

Tilhører Undergrunnskartverket
MÅ IKKE FLERNES



SO: C 2 II^x

OSLO KOMMUNE
GEOTEKNISK KONTOR





OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor

Kingos gt. 22,
0457 Oslo 4
Tlf.: (02) 35 59 60

1

SØRENGA VEST

Grunnundersøkelser og
stabilitetsvurdering

R-2353-1 11. FEBRUAR 1988

INNHold :

INNLEDNING

MARKARBEID

LABORATORIEUNDERSØKELSER

- Rutineundersøkelser
- Tolkning av ødometerforsøk .
- Tolkning av treaksialforsøk

GRUNNFORHOLD

STABILITET

- Beregninger
- Vurdering
- Forankringsvegg

KONKLUSJON



Oversikt over bilag og tegninger

Bilag 0 : Standardbeskrivelse av bor- og laboratoriearbeid

Tegn. nr.	2353	-	01	Borprofil pkt. 1
"	"	"	- 02	" pkt. 2
"	"	"	- 03-05	Ødometerforsøk
"	"	"	- 06-13	Treaksialforsøk
"	"	"	- 14	Generelt snitt gjennom kaiseksjon med skjærflater
"	"	"	- 15	Situasjons- og borplan



INNLEDNING

Etter oppdrag fra Oslo Havnevesen, brev av 14/7-87, har geoteknisk kontor utført grunnundersøkelser og vurdert stabiliteten av det påbegynte kaianlegget ved Sjørengkaia.

Det er planlagt å bygge en ny kai som skal erstatte den gamle trekaia. Den skal bestå av stålrørspeler og plassstøpt betongdekke og den skal bygges seksjonsvis. Den ene av seksjonene var nesten ferdig bygget da Geoteknisk kontor kom inn i bildet.

Hensikten med undersøkelsen har vært å fremskaffe nøyaktige opplysninger om løsmassenes skjærstyrkeparametre og kompresjonsmoduli, samt å vurdere stabiliteten av seksjon nr. 1 og 2, se tegning nr. 2353-15.

MARKARBEID

Markarbeidet er utført av markavdelingen ved geoteknisk kontor i tiden 8/7-87 og 21/7- til 22/7-87.

Arbeidet besto i å ta 2 prøveserier.

Borpunktene er ikke koordinatbestemte, men målt ut fra eksisterende bygninger og andre konstruksjoner. Terrenget i borpunktene er nivellert med utgangspunkt i en pullert med høyde 2.887 m.o.h.

Bormetodene er beskrevet i bilag 0.

LABORATORIEUNDERSØKELSER

Det er gitt en generell beskrivelse av laboratorieundersøkelser i bilag 0.

Rutineundersøkelser

De opptatte prøvene er åpnet og visuelt klassifisert ved vårt laboratorium. Dernest er det utført rutinemessig bestemmelse av vanninnhold, konsistensgrenser, tyngdetetthet, udrenert skjærstyrke og sensitivitet. Resultatene er gitt på tegning nr. 2353-01 og -02.

Tolkning av ødometerforsøk

Det er utført 3 ødometerforsøk for bestemmelse av leirens kompressibilitet og forkonsolidering. Forsøkene er utført med trinnvist ødometer. Resultatene er vist på tegning nr. 2353-03 til -05.

Forsøkene antyder at leiren ned til ca. 10 meters dybde har vært utsatt for et forkonsolideringstrykk tilsvarende en overlaging på opptil 2 meter over eksisterende terreng. Lengere ned oppfører leiren seg normalkonsolidert. I praksis betyr dette at lokale pålastninger opp til ca. 40 kN/m^2 vil gi relativt små setninger.

Tolkning av treaksialforsøk

Det er utført 6 aktive og 2 passive treaksialforsøk. De aktive forsøkene er isotropt konsolidert, mens de passive er anisotropt konsolidert. For samtlige



forsøk er skjærdelen kjørt udrenert. Resultatene er vist på tegning nr. 2353-06 til -13.

For hver prøvedybde er det kjørt to parallelle treaksialforsøk med forskjellig konsolideringstrykk. Fra samme dybde er det også kjørt ødometerforsøk slik at middelspenningen, og dermed skjærstyrkeverdiene, kan korrigeres for forkonsolideringstrykket.

