constant deviatorisch niveau q/q_{max} is groter dan onder isotrope belasting (waarvoor $q/q_{max} = 0$), en is ook niet altijd constant met de tijd. Voor de uitgevoerde proeven is de verhouding van de aangelegde vervormingssnelheid tijdens de afschuiving tot de kruipnelheid bij een bepaald deviatorisch niveau maximaal gelijk aan 10 bij het begin van de proef en neemt snel af met de toenemende deviatorspanningen.

De proeven zijn dus als "langzame proeven" uitgevoerd. Snelheidseffecten zullen de gemeten wrijvings- en stijfheidsparameters niet sterk beïnvloeden.

5.3. Het bezwijkgedrag; wrijvingskarakteristieken

In bijlage 22 zijn de proefresultaten weergegeven in de vorm van grafieken van spanning vs. rek (volumetrisch en schuif-), van schuifspanning vs. verticale rek en van volumetrische tegen verticale rek. In figuur 23A en 23B zijn de proefresultaten voor de 7 compressieproeven nog een vergelijkenderwijze samengevat. Gemeten en berekende waarden van p' , q en de elastische parameters zijn voor verschillende waarden van de verticale rek op de tabel 4 samengevat.



de figuur dringt zich een tweedeling op: enerzijds de monsters 23A en B, die een spannings-rekgedrag vertonen met een duidelijke bezwijkvorm, anderzijds de overige die een knik vertonen in de spannings-rekrelatie maar, na een kromlijnige aanloop, tot grote vervormingen ($\epsilon_v = 30 \text{ à } 35\%$) lineair met de spanningen vervormen. Voor deze monsters werd geen maximum in het last-zakkingsdiagram gevonden, zodat men zich moet beroepen op een andere definitie van het "bezwijkcriterium".

Het is erg moeilijk om een eenvoudige verklaring voor deze verschillende gedragingen te vinden. Noch de volumegewichten, noch de geologische beschrijvingen van de monsters (tabel 2) geven veel houvast voor een dergelijke tweedeling.

Wat betreft de beschrijving van de monsters zij terzijde opgemerkt, dat deze is opgemaakt na het verrichten van de triaxiaalproef, aan het samengedrukte monster. De - globale - indruk vóór het verrichten van de experimenten dat serie 8 duidelijk homogener was dan serie 4 komt daardoor niet naar voren.

De monsters van serie 8 waren duidelijk minder doorlatend dan die uit serie 4, hetgeen op iets verschillende structuren zou kunnen wijzen (zie hoofdstuk 3).



Monster	4A					4B					4E					8A					8B					8C					8D				
Experiment	605					606					607					601					602					603					604				
σ'_c (kPa)	20					10					5					10					10					20					15				
$\epsilon_{vol c}$	5.8					3.5					1.6					2.3					3.1					6.3					4.4				
ϵ_{vc}	?					0.8					0.6					-0.7					1.2					2.4					1.7				
ϵ_{hc}	?					-1.4					-0.5										-1.0					-2.0					-1.4				
afschuif- snelh. (mm/h)	0.7					0.85, later 1.7					0.85					2.2, later 1.3					1.2					0.65					0.60				
ϵ_{vol} (%)	2.5	4.6	6.5	8.1	9.1	3.1	5.2	6.7	7.3	7.7	4.6	7.0	10.2	2.8	6.2	9.5	3.7	7.5	11.1	14.4	17.7	4.1	8.2	12.1	15.9	19.7	4.0	7.9	12.0	15.7	19				
ϵ_{hc} (%)	-1.3	-2.7	-4.3	-6.0	-8.0	-1.0	-2.4	-4.2	-6.3	-8.7	-0.2	-1.5	-2.4	-1.1	-1.9	-2.8	-0.7	-1.3	-2.0	-2.8	-3.7	-0.5	-0.9	-1.5	-2.1	-2.7	-0.5	1.1	-1.5	-2.2	-2.7				
ϵ_v (%)	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25
p' (kPa)	49	56	60.7	62.3	62.1	28.1	33.7	36.0	36.0	35.7	17.1	22.1	24.8	27.2	29.1	26.2	31.5	34.3	-	-	24.9	29.8	34.2	37.9	41.6	32.5	38.3	42.7	47.6	53.0	30.2	34.4	40.7	45.3	51.0
q (kPa)	29.5	36.7	40.8	42.5	42.0	19.0	24.4	27.6	26.4	25.9	12.1	17.3	20.2	22.4	24.5	18.5	23.7	26.6	-	-	16.3	21.3	26.1	30.0	33.9	15.1	21.8	27.1	33.4	38.4	16.5	21.8	27.0	31.6	37.3
k (kPa)	785	530	415			395	305	260			215	160	130			360	220	165			245	165	135			175	130	110			240	165	140		
g (kPa)	450	285	220			305	195	135			205	145	115			295	195	150			280	185	150			270	195	160			285	200	160		
k (kPa)	1140	715	540			735	480	345			470	335	265			695	450	345			610	410	330			535	390	325			610	425	345		
v (-)	0.26	0.28	0.28			0.20	0.24	0.28			0.14	0.15	0.16			0.20	0.15	0.15			0.09	0.10	0.10			0.00	0.00	0.01			0.07	0.07	0.09		
Opmerkingen	bezweken bij $\epsilon_v = 20\%$					bezweken bij $\epsilon_v = 15\%$					proef gestopt bij $\epsilon_v = 16\%$																								

Tabel 4. Overzicht triaxiale compressieproeven

CONSOL

AFSCHUIVING



Uit de rekken tijdens de consolidatie blijken de niet bezweken monsters in horizontale richting stijver dan in verticale te zijn. Dit wijst op een enigszins anisotrope structuur.

Tijdens de afschuiffase zijn ook de horizontale rekken van de niet bezweken monsters kleiner dan die van de bezweken monsters.

Een mogelijke verklaring voor de toenemende sterkte zou de enigszins vezelige structuur kunnen zijn: de vezels kunnen trekspanningen opnemen, zodat het materiaal als het ware "gewapend" is. De vezeltjes kunnen de trekspanningen via wrijving overbrengen, zodat zeer grote rekken kunnen optreden vóórdat echt bezwijken (dat blijkbaar volgens de spanningsvervormingscurven van de bezweken monsters een zeer geleidelijk fenomeen is) optreedt. Het min of meer lokaal bezwijken zou dan afhankelijk van de locale zwakheden in de "wapening" kunnen zijn. Bij de twee bezweken monsters geeft het $\epsilon_{vol} - \epsilon_{ver}$ verband aan dat de werkelijke afschuiving met een veel kleinere volumevermindering gepaard gaat dan tot voor het bezwijken (de dwarscontractiecoëfficiënt neemt toe).

Tenslotte wordt opgemerkt dat de bezweken monsters geen duidelijk schuifvlak vertonen, maar wel een zeer wild verlopend breukvlak, hetgeen nogmaals wijst op de belangrijke invloed van de structuur, en vooral van de aanwezige zwakke plekken.

Het is een bekend fenomeen dat de triaxiaal- en schuifproeven op veen geen duidelijk maximum in het spannings-vervormingsdiagram vertonen. Meestal zoekt men zijn toevlucht in andere definities van het bezwijkcriterium.

De resultaten van de proeven zijn op de bijlage 23 bis in een p'-q diagram getekend. Op het spanningspad zijn punten van gelijke rek ($\epsilon_v = 10, 15, 20, 25\%$) en van bezwijken aangegeven. Al deze punten zijn ook in de verzameltabel aangegeven.

Voor de proeven van serie 8 (geen echt bezwijken) stelt men vast dat men bij goede benadering de punten van gelijke rek met een rechte lijn kan verbinden. Deze lijnen lopen nagenoeg samen in een punt op de q-as, en de helling neemt toe met de rek. Dit wordt vaker vastgesteld in cohesieve gronden. Voor ieder van deze rechten, die met een bepaalde rek overeenstemmen, kunnen een "cohesie" en een "wrijvingshoek" worden berekend. In dit geval hanteert men een



criterium gebaseerd op een (arbitrair bepaalde) vervorming. De overeenstemmende spanningscirkels (σ - τ voorstelling) zijn niet langer meer echte bezwijkcirkels, maar spanningscirkels die met een bepaalde rek overeenstemmen. De " c' en ϕ' waarden" voor verschillende ϵ_v zijn hieronder verzameld (proevenserie 8).

	$\epsilon_v = 15\%$	$\epsilon_v = 20\%$	$\epsilon_v = 30\%$
$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	19,7	17,1	16,7
$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	7,8	18,1	22,3

Tabel 5. c' en ϕ' waarden voor bezwijkcriteria gebaseerd op de verticale rek. Twee van de drie proeven van serie 4 leiden tot echte breuk bij rekken van ca. 20%. Men kan deze rek als bezwijkrek voor de proef 4E beschouwen (zie ook spannings-rek grafiek van deze proef). De K_F lijn is op de bijlage getekend. Hieruit worden een ϕ' waarde van 35° en een c' waarde van $5,7 \text{ kN/m}^2$ berekend. De punten van gelijke rek liggen niet meer zo mooi op een rechte lijn.

Opmerkingen

1. Voor het monster 4B werd de proef na bezwijken nog een tijdlang voortgezet. De schuifweerstand is nauwelijks afgenomen na de maximale waarde. Zelfs bij zeer grote rekken blijkt het veen geen vermindering van de wrijvingseigenschappen te vertonen. Voor klei veroorzaakt verkneding wél een vermindering van de wrijvingseigenschappen.
2. Men stelt vast dat de serie 8 grotere "cohesies" en kleinere ϕ geeft dan de serie 4. De monsters van beide series zijn afkomstig van een boring waarvoor geen sprake kan zijn van "voorbelaasting" door de oude dijk.
3. De proefverzameling voor de Alblasserwaard geeft de volgende waarden (celproeven):



	c' kN/m ²	ϕ' o
Veen naast de dijk	4,8	25,6
Veen onder de dijk	5,0	25,4

Tabel 6. Wrijvingseigenschappen veen - celproefverzameling
Alblasserwaard.

Uit paragraaf 8 zal blijken dat de celproeven op zeer cohesieve veenmonsters meestal niet in aanmerking kunnen komen voor de proefverzameling als gevolg van een tekortkoming van het celapparaat. Een celproef (boring 28, monster 9) gaf eerder aan dat $c' = 18 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 19$. Deze waarden zijn te vergelijken met de resultaten van serie 8.

Opmerking ten aanzien van de proefverzameling

De proefverzameling is opgesteld door uitmiddeling van de resultaten van een groot aantal celproeven. Om in aanmerking te komen voor de uitmiddeling moet voor de proef een raaklijn kunnen worden getrokken aan tenminste drie gevonden cirkels met een correlatiecoëfficiënt die aan minimale waarden voldoet. Hierbij is impliciet aangenomen dat de omhullende van Coulomb een rechte moet zijn. Zoals uit paragraaf 8 zal blijken, is dit niet noodzakelijk het geval voor veen.



5.4. Het vervormingsgedrag: de elastische parameters

De elastische parameters werden bepaald volgens de methode aangegeven in Appendix A. De secansmoduli (oorsprong = begin afschuiving) zijn voor verschillende rekken in de tabel 4 gegeven. De resultaten zijn in grafische vorm gepresenteerd op de bijlagen 24A en B.