Konsolideringstiden er 15-16 timer (over natten) og hele tiden blir utpresset porevann registrert. Etterpå påføres et mottrykk på 200 kN/m^2 .

Selve skjærforsøket er kjørt med 3% deformasjon pr. time og forsøkene er kjørt til ca. 10% deformasjon.

Karakteristiske skjærstyrkeverdier er tatt ut ved 3% deformasjon for både aktive og passive forsøk. Ved en fellestolkning er attraksjonen satt lik 12 kN/m^2 og en forsiktig anslått middelvei av friksjonen er valgt :

- Leire : $a = 12 \text{ kN/m}^2$, $tg\phi = 0.57$

Skjærstyrkeverdiene fra treaksialforsøkene er korrigert m.h.p. overkonsolideringsgraden og ut fra dette fås beregningsverdier for udrenert skjærstyrke som en funksjon av dybden. Disse skjærstyrkeverdiene er tegnet inn på tegning nr. 2353-01 og -02. Ved permanent avgraving vil overlagingstrykket reduseres og skjærstyrken følgelig justeres.

GRUNNFORHOLD

På landsiden av kaien består grunnen av et ca. 1.5 m tykt lag med fyllmasse over ca. 5 m sand og siltig leire under der igjen. På sjøsiden av kaia består grunnen av et ca. 1 m tykt slamslag øverst, derpå et ca. 2 m tykt blandingslag som består av leire, silt og finsand over siltig leire. For nærmere informasjon se tegning nr. 2353-01 og -02.

Sanden på landsiden inneholder en god del humus og trerester.

Leiren har samme egenskaper på land- og sjøsiden av kaia. Den kan karakteriseres som bløt til middels fast, den oppfører seg dilatant og er ikke kvikk. Leiren er overkonsolidert i en dybde på 5-8 meter og overkonsolideringstrykket tilsvarer en overlaging på ca. 2 meter over eksisterende terreng. På ca. 13 meters dybde oppfører den seg normalkonsolidert.

STABILITETSVURDERING

Med utgangspunkt i tegninger og lastspesifikasjoner fra Havnevesenet har vi utført en rekke beregninger for å kartlegge stabiliteten av seksjon 1 og 2 av kaia, se tegning nr. 2353-15.

Beregninger

Følgende forutsetninger ligger til grunn for beregningene:

-Karakteristiske vertikallaster er valgt lik 30 og 50 kN/m^2 som avtalt med Oslo Havnevesen. Vertikallaster som virker direkte på kaidekket, føres ned i pelene, mens vertikallaster bakenfor belaster terrenget direkte.

-Pullerkraft pr. 18 m er 700 kN som avtalt med Oslo Havnevesen og



horisontallaster tas opp av en friksjonsplate bakenfor kaidekket.

-Lastkoeffisienten er konsekvent satt lik 1.6.

-De dimensjonerende lastene (qd og th) er regnet å virke jevnt fordelt på jorda og er fremkommet på følgende måte:

$$\begin{aligned} qd &= 50 \text{ kN/m}^2 \times 1.6 = 80 \text{ kN/m}^2 \\ qd &= 30 \text{ kN/m}^2 \times 1.6 = 48 \text{ kN/m}^2 \\ th &= (700 \text{ kN} \times 1.6) / (18 \text{ m} \times 5.7 \text{ m}) = 11 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Vi har her antatt at friksjonsplaten har målene 18 m X 5.7 m, som antydnet på tegning nr. 10865 fra Oslo Havnevesen.

$$th = (700 \text{ kN} \times 1.6) / (16.5 \text{ m} \times 17.5 \text{ m}) = 4 \text{ kN/m}^2$$

Vi har her antatt at friksjonsplaten har målene 16.5 m X 17.5 m, som antydnet på tegning nr. 10908 A fra Oslo Havnevesen.

-I beregningene har vi sett bort fra pelenes og spuntens innflytelse på stabiliteten.

-Valg av poretrykksfordeling, styrkeparametere og lignende går frem av tegning nr. 2353-14.