De stijfheid van de monsters van serie 8 is weinig of niet afhankelijk van de steun- en consolidatiespanning. De monsters van serie 4 reageren des te stijver naarmate de steunspanning groter is. Een en ander is in verband te brengen met de constatering dat de lijnen van gelijke rek in het p' - q diagram veel steiler verlopen bij de proevenserie 4 dan bij de serie 8: naarmate de stijfheid meer bepaald wordt door de steunspanning, moet de helling $\frac{dp}{dq}$ van de lijn van gelijke rek groter worden. Het verband tussen E , $\sigma'_v - \sigma'_c$ en σ'_c van de monsters van serie 4 is normaal te noemen; dat van de monsters van serie 8 is ongebruikelijk (geen afhankelijkheid van σ'_c).

Voor de monsters die geconsolideerd werden op de werkelijke terreinspanning (4D, 8A en 8B; $\sigma'_c = 10 \text{ kN/m}^2$) is de spreiding in E -waarden het kleinst. Dit vergemakkelijkt de keuze van E voor de lagen naast de oude dijk!

Het effect van het schuifspanningsniveau op de grootte van de elastische parameters is verduidelijkt in de onderstaande tabel, waar G en K als functie van het schuifspanningsniveau $q/q_{\max} = \tau/\tau_f$ voor de twee bezwene monsters is gegeven.

monster q_{\max}	4A 42 kPa		4B 26.5 kPa	
	K (kPa)	G (kPa)	K (kPa)	G (kPa)
q/q_{\max} (-)				
0.1	12400	1300	2950	880
0.2	5250	1000	700	650
0.4	3000	750	520	470
0.6	1000	550	450	375
0.8	650	350	360	260

Tabel 7. Stijfheidsparameters bij bezwijkende monsters als functie van q/q_{\max} .



6.1. Inleiding

Zoals reeds opgemerkt in 5.3 bleken tijdens de consolidatie de optredende verticale en horizontale rek te verschillen; deze anisotropie blijkt duidelijk uit tabel 4.

Deze omstandigheid leidde tot de suggestie dat de elastische parameters, en mogelijk ook de sterkteparameters, van het veen wel eens sterk afhankelijk zouden kunnen zijn van de belastings-situatie.

Om de onbekendheid van sommige van de materiaalparameters al op voorhand zoveel mogelijk te ondervangen, is het uitgangspunt van de triaxiaalproeven steeds geweest een belastingsituatie te creëren in de triaxiaalcel die met de praktische omstandigheden overeenkomt. Omdat een aanzienlijk gedeelte van het onderhavige veen zich op geruime afstand van de dijk bevindt, waar de belasting primair horizontaal gericht is, leek het zinvol in een aantal proeven deze belastingsituatie te simuleren; de door de consolidatie gewekte suggestie dat er sprake zou kunnen zijn van aanzienlijke anisotropie maakte de proeven nog belangwekkender.

De belastingsituatie op enige afstand van de dijk is horizontaal gericht, maar wel uniaxiaal. In de triaxiaalcel zou daarom eigenlijk een horizontaal, in de spanningsrichting gestoken monster moeten worden beproefd. Omdat dergelijke monsters niet beschikbaar waren, is gekozen voor een proefopzet waarin wel het horizontale, maar niet het uniaxiale karakter van de belasting is gesimuleerd. In deze zgn. triaxiale extensieproef wordt de horizontale belasting geleidelijk opgevoerd, terwijl de kracht op de plunjer zodanig wordt geregeld, dat de verticale spanning op het monster constant blijft; voor het spanningspad zie figuur 4.1.

Om de resultaten van de extensie- en compressieproeven zo goed mogelijk onderling te kunnen vergelijken, werden de monsters uit boring AA op ca. NAP -5 m genomen.



Om apparatuurtechnische redenen is bij deze proeven de belasting spanningsgestuurd uitgevoerd in plaats van vervormingsgestuurd, zoals in de compressieproeven. Ook in dit geval is ervoor gezorgd, dat de wateroverspanningen niet opliepen boven 5% van de isotrope spanning; dit bleek het geval te zijn wanneer als "afschuif"snelheid 1 kPa/uur werd gekozen.

De beschrijving van de monsters is in tabel 8 gegeven.

Opmerking: de celproef is een spanningsgestuurde proef.

Monster	Diepte (m-m.v)	Beschrijving	voor γ_n (kN/m ²)	w %	γ_d (kN/m ³)	w _{na} %
5A	4,5 -4,65	Bosveen (met veel mos) veel grote houtresten (ϕ 0,5 à 1 cm)	1.09	290	0.28	245
5B	4,65-4,80	idem	1.09	365	0.23	260
6A	5,4 -5,6	Bosveen, zwak veraard ca. 10% vol. hout- fragmentjes; takjes ϕ 3-8 mm	1.07	400	0.27	(330)

Tabel 8. Beproefde monsters bij de triaxiale extensieproef.

6.2. Metingen tijdens de consolidatie; kruipconstante

De consolidatie is in dezelfde voorwaarden als voor de compressieproeven uitgevoerd. De metingen tijdens de consolidatie zijn op de bijlage 25 en op de tabel 9 gegeven. Vooral voor de monsters 5A en 5B stelt men een belangrijke mate van anisotropie (horizontaal stijver dan verticaal:

$\epsilon_h < \epsilon_v$) vast.



Monster	5A	6A	5B
Experiment	608	610	609
Consolidatiespanning (kPa)	10	15	20
Opgetreden rek na 24 u			
ϵ_{vol}	3.4	4.5	7.4
ϵ_v	1.5	1.7	3.7
ϵ_h	0.9	1.4	1.8
Knikpunt in consolidatie vs. log t curve (min)	5	10	20
Afname wateroverspanning tot $u = 0,1 \sigma_c$ (min)	2.5	4	1.5

Tabel 9. Metingen tijdens de consolidatie.

De kruipconstantes kunnen op dezelfde wijze berekend worden als in 5.2.

σ'_c (kPa)	γ (%)
10	0,16
15	0,36
20	0,43

Tabel 10. Kruipconstanten (isotrope consolidatie; zie ook tabel 3)



6.3. Het bezwijkgedrag; wrijvingskarakteristieken

De resultaten van de metingen tijdens de afschuiffase zijn op de bijlage 26 en in de tabel 11 weergegeven.

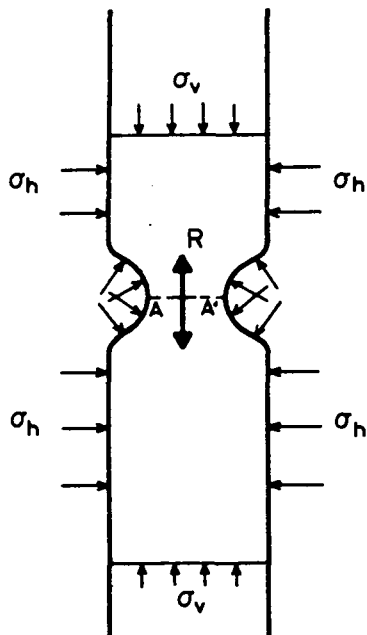
	5A				6A				5B			
Experiment	608				610				609			
Consolidatiespanning (kPa)	10				15				20			
Opgetreden ϵ_{vol} (%)	3.4				4.5 %				7.4			
na 24 u. ϵ_v (%)	1.5				1.7 %				3.7			
ϵ_h (%)	0.9				1.4 %				1.8			
$-\epsilon_v$ (%)	2.5	5	7.5	10	2.5	5	7.5	10	2.5	5	7.5	10
ϵ_{vol} (%)	5.0	7.2	8.7	9.6	5.3	7.4	8.4	-	5.8	8.4	10.0	10.9
ϵ_h (%)	3.8	6.1	8.1	9.8	3.9	6.2	8.0		4.2	6.7	8.7	10.5
K (kPa)	295	270	255	245	400	350	330		300	260	240	235
G (kPa)	195	140	115	95	290	205	160		220	165	130	110
E (kPa)	480	360	300	255	400	510	410		530	410	330	280
ν (-)	0.26	0.29	0.32	0.35	0.21	0.24	0.28		0.20	0.24	0.27	0.28
p' (kPa)	20.4	23.8	25.5	26.7	30.4	33.6	35.3		32.3	35.5	37.4	39.1
$-q$ (kPa)	11.8	15.5	17.5	18.7	18.0	22.3	24.1		14.4	18.9	21.1	22.4
Direct voor bezwijken σ'_h	46.9				60.0				61.5			
σ'_v	8.1				11.3				15.5			
p'	27.5				35.7				38.5			
q	19.4				24.3				23.0			

Tabel 11. Resultaten van de triaxiale extensieproeven.

In tegenstelling tot de compressieproeven, zijn alle monsters bezweken.



Allereerst zij opgemerkt dat de resultaten betreffende de sterkte niet direct vergelijkbaar zijn met de sterktes die uit de compressieproeven volgen, omdat het bezwijkmechanisme geheel verschillend is. Het bezwijken bij de compressieproeven grijpt plaats door afschuiven langs een glijvlak, zij het dat dit niet in alle gevallen ontstond tijdens de beproeving, en zij het dat het glijvlak zeer onregelmatig van vorm kan zijn. In de onderhavige extensieproeven vindt het uiteindelijke bezwijken plaats, doordat lokaal een insnoering ontstaat. Een eenvoudige beschouwing leert dat dit leidt



tot trekspanning in de aldus gevormde "nek" van het monster (zie figuur). De celdruk, die in de berekeningen als horizontaal is aangenomen, werkt bij een insnoering ook omhoog en naar beneden. Uit de evenwichtsvergelijking voor de bovenste helft van het monster volgt dan dat trekspanning optreedt, zodra de insnoering zover is gevorderd dat de steunspanning σ_h werkend op het oppervlak van de ring AA' meer is dan σ_v op het totale oppervlak. In de proefsituatie is dat het geval bij een insnoering van rond 10%, dat wil zeggen 3 mm op een straal van 33 mm.

Omdat de horizontale rek alleen indirect gemeten wordt via de verticale en volumetrische rek, is alleen een gemiddelde waarde bekend, terwijl het hier juist om een lokaal verschijnsel gaat.

De spanningen die op het breukvlak ageren, zijn dus niet exact bekend, in tegenstelling tot de "gemiddelde" verticale en horizontale spanningen. Voor het bezwijkkriterium gedefinieerd als doorgaande verticale rek onder constante "gemiddelde" spanningen, zijn de p' en q'



waarden bij bezwijken aangegeven op de tabel 9. Indien een ander bezwijkcriterium wordt gehanteerd, zullen kleinere p' en q -waarden gevonden worden. Dit is bijvoorbeeld het geval indien "begin van insnoering" als bezwijken wordt gekozen. Het is echter heel moeilijk uit te maken, wanneer insnoering begon.

De op tabel 9 aangegeven p' en q bij bezwijken zijn op de bijlage 27 in een p' - q diagram getekend. Men constateert dat:

- i. het monster 6A beduidend meer weerstand biedt dan de monsters 5;
- ii. geen eenduidige K_f -lijn getrokken kan worden;
- iii. alle monsters kleinere schuifweerstand dan de series 4 en 8 leveren.

ad i.

De grotere stijfheid van monster 6 toont aan dat over korte afstanden (1 m) de eigenschappen van het veen sterk kunnen variëren. Voorzichtigheid is dus geboden, indien een proef (bijvoorbeeld cel- of triaxiaalproef) grotere weerstanden geeft.

ad iii.

Ter vergelijking zijn op de bijlage 27 de K_f -lijn van de serie 4 en de K_f bij $\varepsilon_v = 20\%$ van de serie 8 getekend. Met inachtname van de heterogeniteit tussen de monsters van serie 4 en die van de extensieproeven, kan gesteld worden dat de schuifweerstand in compressie hoger is dan in extensie. Hij blijkt dus richtingsafhankelijk te zijn (zie verder).

Voorzover mogelijk is een rechte lijn doorheen de drie bezwijkpunten getrokken, waaruit c' en ϕ' werden berekend: $c' = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ en $\phi' = 26^\circ$ (extensieproeven).

Opmerking

Het monster 5B is bezwiken in een kleiiger deel.

Het monster 5A is in een zwakker veraard deel bezwiken.



6.4. Het vervormingsgedrag: de elastische parameters

De stijfheidsparameters werden bepaald zoals in Appendix A, 2, met de formules voor de compressieproeven: de incrementele verticale spanning is nul. De resultaten zijn vermeld op tabel 9 en grafisch gepresenteerd op de bijlage 28. Opnieuw valt op dat 6A veel stijver reageert dan de overige twee monsters. Men stelt ook vast dat de grootte van de verticale (constante) spanning niet veel invloed heeft op de stijfheid (proeven 5A en 5B: slechts 10% verschil in E-waarden bij overgang van $\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2$ naar $\sigma'_v = 20 \text{ kN/m}^2$). Uiteraard nemen de stijfheden af met toenemende schuifspanningen.

Opmerkelijk is ook de verhouding $\frac{\epsilon_v}{\epsilon_h}$ gedurende de proef: bij het begin van het experiment is $\frac{\epsilon_v}{\epsilon_h} < 1$ (in tegenstelling tot de consolidatiefase). Naarmate σ_h toeneemt, nadert $\frac{\epsilon_v}{\epsilon_h}$ van 1. Dichtbij bezwijken is $\frac{\epsilon_v}{\epsilon_h} \gg 1$: kort voor het bezwijken nemen de verticale rekken snel toe. Dit zal wel in verband te brengen zijn met de insnoering van het monster. Het spannings-rekgedrag tijdens de extensieproef verloopt anders dan bij de compressieproeven (zie figuren) en is zeer vloeiend.

De dwarscontractie neemt toe van ca. 30% tussen het begin en het eind van het experiment.



7. Vergelijking van de resultaten van de compressie- en extensieproeven

7.1. Wrijvingskarakteristieken

De K_f lijnen van de compressieproeven, serie 4, en van de extensieproeven kunnen vergeleken worden. De cohesies zijn van dezelfde orde van grootte, doch de ϕ' -waarden van de extensieproeven zijn lager (zie tabel 12). Bij lage spanningsniveaus is het relatieve schuifweerstandsverschil zowat 10%.

	compressieproef (serie 4)	extensieproef	celproefverzameling	
			naast	onder
c' (kN/m ²)	5	6	4.8	5
ϕ' (°)	35	26	25.6	25

Tabel 12. Vergelijking van c' en ϕ' uit de triaxiale compressie- en extensieproeven en uit de celproeven (verzameling Al-blasserwaard).

Uiteraard is het aantal proeven beperkt en is de interpretatie niet eenvoudig. Verdere proevenseries zouden moeten uitmaken of het verschil in schuifspanningen altijd in de hier gevonden verhouding ligt. De gevonden c' en (iets minder) ϕ' waarden liggen dichtbij de waarden van de celproefverzameling "naast de dijk" ($c' = 4,8 \text{ kN/m}^2$; $\phi' = 25,6^\circ$).

Opmerkingen

1. In de Krimpenerwaard geldt $c' = 15 \text{ kN/m}^2$ en $\phi' = 19^\circ$ voor het veen onder de dijk.
2. De triaxiale compressieproef is een verplaatsingsgestuurde proef, terwijl de triaxiale extensieproef, zoals de celproef, een krachtgestuurde proef is. Dit verschil in beproevingsmethode kan misschien ook een verklaring zijn voor de kleinere ϕ' waarde bij de extensieproeven. Het verschil in ϕ' waarden tussen de triaxiale compressie en de celproef is bekend [35]. Dit wijst op het belang om de eventuele anisotropie in sterkte-eigenschappen met hetzelfde type proef te onderzoeken.



Stijfheidsparameters

Gezien de verschillende wijzen van belasting kunnen de proefresultaten alleen vergeleken worden bij vergelijkbare grootheden. Hiervoor komt de volumetrische rek bij dezelfde σ'_c in aanmerking. De volgende tabel geeft de G en K waarden bij gelijke volumetrische rek (tabel 13). Tijdens de consolidatie zijn de monsters van serie 5 duidelijk slapper geweest dan alle andere ($K = 280$ i.p.v. $K = 375 \text{ kN/m}^2$).

Consolidatie spanning	10								15				20					
	8A		8B		4B		5A		8D		6A		8C		4A		5B	
ϵ_{vol}	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E
2.5	320	720	330	680	340	810	280	630	330	700	-	-	320	610	450	1170	-	-
5.0	230	540	250	540	205	505	195	480	265	560	320	730	250	585	271	700	240	580
7.5	180	408	185	410	-	-	140	360	205	440	205	500	210	415	185	450	185	450
10.0	145	330	160	350	-	-	-	-	180	380	-	-	180	365	-	-	130	330
type proef	compressie						extensie		comp.		ext.		compressie				extensie	

Tabel 13. Vergelijking G en E bij gelijke ϵ_{vol} en σ'_c (G en E in kPa).

Opmerking

Alle waarden zijn lineair geïnterpoleerd tussen de resultaten van de tabellen 6 (compressie) en 11 (extensie).

Vergelijking bij gelijke volumetrische rekken

Bij gelijke ϵ_{vol} reageren de monsters 5A en B van de extensieproeven deviatorisch iets slapper dan de in compressie beproefde monsters. Deze laatste zijn alzijdig ook iets stijver (zie consolidatiefase). Het monster 6A reageert iets stijver dan het overeenstemmende monster 8D. De dwarscontractiecoëfficiënten zijn hoger bij de extensieproeven, waardoor opmerkingen omtrent G af en toe niet meer opgaan voor E. Uit deze proeven kan niet met zekerheid worden geconcludeerd dat bij extensieproeven en compressieproeven bij gelijke volumetrische rek qua stijfheid beduidend verschillend is.



Een volledige goede vergelijking (zowel wat c' en ϕ' als wat de elastische parameters betreft) van de richtingsafhankelijkheid van de eigenschappen van veen is alleen mogelijk, indien hetzelfde type proef (bijvoorbeeld CID compressie) uitgevoerd wordt op monsters die gestoken worden in verschillende richtingen. Hiervoor werd in het verleden reeds een speciaal monstername-apparaat ontwikkeld. Wellicht benaderen de compressieproef in het actieve deel en de extensieproef in het passieve deel van het glijvlak beter de werkelijke spanningsvariatiëes waaraan de grond in die zones onderworpen wordt, maar men weet niet in hoeverre het verschil in beproevingsmethode (compressie: belasting in de langse richting van het monster via een stijve plaat; extensie: belasting in de dwarse richting van het monster via een oneindig slappe membraan) invloed heeft op de gemeten resultaten.



8. Bepaling van de parameters

8.1. Wrijvingskarakteristieken

De tabel 12 geeft de gevonden c' en ϕ' in compressie (serie 4) en in extensie, alsmede de waarden van de celproefverzameling. In het passieve gebied (kleine spanningen, hoofdzakelijk toename van de horizontale spanning) is de extensieproef de beste methode om c' en ϕ' te bepalen. Eén enkele proevenreeks is echter niet voldoende om op gefundeerde wijze c' en ϕ' te bepalen. De celproeven "naast de dijk" geven analoge waarden als de extensieproef; de compressieproef van serie 4 geeft hogere wrijvingseigenschappen. Men maakt dus een zeer goede benadering door $c = 5 \text{ kN/m}^2$ en $\phi' = 26^\circ$ voor het materiaal naast de dijk te nemen.

Voor het materiaal onder de dijk is het kiezen van lage ϕ' en hoge c' een onveilige benadering (zie par. 9). De wrijvingseigenschappen werden gekozen op basis van de compressieproef (serie 8) en de reeds vermelde celproef: $c' = \frac{18 \text{ kN}}{2 \text{ m}}$ $\phi' = 18^\circ$.

8.2. Stijfheidsparameters

De wijze waarop de stijfheidsparameters zijn bepaald op verschillende plaatsen in het profiel is in hoofdstuk 5 gegeven.

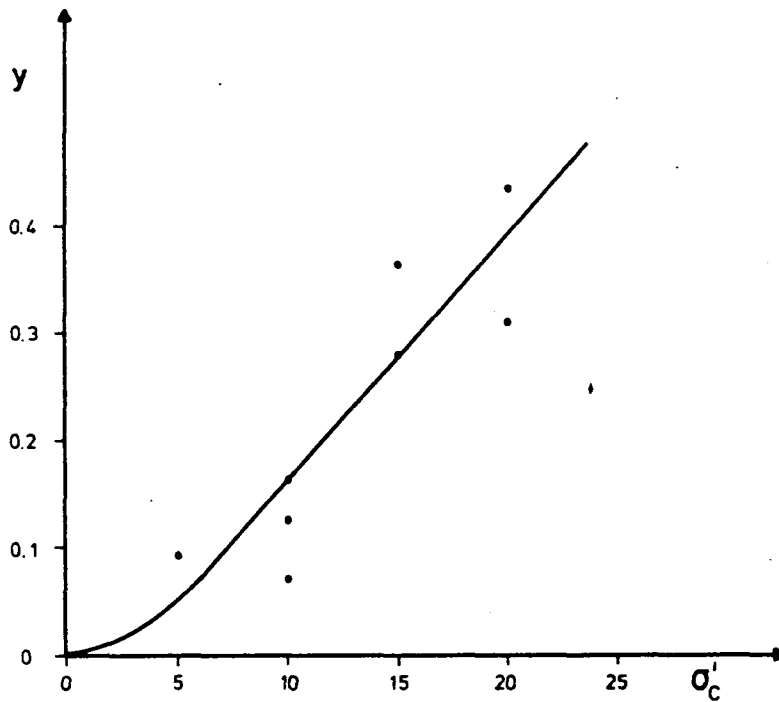
8.3. Bepaling van de kruipconstante

De kruipconstante Y werd niet gebruikt voor berekeningen. Deze kan enige indicatie over het gedrag van het materiaal onder constante isotrope spanning leveren. De resultaten van de tabellen 3 en 10 zijn in de onderstaande grafiek samengebracht. Voor $\sigma'_c > 5 \text{ kN/m}^2$ kunnen de meetpunten worden gefit door een rechte met vergelijking:

$$Y = 0,066 + 0,023 \sigma'_c \quad (r^2 = 0.78)$$

Voor zachte klei nabij de Oesterdam werd gevonden:

$$Y = 0,0465 \sigma_c'^{0,8310} \quad (r^2 = 0.73)$$



Uit de waarde van y kan een schatting gemaakt worden van de afname van K met de tijd (onder constante, alzijdige ($\tau=0$) normaalspanning).