Seksjon 1 :

Siden vi kom for sent inn i bildet til å få noen vidre innflytelse på utførelsen av seksjon 1, har vi for denne seksjonen bare regnet på seksjonen slik den allerede er blitt utformet. Materialkoeffisientene fra beregningene er vist i tabellen på tegning nr. 2353-14 .

Seksjon 2 :

For seksjon nr. 2 har vi regnet på tilfeller med 4 forskjellige kaidekkestørrelser og 2 forskjellige vertikallaster.

Tilfelle 1 : 22.0 m kaidekke, $qd=80 \text{ kN/m}^2$, $th=4 \text{ kN/m}^2$

" 2 : 28.0 m kaidekke, $qd=80 \text{ kN/m}^2$, $th=4 \text{ kN/m}^2$
En pelerad ekstra i forhold til tilfelle 1 gjør at en kan forlenge kaidekket til 28 m.

" 3 : 23.5 m kaidekke, $qd=48 \text{ kN/m}^2$, $th=4 \text{ kN/m}^2$
Forbindelsen kaidekke / friksjonsplate er regnet å kunne overføre vertikallaster til kaidekket ca. 1.5 m utenfor selve dekket. Kaidekket er derfor forlenget fra 22m til 23.5 m.
Karakteristisk vertikallast er dessuten redusert fra 50 kN/m^2 til 30 kN/m^2 .

" 4 : 30.0 m kaidekke, $qd=48 \text{ kN/m}^2$, $th=4 \text{ kN/m}^2$
For dette tilfellet har vi regnet med en pelerad ekstra og redusert karakteristisk vertikallast i tillegg til at vi har regnet med at forbindelsen kaidekke / friksjonsplate kan overføre vertikallaster til kaidekket og videre gjennom pelene til fjell.

Materialkoeffisientene for de ulike tilfellene er gjengitt i tabellen på tegning nr. 2353-14.

Vurdering

Før vi vurderer sikkerheten mot utgliding av seksjon 1 og 2, skal vi forklare endel begreper.

I tabellen på tegning nr. 2353-14 opptrer begrepene drenert og udrenert. Med drenert menes at poretrykket er det samme før og etter pålastning, mens man med udrenerte forhold mener at poretrykket er høyere etter pålastingen enn før. Det normale er at man i sand har tilnærmet drenerte forhold, mens man får oppbygd poreovertrykk og derved udrenert tilstand i en leire ved tilleggsbelastning. Dette poreovertrykket vil dissipere ut (utjevnes) over tid, men det er korttidsstilstanden som er den kritiske.

Vi har valgt å operere med last- og materialkoeffisient i stedet for en sikkerhetsfaktor. Det vil si at vi har fordelt kravet til sikkerhet på både lasten og styrken til materialet. Sikkerhetsfaktoren er bare lik, materialkoeffisienten når lastkoeffisienten er lik 1.0. Normalt kreves det derfor at man har en høyere sikkerhetsfaktor enn materialkoeffisient.

Lastkoeffisienten er valgt lik 1.6 etter punkt 4.1 i "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk", hvilket også er i overensstemmelse med Oslo Havnevesens egne krav.

For å vurdere de aktuelle materialkoeffisientene, har vi benyttet punkt 5.1.2 i "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk". Treksialforsøkene viser at løsmassene har en dilatant (seig) bruddmekanisme. Ut fra punkt 5.1.2 bør da materialkoeffisienten være minst 1.3 (1.4) dersom skadekonsekvensen sees på som alvorlig (meget alvorlig).

Seksjon 1 :

Med våre beregningsforutsetninger er materialkoeffisientene for seksjon 1 lavere enn det som normalt kreves.

Siden det er relativt grunne skjærflater som har lavest sikkerhet mot utgliding, er det mulig at spuntene ved å hindre disse bruddformene, kan øke sikkerheten. Det finnes også endel gamle fundamenter på baksiden av kaien som trolig står på trepeler. Disse kan muligens ta opp deler av vertikallasten bakenfor kai-dekket og på den måten bedre situasjonen. Stålrørspelene kan nok også øke stabiliteten noe, men det er såpass stor avstand mellom pelene at denne effekten er begrenset.

Det er vanskelig å tallfeste betydningen av disse faktorene. Totalt sett innebærer de imidlertid en bedring av stabilitetsforholdene i forhold til det våre beregninger viser.

Såvidt vi har kunnet observere er det blitt stående igjen en gammel stålpunt rett innenfor akse B. Denne spuntene var etter tegningene fra Oslo Havnevesen forutsatt fjernet og skråningshelningen ordnet til 1:1.5. Området mellom gammel og ny spunt er imidlertid fylt opp til underkant kaiplate. Dette medfører at gjennomsnittelig sjøbunnsbelasting under kaiplaten i virkeligheten er brattere enn 1:1.5.

Lokalstabiliteten av sjøbunnskråningen under kaiplaten må således vurderes som lav. Eventuelle utglidninger her kan endre forutsetningene om at den nye spuntene "tvinger" potensielle bruddflater ned og totalresultatet kan bli en materialkoeffisient som angitt på tegning nr. 2353-14 eller enda lavere.



OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor

Kingos gt. 22,
0457 Oslo 4
Tlf.: (02) 35 59 60

7

Seksjon 2 :

Det er strengt tatt bare tilfelle 4, dvs. tilfellet med en pelerad ekstra, som tilfredstiller vanlige krav til sikkerhet mot utglidning med våre beregningsforutsetninger.

Antagelig vil en stiv spunt som er rammet dypere enn til kote -10.0, kunne øke stabiliteten tilstrekkelig for for tilfelle 3. Det er imidlertid vanskelig å dokumentere inflytelsen av spunten, fordi det er usikkert hvordan den vil oppføre seg under stor belastning og hvordan en eventuell bruddform vil bli for dette tilfellet.

Forankringsvegg

Etter anmodning fra Oslo Havnevesen har vi vurdert stabilitetsforholdene for det tilfellet at friksjonsplaten erstattes av en vertikal forankringsvegg i en dybde på 0.5 m til 2.5 m under kaiplanum. Forutsatt at veggen plasseres minimum 20 m bak kaiplaten, vil denne endringen ikke påvirke totalstabiliteten i negativ retning i forhold til det som er angitt ovenfor.

KONKLUSJON

Både kaiseksjon 1 og 2 har beregningsmessig en lavere sikkerhet mot utglidning enn det som normalt forlanges for tilsvarende anlegg. Forutsatt at en spunt rammes i bakkant av kaiplaten og under hensyn til at de aktuelle kaiseksjonene er relativt korte og stabiliserende endeeffekter ikke er inkludert i beregningene, vil vi anta at totalstabiliteten er tilsvarende det som normalt forlanges. Ovenfornevnte gjelder for en karakteristisk vertikallast bak kaiplaten på maksimum 30 kN/m^2 .

Ved videre utbygging av kaien vil vi tilrå at bredden av kaiplaten økes i forhold til den bredden som er valgt for seksjon 1 og 2.

Geoteknisk kontor

H. Sem
H. Sem
sjefsing.

Signe Kirkebø
S. Kirkebø
avd.ing.