9. Enkele beschouwingen over de meetbaarheid en de grootte van de schuifweerstand van veen

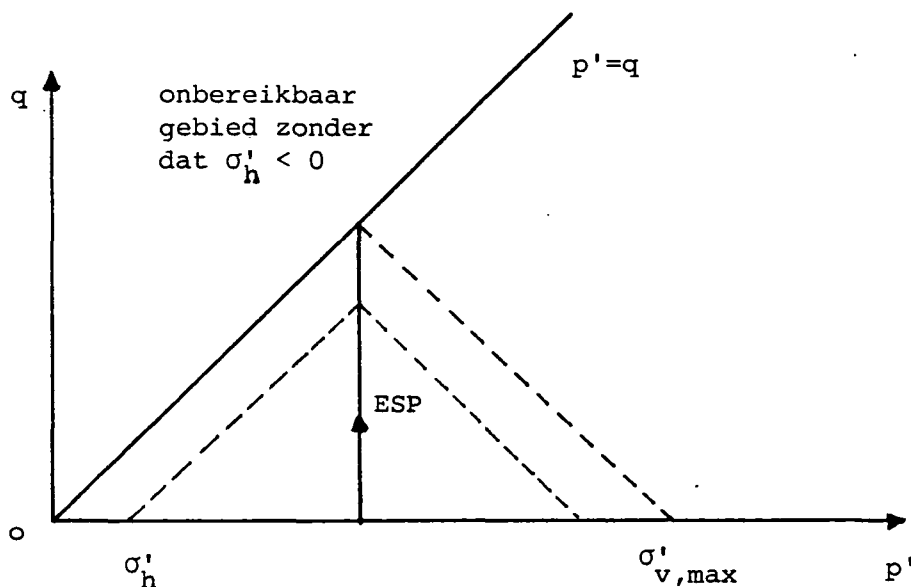
De celproeven - die meestal gebruikt worden om c' en ϕ' te meten - geven in veel gevallen aan dat de omhullende van Coulomb voor veen bij lage spanningen een kromlijnige curve met naar beneden gerichte concaviteit is. Bij hoge spanningen gaat de kromlijnige omhullende over naar een rechte. Hiervoor kunnen twee redenen genoemd worden: het gedrag van het veen bij lage spanningen en beperkingen van het celapparaat.

Bij het LGM werd in het verleden al onderzoek naar de schuifweerstand van veen bij lage spanningen door middel van triaxiaalproeven (gedraineerd en ongedraineerd) en simple shear proeven ([19], [20]).

Uit deze proeven bleek het nog niet mogelijk definitieve conclusies met betrekking tot de schuifweerstand te trekken.

9.1. Invloed van het spanningspad op de "bezwijkcirkel"

Bij lage spanningen is de "bezwijkcirkel" beïnvloed door het spanningspad. Om dit te verduidelijken kan men zich een proef indenken, waarbij het spanningspad verticaal verloopt: $p' = c^t$. Bij een waarde van de deviator gelijk aan de isotrope spanning moet dan de steundruk gelijk nul worden.





Om hogere deviatorspanningen te kunnen verwezenlijken zou de steundruk negatief moeten worden. Indien het monster bij $p' = q$ nog niet is bezweken (hetgeen zeer zeker mogelijk is - zie verder) kan het bezwijkstadium dus slechts bereikt worden door zijdelings trek uit te oefenen. Dit is zeer moeilijk, zomet onmogelijk, te realiseren: apparatuurtechnisch kunnen bij het celapparaat en bij het klassieke triaxiaalapparaat de effectieve spanningspaden nooit boven een 45° -lijn in het p' - q diagram terechtkomen (fig. 9.1).

Het pad dat bij de celproef gevolgd wordt is nog "kritischer" dan in het voorbeeldje hierboven: het volgt een lijn die een hoek van 135° met de p' -as maakt, zodat voor vrij cohesieve monsters, zelfs bij vrij hoge σ_v de onoverschrijdbare 45° -lijn wordt bereikt. Het bereiken van de 45° -lijn wordt in de celproef echter wèl als een bezwijktoestand beschouwd, omdat in de proef dan de laagste steundruk wordt bereikt. De dan gevonden maximale schuifweerstand noemen we q_a . Indien een monster een schuifweerstand q_f heeft die hoger is dan q_a , dan komt het pad in het verboden gebied en kon noch c' noch ϕ' bepaald worden. De grootte van q_a bedraagt

$$q_a = p' \tan 45 = p'$$

Op het ogenblik dat $q_a > q_f$, dan zal men een "echte" bezwijkcirkel hebben, d.i. wanneer

$$p' \geq p' \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

$$p' \geq \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Voor sterk cohesief materiaal moet p' groot zijn om aan $q_a \geq q_f$ te voldoen, dus om een "echte" bezwijkcirkel te vinden.



Nu dient nagegaan te worden wat het spannings-vervormingsgedrag van het monster is bij het bereiken van $\tau = \tau_a < \tau_f$. Ongedraineerde triaxiaalproeven bij lage spanningen op veen kunnen hiertoe aanduidingen geven. In [19] zijn de resultaten van zulke proeven gegeven. De proefresultaten geven aan dat het spanningspad de 45° -lijn niet overschrijdt. De vervorming die dan opgetreden is, kan afgelezen worden uit het ε_z -u diagram (verticale rek - wateroverspanning): vanaf het ogenblik dat de 45° -lijn is bereikt, is u constant.

Dit ogenblik stemt in sommige gevallen overeen met een zeer onduidelijk maximum in de $\sigma_d - \varepsilon_v$ curve. In andere gevallen ligt dit maximum veel verder, of het treedt niet op. Het effectieve spanningspad loopt verder over de 45° -lijn, tot het maximum in de $\sigma_d - \varepsilon_v$ curve bereikt wordt. Vóórdat het pad de 45° -lijn had bereikt, werd nooit een "echt" bezwijkcriterium (maximum in $\sigma_d - \varepsilon_v$ of $\sigma_1 / \sigma_3 - \varepsilon_v$) bereikt. In het kader van dit onderzoek werd een gedraineerde proef uitgevoerd, waarbij het spanningspad zo opgelegd was dat $s = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3}$ constant blijft. Dit is een "distortieproef". Op het ogenblik dat σ_2 gelijk nul werd (spanningspad op de 45° -lijn), was nog geen maximum in het spannings-vervormingsdiagram bereikt.

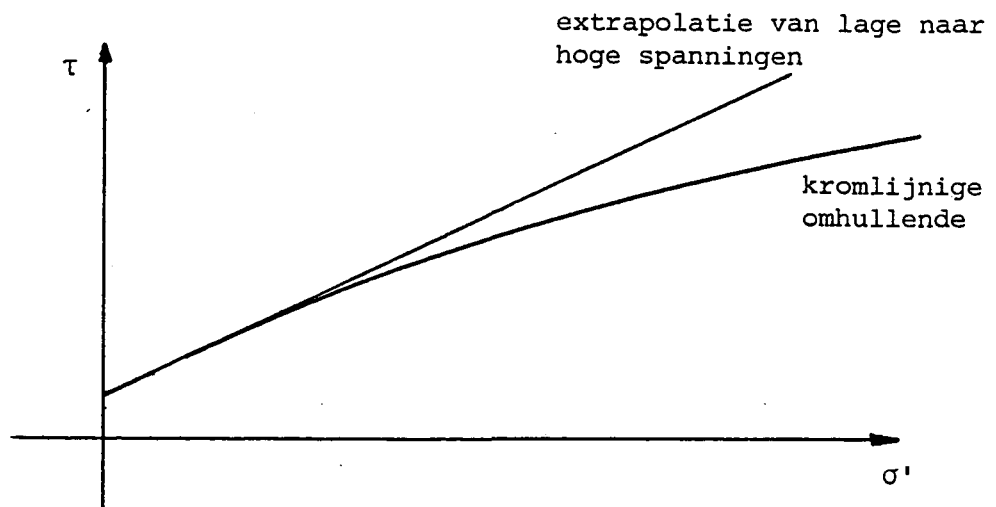
Het pad bij de gedraineerde triaxiale compressieproef is zodanig dat het nooit de 45° -lijn snijdt. In dit opzicht is deze proef goed geschikt voor de meting van c' en ϕ' . Het nadeel is echter dat de isotrope spanning zeer groot kan worden. Men meet dan eigenlijk niet meer welke de wrijvingseigenschappen zijn bij lage isotrope spanningen, maar wel de wrijvingseigenschappen bij lage steunspanningen.



9.2. Vorm van de omhullende van Coulomb

Voor de materialen die in de grondmechanica ter sprake komen en in het spanningsinterval waarin ze belast worden wordt de hypothese van Coulomb aangenomen, waarbij de wrijvingsweerstand lineair met de korrelspanning toeneemt. Dit wordt experimenteel geverifieerd voor klei en zand, als het spanningsinterval niet te groot wordt. Voor zand, bij zeer grote toenames van de korrelspanningen, is de omhullende iets gebogen, met een naar beneden gerichte concaviteit. Voor cohesieloze, sterk verbrijzelbare materialen is de kromming van de omhullende van Coulomb al bij kleinere toenames van de effectieve spanningen waarneembaar. Het is zeker niet uitgesloten, dat veen eveneens een niet-rechthoekige omhullende bezit.

Vanwege de hierboven genoemde beperkingen van de cel- en triaxiaalproeven voor de bepaling van de schuifweerstand van cohesief materiaal bij zeer lage spanningen, is dit moeilijker na te gaan, te meer daar de geschiedenis invloed heeft op c' en ϕ' (waarden onder en naast de dijk). De vorm van de omhullende kan eventueel nagegaan worden door celproeven (of triaxiaalproeven, met het nadeel van de heterogeniteit tussen de monsters) over een zeer breed spanningsinterval op monsters gestoken buiten het invloedsgebied van de dijk uit te voeren. Monsters onder de dijk komen niet in aanmerking, omdat deze al aan hoge spanningen onderworpen zijn: de relatieve spanningstoename als gevolg van de verzwaring is er voldoende klein om de gemeten, historiegebonden, c' en ϕ' naar het hogere spanningsniveau te extrapoleren. Voor materiaal naast de dijk is deze extrapolatie misschien minder gerechtvaardigd, omdat de spanning na belasting vele malen hoger kan zijn dan de initiële spanning (zie fig. 9.2).



Figuur 9.2



Het is niet gekend of, gedurende de levensduur van de dijk, de eigenschappen van het veen dat oorspronkelijk naast de dijk lag (kleine c' , grote ϕ') langzamerhand overgaan naar de eigenschappen van het veen onder de dijk (hogere c' , lagere ϕ'). Voor de stabiliteitsberekeningen maakt men wel een veilige benadering door een gekromde omhullende van Coulomb te gebruiken; waarvoor c' en ϕ' van het materiaal onder de dijk voor het gebied van de hoge spanningen en c' en ϕ' van het materiaal naast de dijk voor het gebied met de lage spanningen worden ingevoerd. Voor de controle van de stabiliteit van een bestaand, volledig geconsolideerd grondlichaam, is dit praktisch mogelijk. Voor een eindstabiliteitsanalyse is dit ook praktisch mogelijk. Voor de controle van de uitvoeringsstabiliteit (niet volledig geconsolideerde grondlagen) is dit met de huidige programmatuur praktisch ondoenlijk. Binnen afzienbare tijd zullen stabiliteitsberekeningen met spanningsafhankelijke wrijvingseigenschappen uitgevoerd kunnen worden. Dit zal de huidige onhandelbaarheid van de controle van de uitvoeringsstabiliteit met niet-rechthoekige omhullenden van Coulomb opheffen.

Opmerking

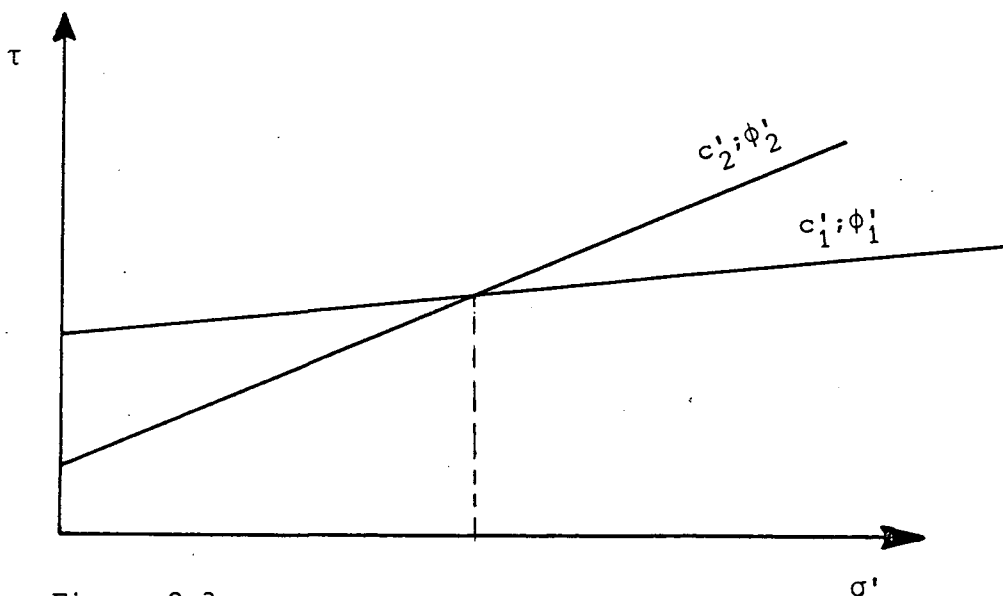
De vaststelling van de mogelijke spanningsafhankelijkheid van de schuifweerstand is één zaak, de verklaring ervan een andere. Voor cohesieloos, verbrijzelbaar materiaal kan een theoretisch bewijs gegeven worden van de gebogen vorm van de omhullende van Coulomb, steunend op de continue verandering van de structuur gedurende de belastingstoename [31]. De voor de cohesieloze materialen gevolgde redenering is voor veen niet toepasbaar. Waarschijnlijk kan een benadering van het veen als een composietmateriaal (slappe matrix die door trekstijve vezels gewapend is) een goede verklaring geven voor het gemeten spanningsvervormings- en bezwijkgedrag, en voor de vorm van de omhullende van Coulomb.



9.3. Aanbevelingen

Tot heden werden de celproeven, waaruit bleek dat geen rechte omhullende met een voldoende hoge correlatiecoëfficiënt aan ten minste drie cirkels getrokken kon worden, niet in aanmerking genomen voor de proefverzameling. Bij deze proeven blijkt nu dat de eerste twee cirkels zeer dikwijls geen echte bezwijkcirkels zijn, doch cirkels die overeenstemmen met een steunspanning nagenoeg gelijk aan nul. Aanbevolen wordt alle tot nu toe op veen uitgevoerde celproeven opnieuw te analyseren, waarbij alleen met de "echte" bezwijkcirkels rekening wordt gehouden. Meestal zullen dit de laatste twee cirkels zijn. Mogelijkerwijze kan hiermee de proefverzameling aangepast worden. Opgemerkt wordt dat het invoeren van te lage c' en te hoge ϕ' waarden voor het materiaal onder de dijk tot onveilige resultaten (overschatting van de schuifweerstand) kan leiden, zodra de effectieve spanning σ' groter wordt dan (zie fig. 9.3)

$$\sigma' > \frac{c_1 - c_2}{\text{tg } \phi_2 - \text{tg } \phi_1}$$



Figuur 9.3

Omgekeerd zal een overschatting van c' en een onderschatting van ϕ' tot een overschatting van de schuifweerstand naast de dijk leiden, zolang

$$\sigma' < \frac{c'_1 - c'_2}{\text{tg } \phi'_2 - \text{tg } \phi'_1}$$

Voor Bishop berekeningen is $\sigma' = \sigma'_v$.

Opmerking

Dit is slechts een eerste aanzet voor nauwkeuriger berekeningen, waarbij met spanningsafhankelijke schuifweerstand wordt gerekend.



2. Bij de herinventarisatie van de celproefresultaten zal niet alléén een onderscheid "naast" en "onder" de dijk moeten plaatsvinden, maar dient te worden onderzocht of andere herkomstgroeperingen mogelijk zijn.
3. Het is wenselijk een vijfde belastingstrap aan de celproeven op veen toe te voegen, zodanig dat de proef geïnterpreteerd kan worden op basis van minstens 3 "echte" bezwijkcirkels. Hierdoor is het zeker bij hoge spanningen mogelijk de c' en ϕ' beter te bepalen.
4. De cohesie - vooral van veen - is een grootte die zeer wisselvallig is. Bij lage tot zeer lage effectieve spanningen bepaalt deze grootte echter de wrijvingsweerstand. Voor stabiliteitsberekeningen is het dus veilig om aan de passieve kant lage c' in te voeren. De cohesie aldaar mag dus niet bepaald worden door extrapolatie van de bezwijkomhullende aan cirkels gevonden bij lage spanningen, indien hiermee hoge cohesies gevonden worden uit de resultaten van de proeven die kleine cohesies gaven. Uiteraard is de extrapolatie van cirkels gevonden bij hoge spanningen een onveilige methode voor de bepaling van c' aan de passieve zijde.
5. Binnen afzienbare tijd zullen stabiliteitsberekeningen met spanningsafhankelijke wrijvingseigenschappen uitgevoerd kunnen worden. Bij de herinventarisatie kan al naar het niet-lineaire verband gezocht worden.
6. Een theoretische benadering van het veen als een composietmateriaal kan misschien tot een beter inzicht in het spanningsvervormings- en het bezwijkgedrag leiden.



Hoofdstuk 5 - BESPREKING EN VERGELIJKING VAN DE PROEFRESULTATEN

1. Doel van het hoofdstuk

De hoofdstukken 3 , 4 en 5 geven aan op welke manieren de grondparameters door in situ-onderzoek en door laboratoriumproeven werden bepaald. Voor zover dit nog niet plaatsgevonden heeft, worden in het onderhavige hoofdstuk de resultaten besproken en onderling vergeleken. Indien hiertoe de mogelijkheid voorhanden is, worden de proefresultaten vergeleken met de waarden uit de proefverzamelingen van de Alblasserwaard of met de resultaten van vroeger uitgevoerde proeven.

Uit de vergelijkingen worden de waarden - of de ranges - bepaald van de verschillende grootheden, die bij de verdere berekeningen zullen worden gebruikt.

Indien mogelijk, worden deze beschouwingen voor iedere grondsoort afzonderlijk gemaakt.

2. De ongedraineerde cohesie

De c_u -waarde werd in situ door middel van vane tests gemeten.

De resultaten zijn in hoofdstuk III gerapporteerd.

De plaatselijke kleef, gemeten met de mechanische kleefmantelconus, is volgens [32] ook gelijk aan c_u . Ten behoeve van de dimensionering van de wintervoorziening, werden mechanische sonderingen met kleefmeting uitgevoerd.

De locaties ervan zijn op bijlage 1 gegeven.

De metingen leiden tot de volgende conclusies:

- De sonderingen, uitgevoerd nabij de ophoging of onder een zandbedekking, geven hogere c_u -waarden aan (sondering B: $c_u \approx 30$ à 40 kN/m^2).
- De c_u -waarde neemt meestal toe met de diepte: tot ca. NAP - 4 à 5 m is $c_u \approx 15$ à 20 kN/m^2 .

In het veen dieper dan NAP - 5 m is $c_u \approx 20 - 25 \text{ kN/m}^2$.



- In het veen is er een vrij grote spreiding.
- De c_u -waarde voor Gorkum Zwaar bedraagt ca 10 kN/m² en vertoont weinig spreiding.

De ongedraineerde cohesie voor klei kan ook uit de conusweerstand met de volgende vuistregel worden berekend:

$$c_u = \frac{1}{14} \text{ à } \frac{1}{15} q_c$$

De op deze wijze verkende c_u -waarde is eveneens hoger nabij de dijk dan in het onbelaste maaiveld.

De conusweerstand neemt in het veen gemiddeld iets toe met de diepte. Gemiddeld volgt uit de sonderingen in het veen tot ca NAP - 5 m dat $c_u \approx 12$ à 15 kN/m², tussen NAP - 5 m en NAP - 8 m is $c_u \approx 18$ à 22 kN/m² en tussen NAP - 8 m en NAP - 10 m is $c_u \approx 20$ à 25 kN/m².

Deze resultaten sluiten goed aan bij de vane-tests.

Alhoewel het aantal metingen geringer, en de spreiding vrij groot is, is ook een tendens naar met de diepte toenemende c_u -waarden te bespeuren. De gemiddelde c_u -waarde uit alle vane-tests bedraagt ca. 21 kN/m² (veen) en is volledig te vergelijken met de resultaten uit de sonderingen.

De c_u -waarde, berekend uit de sondering (op basis van de kleefmeting en de conusweerstand) bedraagt voor het Gorkum Zwaar ongeveer 10 - 12 kN/m².

De vane-proeven geven meestal hogere waarden aan. Voor de kleiige lagen aan het oppervlak geven de sonderingen en de vane proeven c_u -waarden, die variëren tussen 20 en 40 kN/m².

Zoals eerder vermeld, geeft de pressiometerproef steeds véél te hoge c_u -waarden.

De berekende c_u -waarden op basis van de formule

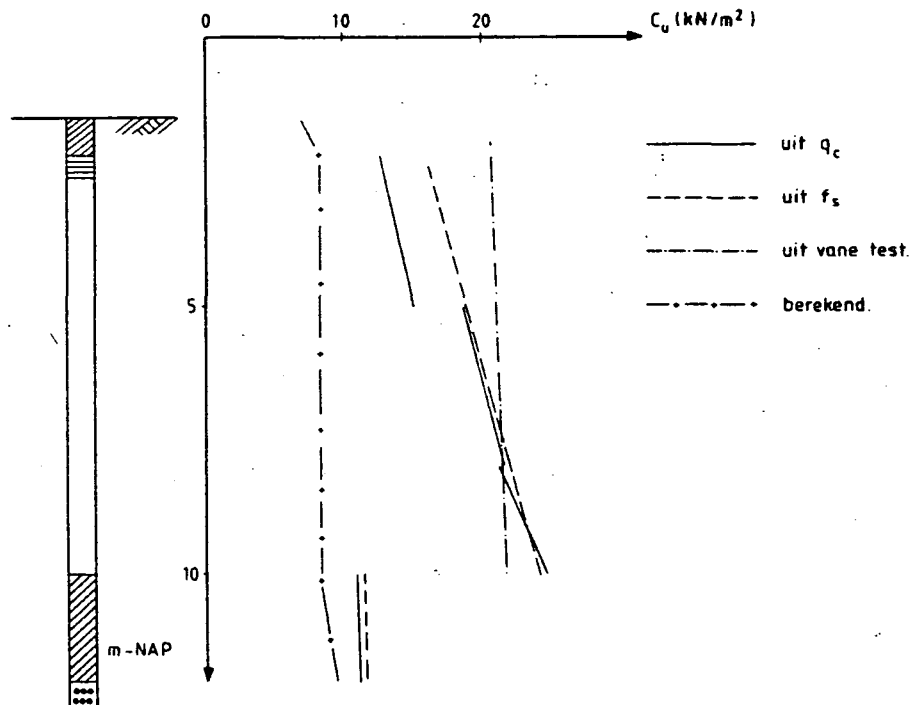
$$c_u = c' \cos \phi' + p' \sin \phi'$$

geven voor het veen zowel naast als onder de dijk lagere schuifweerstand aan (factor 1,5 à 2). Dit zou een gevolg kunnen zijn van:



- de snelheid van de terreinproeven is groot ten opzichte van de snelheid van de proeven waarbij c' en ϕ' bepaald worden;
- het feit dat de terreinproeven niet volledig ongedraineerd uitgevoerd worden.

Voor het Gorkum Zwaar is er een goede overeenstemming tussen de berekende en de gemeten c_u -waarden. De resultaten van de proeven en de berekeningen zijn ter illustratie op de figuur 6.1 verzameld.



Figuur 6.1.

De berekende c_u -waarden vormen een ondergrens. Deze zullen, consistent met de klassieke aanpak die steunt op c' en ϕ' en effectieve spanningen, in de berekeningen worden toegepast. Reeds eerder werd geconstateerd dat de berekende c_u voor zeer lichte grond nooit hoger komen dan de gemeten waarden.



3. Verticale en horizontale doorlatendheidsproeven

3.1. Veen

Zowel de verticale als de horizontale doorlatendheidsproeven op het veen vertonen een uitgesproken spanningsafhankelijkheid.

In de beschouwde spanningstrajecten varieert de verhouding van de doorlatendheden bij de eerste en bij de derde trap tussen 2 en 10. Gemiddeld is de verhouding 4,5 voor de horizontale en 3,2 voor de verticale doorlatendheden. Bij deze beschouwingen is de proef 33 niet in rekening genomen vanwege de onrealistisch grote afname van de k-waarden.

De proef 291A geeft voor veen onrealistisch hoge doorlatendheden. De proeven 4F en 17B geven veel grotere k_v -waarden dan de overige. Deze monsters zijn afkomstig van dezelfde 'sub-laag'.

De proefresultaten vertonen een spreiding, zoals altijd het geval is bij veen. Indien de proeven 4 en 17 apart beschouwd worden (aparte laag) is de spreiding van de resultaten zeer normaal.

De verticale doorlatendheid is groter dan de horizontale. Er is een grote spreiding tussen de verschillende verhoudingen van de k_v/k_h -waarden. Zeer globaal ligt deze verhouding ongeveer tussen 5 en 10.

3.2. Gorkum Licht

Met uitzondering van de eerste trap van de proef 19, is de doorlatendheid (zowel verticaal als horizontaal) slechts weinig afhankelijk van de korrelspanning.

De verhouding tussen de waarden bij de eerste en de derde trap bedraagt ongeveer 2.

Het monster 298 is geotechnisch moeilijk onder te brengen: hij zou tot het Gorkum Zwaar behoren op basis van de geologische geschiedenis. De eigenschappen wijzen op Gorkum Licht.

Met uitzondering van de eerste trap van de proef 19 is de spreiding zeer redelijk te noemen.

De gevonden doorlatendheden zijn vrij goed te vergelijken met de proeven van boring 28 (CO-240670) en met de proefverzameling.

Opgemerkt wordt, dat in de proefverzameling met één enkele k-waarde wordt gewerkt, die bij een grotere belasting dan hier het geval hoort. De verticale doorlatendheid verschilt zeer weinig van de horizontale.



3.3. Gorkum Zwaar

Het aantal proeven op Gorkum Zwaar is zeer beperkt (2 verticale - 1 horizontale), zodat de conclusies met voorzichtigheid bekeken moeten worden.

Van de beproefde materialen is de doorlatendheid van het Gorkum Zwaar de minst spanningsafhankelijke.

De verhouding van de k-waarden bij de eerste en de laatste belastingstrappen ligt tussen 1,5 en 2.

De spreiding tussen de proeven is gering.

Eerder uitgevoerde proeven geven lagere k-waarden aan (CO-240670, boring 28).

Het aantal proeven is te klein om een verhouding tussen de verticale en horizontale doorlatendheid te kunnen opgeven.

4. Verticale consolidatiecoëfficiënt

4.1. Veen

De consolidatiecoëfficiënt blijkt zeer sterk afhankelijk (dalend) te zijn van de verticale korrelspanning; zoals gebruikelijk is de spreiding groot. De proef 291 wordt niet beschouwd. Opnieuw verschillen 4F en 17B met de andere.

4.2. Gorkum Licht

De c_v -waarden nemen af met toenemende spanningen. De spreiding is vrij groot. De c_v -waarde stemt overeen met de resultaten van de proefverzameling.

4.3. Gorkum Zwaar

In vergelijking met veen en Gorkum Licht, is c_v praktisch niet spanningsafhankelijk. De verschillen tussen de twee proeven zijn zeer gering. De waarden stemmen zeer goed overeen met de proefverzameling.



5. Elasticiteitsmodulus

5.1. Veen

De gedraineerde E-modulus werd in situ bepaald door middel van de pressiometerproef en in het laboratorium door middel van de triaxiaalproef en uit de doorlatendheidsproef.

Opmerking: De resultaten van de doorlatendheidsproeven op de monsters van boring B geven veel lagere E-moduli dan de proeven op monsters uit het bestudeerde profiel. Deze proefresultaten zijn niet in aanmerking genomen.

Bij de bepaling van de in de berekeningen in te voeren E-waarden moet aan het volgende gedacht worden:

- Aan de passieve zijde, buiten de dijk, is de spanningstoename hoofdzakelijk horizontaal, het initiëel spanningsniveau licht of helemaal niet deviatorisch, de spanningen laag en de toenamen eveneens laag.
- Onder en in de nabijheid van de dijk is de spanningstoename vooral verticaal, het initiëel spanningsniveau sterk deviatorisch (zie Deel III), de initiële spanningen zijn hoog en de toenamen eveneens hoog en sterk deviatorisch.
- Onder de berm en in de nabijheid van de teen van de oude dijk is zowel het initiële spanningsveld als de toenamen van de spanningen complex. Er treedt rotatie van de hoofdspanningsassen op. Gezien de bezwijkvorm van de dijk, is de spanningstoename er ook sterk deviatorisch.

Voor de passieve kant worden de extensieproeven en de pressiometerproeven gebruikt om de elastische parameters te bepalen. De G-modulus werd gelijk aan 175 kN/m^2 genomen (extensieproeven, waarbij: 5A het echte initiëel spanningsniveau benadert, 6A zeer stijf reageert, 5B weinig van 5A scheelt; ondergrens van de pressiometerproeven: bekend is dat de pressiometer iets hogere G geeft dan CD triaxiaalproeven). N.B. De samendrukkingsproeven kunnen in principe niet in aanmerking komen voor de passieve zijde, want het materiaal is verticaal beproefd.



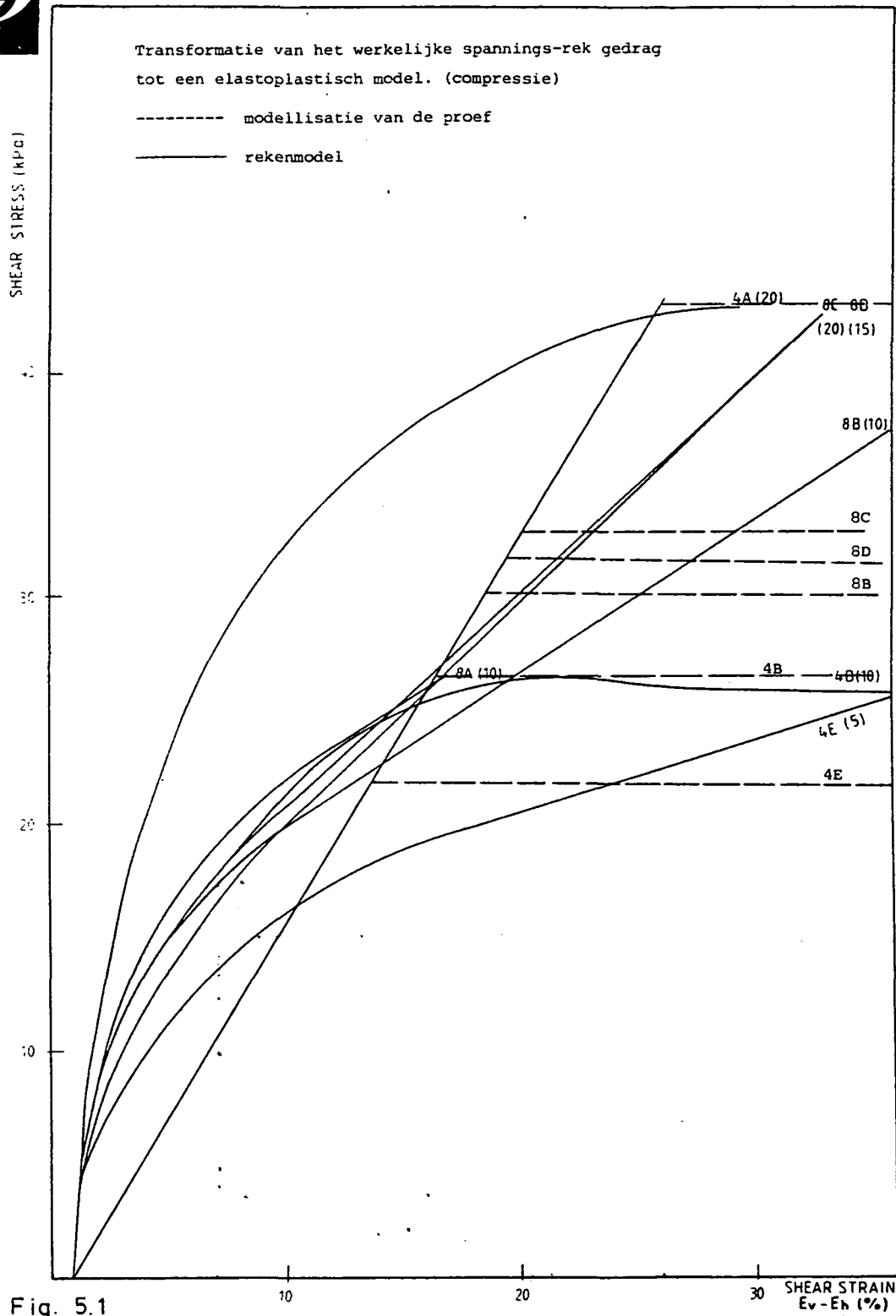
In het overgangsgebied tussen beide zones is G sterk afhankelijk van de initiële spanningssituatie en van het pad. Omdat bezwijk-sommen worden gemaakt, moeten de G -moduli van de initiële toe-stand tot de bezwijktoestand genomen worden. De bezweken monsters 4A en 4D geven G van resp. 220 en 135 kN/m^2 bij bezwijken, afhan-kelijk van de steunspanning ($\sigma'_c = 20$ resp. 10 kN/m^2 ; een steun-druk van 5 kN/m^2 (4E) is in dit gebied onrealistisch hoog). De monsters van serie 8 geven $G \approx 130 \text{ kN/m}^2$ aan, onafhankelijk van σ'_c , bij een "bezwijkrek" van $\epsilon_v = 20\%$. In het beschouwde overgangs-gebied is $dp/dq < 1$ (σ'_h neemt ook toe), waardoor het materiaal iets stijver zal reageren (voor materiaal zoals dat van serie 4, waarvan de stijfheid toeneemt met de steundruk). Gekozen is voor G gemiddeld van 4A en 4D bij bezwijken: $G = 175 \text{ kN/m}^2$. Dit past met de pressiometerproeven en de samendrukkingsproeven.

Onder de oude dijk kunnen alle methodes in principe dienen om G (of E) te bepalen, met uitzondering van de extensieproeven.

De samendrukkingsproeven zouden aangeven dat E tussen ca. 350 en 450 kN/m^2 moet bedragen, waaruit G tussen 150 en 200 kN/m^2 . Dit is opnieuw de lage kant van de pressiometerproeven. De triaxiaal-proeven met hoge steunspanningen alléén komen in aanmerking, met dien verstande dat de werkelijke horizontale terreinspanning hoger is dan 20 kN/m^2 (hogere E) doch initieel grote schuifspanningen (lage E).

De gedefinieerde incrementele G bedraagt 130 (8C) à 220 kN/m^2 (4A). De verticale rek bedraagt dan ca. 15 à 20%, hetgeen met een zetting van ca. 2 m overeenstemt. Op basis van deze resultaten, in in navol-ging van het voorgaande (eenvoud berekeningen) is $G = 175 \text{ kN/m}^2$ ge-kozen. Op te merken valt dat het beschouwde gebied heel snel vrij veel plasticiteit vertoont, waardoor een nauwkeurige kennis van G onder de oude dijk van geen enkele invloed op de sommen is.

In de onderstaande figuur is de modellering gegeven van het gemeten spannings-^overvormingsdiagram zoals het bij de berekeningen zal wor-den gebruikt.



5.2. Gorkum Licht

De klei van Gorkum Licht komt weinig voor in het bestudeerde profiel, en dan nog op plaatsen waar het heel weinig invloed heeft op de consolidatie en de stabiliteit. Om die reden werd het weinig beproefd. De spanningstoename zijn er gering. Uitgaande van de pressiometerproef en de samendrukkingsproeven werd $E = 610 \text{ kN/m}^2$ genomen.



5.3. Gorkum Zwaar

De klei van Gorkum Zwaar werd vrij weinig beproefd. Op basis van de huidige en andere proefresultaten werd E bepaald op 900 kN/m^2 .

5.4. Klei van Tiel en Dijksmateriaal

In het kader van dit onderzoek zijn geen proeven op deze materialen uitgevoerd. De E-waarden werden geschat op basis van eerdere proefresultaten.

Dijksmateriaal $E = 1200 \text{ kN/m}^2$

Klei van Tiel $E = 800 \text{ kN/m}^2$ (onder de dijk)

$E = 700 \text{ kN/m}^2$ (naast de dijk)

6. Dwarscontractiecoëfficiënt

De dwarscontractiecoëfficiënt wordt gebruikt om verbanden tussen de elastische parameters E, G en K te leggen. In elastische berekeningen is de invloed van ν niet te onderschatten. De volgende waarden werden aangehouden (gedraineerde situatie):

Grondsoort	Dwarscontractiecoëfficiënt
Hollandveen	0,2
Klei van Gorkum Licht	0,4
Klei van Gorkum Zwaar	0,4
Klei van Tiel	0,35
Klei als dijksmateriaal	0,35
Zand	0,3

Tabel 1: Aangehouden dwarscontractiecoëfficiënt
in gedraineerde situatie

Voor de berekeningen werd voor iedere laag een constante ν -waarde aangehouden.

Ongedraineerde analyses worden in principe bij $\nu = 0,5$ uitgevoerd. Deze waarde leidt echter tot problemen bij de berekeningen (oneigenlijke waarden), zodat $\nu = 0,49$ werd genomen.



7. De gedraineerde wrijvingseigenschappen

De wijze waarop de wrijvingskarakteristieken van het veen werd bepaald, is aangegeven in hoofdstuk 4. Voor de andere grondsoorten is teruggegrepen naar de proefverzameling (resultaten van celproeven). De aangehouden waarden voor c' en ϕ' zijn in de onderstaande tabel verzameld.

Grondsoort	γ_n kN/m ³	c' kN/m ²	ϕ' o
Klei van Tiel, naast de dijk	15	5,4	21,6
Klei van Tiel, onder de dijk	15	10,0	19,8
Gorkum Licht	11,5	8,2	19,1
Gorkum Zwaar, naast de dijk	15	4,7	19,1
Gorkum Zwaar, onder de dijk	15	12,1	20,8
Hollandveen, naast de dijk	11	5,0	25,6
Hollandveen, onder de dijk	11	18,0	18
Dijksmateriaal	18	8,0	22

Handwritten notes:
E 0
700 0,55
800 0,20
600 0,20
900 0,20
1000 0,20
1100 175 0,20
1200 175 0,20
1300 0,20
1400 0,20
1500 0,20

Tabel 2. De gedraineerde wrijvingskarakteristieken

1. Uit de samendrukkingsproef

De gemeten samendrukking van het zijdelings opgesloten monster laat toe de oedometrische elasticiteitsmodulus te bepalen. De Young-modulus kan berekend worden volgens de formule, die uit de wetten van Hooke voor lineair elastisch isotroop materiaal afgeleid is:

$$\begin{aligned} E^{i,j} &= f \cdot E_{\text{oed}}^{i,j} \\ &= \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \cdot \frac{h \Delta\sigma_1^{i,j}}{\Delta s^{i,j}} \quad (A1) \end{aligned}$$

Hierin is:

$E^{i,j}$ = de secans Young modulus tussen σ^j en σ^i

$E_{\text{oed}}^{i,j}$ = oedometrische elasticiteitsmodulus tussen σ^j en σ^i

f = uit de elasticiteitsleer volgende factor om de E-modulus van Young uit de oedometrische modulus af te leiden

ν = dwarscontractiecoëfficiënt

h = monsterhoogte vóór het aanbrengen van de belastings-toename $\Delta\sigma^{i,j}$

$\Delta\sigma^{i,j}$ = verticale spanningstoename $\sigma^j - \sigma^i$

$\Delta s^{i,j}$ = samendrukking van het monster horende bij de belastings-toename $\Delta\sigma^{i,j}$; $\Delta s^{i,j} = s^j - s^i$

De elasticiteitsmodulus van de grond is een spanningsafhankelijke grootte: naarmate de spanningstoename (vanaf een bepaalde beginspanning) groot is, is de elasticiteitsmodulus kleiner (zie figuur A1). De Young-modulus werd in twee etappes berekend: bij de eerste wordt de oedometrische modulus bepaald waaruit, in de tweede etappe, E volgt.

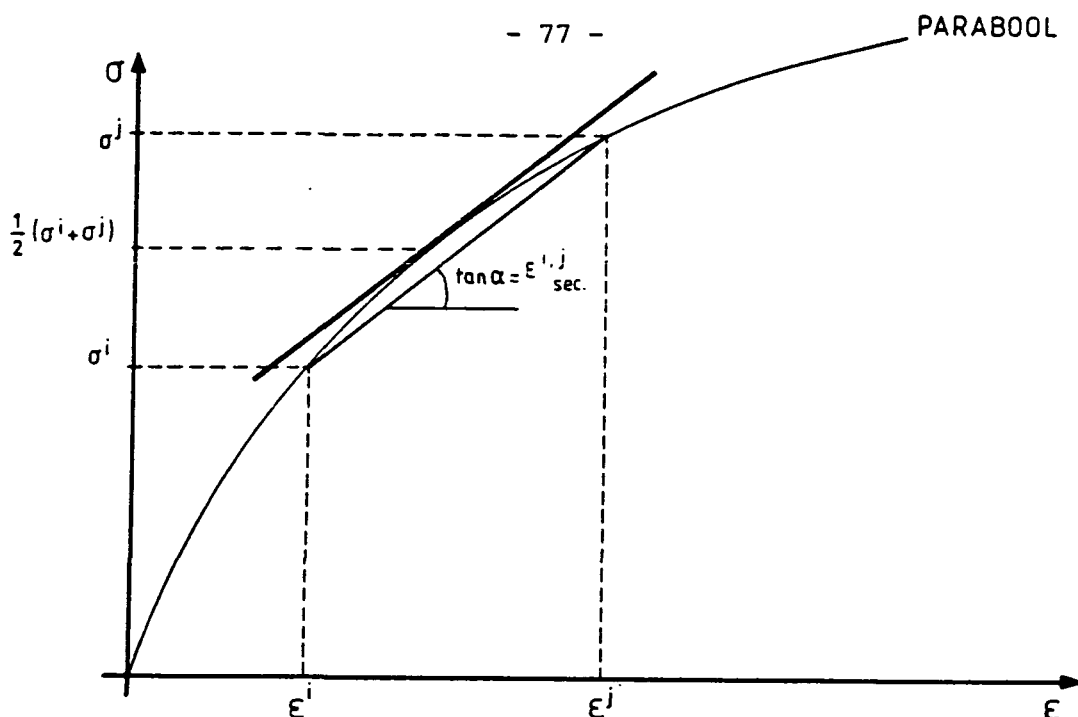


Fig. A 1

a. Bepaling van E_{oed} (theorie)

De belasting is aangebracht in trappen van dezelfde grootte op logaritmische schaal. Indien de formule voor E_{oed} :

$$E_{\text{oed,sec}}^{i,j} = h^i \frac{\Delta\sigma^{i,j}}{\Delta s^{i,j}}$$

met: h_i : hoogte van het monster net voor het aanbrengen van de belastingstoename $\Delta\sigma^{i,j}$ wordt toegepast, dan wordt de elasticiteitsmodulus bepaald als de helling van de koorde tussen i en j. Dit is de secansmodulus tussen i en j (figuur A1).

$E_{\text{oed,sec}}^{i,j}$ is voor alle combinaties van de belastingstoename berekend.

Indien de belastingstoename tussen i en j niet, zoals bij de proef, eensklaps was aangebracht, maar wel in talloze tussentrapjes, dan zou de gemeten, geknikte curve overgaan in een vloeiende kromme.

Voor zeer kleine $\frac{\Delta\sigma}{\Delta z}$ is de elasticiteitsmodulus bepaald door de helling van de raaklijn aan het last-zakkingsdiagram. Dit is de secansmodulus in een bepaald punt.



Door het gemeten last-zakkingsdiagram kan een best passende continue curve getekend worden.

De afgeleide ervan geeft in ieder punt de oedometrische tangensmodulus:

$$E_{\text{oed,tan}}^i = h^i \left(\frac{d\sigma}{dz} \right)_i$$

Deze is trouwens gelijk aan $1/m_v$.

Voor de uitwerking van de resultaten van de proeven is gebruik gemaakt van de reeds vermelde parabolische interpolatiecurve, waarvan de drie constanten voor iedere proef berekend werden. Op deze wijze werd $E_{\text{oed,tan}}$ voor iedere trap bepaald.

De spanningsafhankelijkheid van E leidt tot moeilijkheden bij de keuze voor de berekeningen: de grootte van E is immers afhankelijk van de initiële spanning en van de spanningstoename.

De moeilijkheid kan als volgt omzeild worden. De 'middelwaardestelling' zegt, dat de raaklijn aan de (parabolische) last-zakkingscurve in het punt M evenwijdig verloopt aan de koorde tussen A en B, waarbij M (op de belastings-as) midden tussen A en B ligt. Met behulp van de redenering:

- . de E-waarde $E^{i,j}$ werd reeds toegekend aan de belastingstrap $\sigma^i \rightarrow \sigma^j$
- . de E-waarde is evenredig met de helling van de koorde AB
- . de spanning $\sigma^{i,j}$ ligt meetkundig gezien midden tussen σ^i en σ^j

$$\left(\sigma^{i,j} = \frac{\sigma^i + \sigma^j}{2} \right),$$

wordt de E-waarde $E_{\text{oed,sec}}^{i,j}$ (secansmodulus) nu gekoppeld aan de belasting $\sigma^{i,j}$, die een equivalente tangensmodulus $E_{\text{oed,tan}}^{i,j}$ geeft. Omdat de secans-modulus bij een eindige belastingstoename $\sigma_i \rightarrow \sigma_j$, gegeven

wordt door de tangensmodulus voor $\sigma^{i,j} = \frac{\sigma^i + \sigma^j}{2}$, volstaat met kennis van het verloop van de tangensmodulus. Omdat deze gelijk is aan de grootte van de afgeleide in een gekend punt van een gekend last-zakkingsverloop, is het probleem opgelost.



De tabel 1 geeft (ter illustratie) de waarde van de secans- en tangensmoduli van het veen als functie van het gemiddelde spanningsniveau $\frac{\sigma^i + \sigma^j}{2}$.

Men stelt vast, dat het verloop van E_{oed} als functie van het gemiddelde spanningsniveau voor iedere proef een vloeiende curve geeft.

Proef nr.	Oedometrische secansmodulus			Oedometrische tangensmodulus	
	Belastings-trap kN/m ²	Spannings-niveau kN/m ²	$E_{oed,sec}$ kN/m ²	Spanning kN/m ²	$E_{oed,tan}$ kN/m ²
4F	10-20	15	776	10	799
	10-40	25	732	20	744
	20-40	30	703	40	650
8E	15-30	22,5	803	15	1106
	15-55	35	552	30	620
	30-55	42,5	456	55	341
17B	10-20	15	824	10	1064
	10-40	25	586	20	665
	20-40	30	485	40	367
33C	31-46	39	510	31	645
	31-65	48	402	46	409
	46-65	55	334	65	268

Tabel 1 : Oedometrische moduli voor veen in het bestudeerde profiel.

Opmerkingen:

- 1) In het bovenstaande wordt het spanningsniveau gedefinieerd als het rekenkundig gemiddelde van de verticale spanningen, die het spanningsinterval begrenzen.



In de oedometervoorwaarden is er een nagenoeg constante verhouding tussen de verticale en horizontale spanningen (K_o pad). De secansmodulus, die hoort bij een welbepaalde toename van de isotrope spanning, is dan gelijk aan de tangensmodulus bij het rekenkundig gemiddelde van de isotrope spanningen, die het interval begrenzen. Men toont gemakkelijk aan dat, in de oedometrische voorwaarden men dezelfde $E^{i,j}$ heeft wanneer de gedefinieerde spanningsniveau's in de volgende verhoudingen staan:

$$\frac{s^i + s^j}{2} = \frac{1 + 2K_o}{3} \frac{\sigma^i + \sigma^j}{2} \qquad \frac{p^i + p^j}{2} = \frac{1 + K_o}{2} \frac{\sigma^i + \sigma^j}{2}$$

- 2) Bij de bepaling van de secansmodulus wordt geen rekening gehouden met de eerste belastingstoename (van 0 tot σ^1), omdat de zaking voor een deel uit samendrukking van de poreuze plaat tegen het monster en voor een deel uit herbelasting van een gezwollen monster bestaat.

b. Bepaling van de Young-modulus

Het gevonden verband tussen de oedometrische samendrukkingsmodulus en het spanningsniveau laat toe de Young-modulus als functie van het spanningsniveau met behulp van (A1) te berekenen.

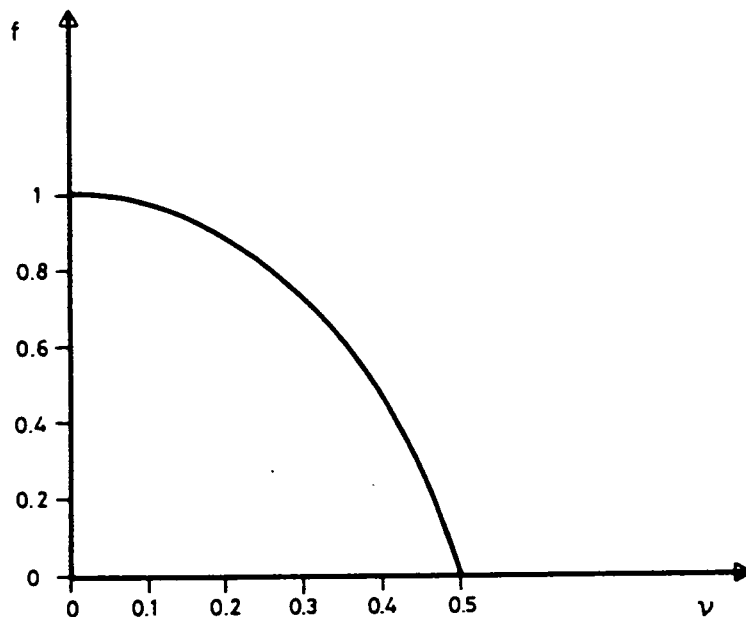
Indien aangenomen wordt, dat in het beschouwde (elastische) spanningsgebied de dwarscontractiecoëfficiënt slechts weinig met het schuif- en isotroop spanningsniveau varieert, is de Young-modulus te vinden door een gewone schaalwijziging op de E_{oed} toe te passen. De triaxiaalproeven ondersteunen de aanname dat ν weinig varieert zolang de bezwijkschuifspanning niet bereikt is (zie hoofdstuk 5).

De onderstaande grafiek toont het verband tussen de dwarscontractiecoëfficiënt ν en de reductiefactor f .

De reductiefactor is zeer gevoelig voor de waarde van ν , zodat een nauwkeurige bepaling van de dwarscontractiecoëfficiënt noodzakelijk is.



Geconsolideerde, gedraineerde triaxiaalproeven zijn hiervoor geschikt.



Opmerkingen

1. Bij constante v blijft de eerste opmerking van de voorgaande paragraaf van toepassing.

2. Controle van het schuifspanningsniveau .

Uiteraard kan men niet meer over een elasticiteitsmodulus spreken wanneer de grond deviatorisch tot bezwijken is gebracht. Bij een belastingstoename $\Delta\sigma^{i,j}$ moet steeds gecontroleerd worden of de schuifspanning niet zoveel toeneemt, dat het grondelementje bezwijkt.

Dit volgt niet uit de grafieken, die eigenlijk onbeperkte elasticiteit veronderstellen omdat een zijdelings opgesloten monster nooit deviatorisch tot bezwijken gebracht kan worden.

3. Effect van de tijd: kruip.

De samendrukking van cohesieve grond is niet alleen afhankelijk van de belasting, maar ook van de tijd:

de seculaire zetting neemt met de tijd toe, zodat de E-modulus 'afneemt met de tijd'.



c. Dwarscontractiecoëfficiënt; Young-modulus

De Young-modulus werd voor de verschillende grondsoorten volgens de eerder aangegeven methode uit de doorlatendheidsproeven bepaald. Voor het veen werd de dwarscontractiecoëfficiënt uit de resultaten van de triaxiale compressieproeven genomen. Het schuifspanningsniveau bij de oedometertest bedraagt:

$$\frac{q_o}{q_f} \leq \frac{K_o}{K_f} = \frac{1}{2 - \sin \phi} \approx 0,75 \quad (\phi \approx 45^\circ, \text{ het gelijkheidsteken geldt voor cohesieloos materiaal}).$$

Bij dit schuifspanningsniveau is de dwarscontractiecoëfficiënt weinig afhankelijk van de isotrope spanning, zodat voor de bepaling van de Young-modulus, ν constant genomen mag worden.

Voor klei werd ν geschat door middel van de formule:

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$$

Na vergelijking met literatuurgegevens, bleek deze formule voor klei goede resultaten te geven.

De volgende ν -waarden werden toegepast.

Grondsoort	ν	f
Hollandveen	0,2	0,90
Klei van Gorkum Licht	0,40	0,48
Klei van Gorkum Zwaar	0,40	0,48
Klei van Tiel	0,35	0,62
Dijksmateriaal	0,35	0,62

Tabel. 2.



2. Bepaling van de elastische parameters uit de triaxiaalproef

Bij de triaxiaalproef worden rekken en spanningen volgens twee hoofdrichtingen bepaald. Homogeen, isotroop elastisch materiaal wordt gekarakteriseerd door twee elastische parameters. Men beschikt over twee vergelijkingen met twee onbekenden, waaruit de twee elastische parameters volgen, bijvoorbeeld G en κ . De overige parameters (ϵ , ν) worden uit G en K afgeleid.

Deze grootheden zijn spanningsafhankelijk, zodat ze voor de in aanmerking komende belastingstrap moeten worden bepaald (secantmoduli). De onderstaande tabel geeft de wijze waarop de elastische parameters berekend kunnen worden (eerste kolom). De spanningen en de rekken zijn als incrementele waarden te beschouwen, zodat de formules van de eerste kolom vereenvoudigd kunnen worden tot deze van de tweede en de derde in de bijzondere gevallen van de compressie- en de extensieproef. De moduli zijn de secantmoduli tussen de begin- en eindspanningen- en rekken, waarbij de beginspanningstoestand $\sigma'_v = \sigma'_h = \sigma'_c$ is.

Grootheden	triaxiaal- proef algemeen	compressie- proef $\sigma_h = \text{konstant}$	extensie- proef $\sigma_v = \text{konstant}$
Compressiemodulus K def $= \frac{\sigma_{vol}}{\epsilon_{vol}}$	$\frac{(\sigma_v + 2\sigma_h)/3}{\epsilon_{vol}}$	$\frac{\sigma_v/3}{\epsilon_{vol}}$	$\frac{2\sigma_h/3}{\epsilon_{vol}}$
Glijdingsmodulus G def $= \frac{\sigma_{shear}}{\epsilon_{shear}}$	$\frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{\epsilon_v - \epsilon_h}$	$\frac{\sigma_v/2}{\epsilon_v - \epsilon_h}$	$\frac{\sigma_h/2}{\epsilon_h - \epsilon_v}$
Elasticiteitsmodulus E	$\frac{\sigma_v - 2\mu\sigma_h}{\epsilon_v}$	$\frac{\sigma_v}{\epsilon_v}$	$\frac{\sigma_h}{\epsilon_h - \frac{1}{2}\epsilon_v}$
Dwarscontractiecoëfficiënt	$\frac{\epsilon_v \sigma_h - \epsilon_h \sigma_v}{\epsilon_v \sigma_h + \epsilon_v \sigma_v - 2\epsilon_h \sigma_h}$	$-\frac{\epsilon_h}{\epsilon_v}$	$\frac{\epsilon_v}{\epsilon_h - 2\epsilon_v}$

Tabel 3.



In tegenstelling tot de samendrukkingsproef (waar het last-zakkingsdiagram door een analytische curve wordt benaderd, waaruit een tangensmodulus), worden bij de triaxiaalproef slechts secansmoduli bepaald.

De grootte van de secansmoduli is, voor een welbepaalde verticale spanningstoename, afhankelijk van de steundruk. De resultaten worden meestal gepresenteerd onder de vorm van verbanden tussen de spanningstoename (bijvoorbeeld $\Delta\sigma'_v$ of $\Delta p'$) en de secansmodulus bij constante steunspanning. Men verkrijgt aldus een reeks parametercurven (de parameter is de steundruk). Bij extensieproeven werkt men op dezelfde wijze, doch met de constante verticale spanning als parameter.