STANDARD BESKRIVELSER

BESKRIVELSE AV BORMETODER

- Enkel sondering betegner neddriving av stålstenger uten registrering av motstand, for eks. slag sondering med slegge eller slagbormaskin.
- Dreieboring utføres ved å måle synkninger under dreining når boret er lastet med 100 kg. Synket for mindre last dreies ikke. Boret er forsynt med en pyramideformet spiss som er vridd en omdreining. Lengden av spissen er 20 cm og sidekanten er 3 cm. Under optegning av resultatene angis antall omdreining pr. m synkning på høyre side av hullet, og lasten på boret på venstre side.
- ☆ Fjellkontrollboringer utføres med trykkluftdrevet bergbor. Både topphammer og senkborhammer kan brukes. Fjellkontrollen består i å registrere når man har fått en langsom og relativt jevn synkning av boret idet dette er en sterk indikasjon på at boret er i fjell. Det bores vanligvis 3 m for å konstatere at det ikke er en stor stein.
- + Vingeboring brukes til å måle jordartens udrenerte skjærfasthet direkte i grunnen. Skjærfastheten beregnes ut fra målt torsjonsmoment på et vingekor som presses ned i ønsket dybde og dreies rundt inntil brudd oppstår. Grunnens fasthet bestemmes først i uforstyrret, og etter brudd i omrørt tilstand. Resultatene kan i sterk grad påvirkes av sand, grus og stein ved vingekorset. Det skal også bemerkes at resultatene av andre grunner i mange tilfelle må korrigeres før fasthetsverdiene brukes i stabilitetsberegninger.
- ◎ Prøvetaking kan utføres med forskjellig utstyr. Ønskes "uforstyrrede" prøver brukes en ϕ 54 mm sylindrerprøvetaker som er forsynt med et tettsluttende stempel. Prøven skjæres ved at sylindrerens skyves nedover i grunnen mens stemplet holdes tilbake. Sylindrerens med prøve blir trukket opp igjen, forseglet i begge ender, og bragt til laboratoriet. Ønskes bare såkalte "representative" prøver, brukes enklere utstyr som skovelbor og kannebor. Felles for disse er at massen skaves inn i en beholder som deretter tas opp. Tilsvarende prøver kan også tas ved å skru en stålskrue ned i grunnen og trekke den opp igjen.
- ⊖ Poretrykksmåling går ut på å måle trykket i de vannfylte porene i jordarten. Dette gjøres ved å føre ned til ønsket dybde et såkalt piezometer som består av et stålrør med et porøst filter i enden. Vann fra jordarten vil kunne trengte inn gjennom filteret mens jordpartiklene blir holdt tilbake. På innsiden av filteret kan man så enten ha en elektrisk trykkmåler som registrerer det vanntrykket som bygges opp og som balanserer med poretrykket utenfor, eller filteret er forbundet med en tynn slange inne i stålrøret. Stigehøyden av vannet i slangen er da porevannstrykket i filterets nivå. Ved fremstilling av resultatene angis som regel det nivå (m.o. som vannet stiger til (poretrykksnivået)).

BESKRIVELSE AV LABORATORIEUNDERSØKELSER

I laboratoriet blir prøvene først beskrevet på grunnlag av besiktigelse. Dernest blir følgende undersøkelser rutinemessig utført, (undersøkelser merket ^x) kan bare utføres på uforstyrrede prøver):

Romvekt ^x γ (t/m^3) av naturlig fuktig prøve.

Vanninnhold w (%) angir vekt av vann i prosent av vekt av fast stoff. Det blir utført flere bestemmelser av vanninnhold fordelt over prøvens lengde.

Flytegrensen w_L (%) og utrullingsgrensen w_p (%) angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk område av omrørt materiale. Plastisitetsindeksen I_p er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen. Disse konsistensgrensene er viktige ved bedømmelse av jordartens egen konsistensgrensene blir vanligvis bestemt på annenhver prøve.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter plastisitet:

Lite plastisk leire	I_p	< 10
Middels plastisk leire	I_D	= 10-20
Meget plastisk leire	I_p	> 20

Skjærfastheten s (t/m^2) bestemmes ved enaksede trykkforsøk. Normalt blir det skåret ut et prøvestykke med tverrsnitt $3,6 \times 3,6$ cm og høyde 10 cm på midten av sylinderprøven. Unntaksvis blir fullt tverrsnitt (ϕ 54 mm) benyttet. Det tas hensyn til prøvens tverrsnittsøking under forsøket. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Videre blir uforstyrret skjærfasthet s og omrørt skjærfasthet s' bestemt ved konusforsøk. Dette er en indirekte metode til bestemmelse av skjærfastheten, idet nedsynkningen av en konus med bestemt form og vekt måles og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell. Både trykkforsøk og konusforsøk gir udrenert skjærfasthet.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter udrenert skjærfasthet:

Meget bløt leire	$s < 1,25 t/m^2$	\approx	12,5 kN/m ²
Bløt leire	$s = 1,25 - 2,5 t/m^2$	\approx	12,5 - 25 """"
Middels faat leire	$s = 2,5 - 5,0 t/m^2$	\approx	25 - 50 """"
Fast leire	$s = 5,0 - 10,0 t/m^2$	\approx	50 - 100 """"
Meget fast leire	$s > 10 t/m^2$	\approx	100 """"

Sensitiviteten $S_t = \frac{s}{s'}$, er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter sensitivitet:

Lite sensitiv leire	$S_t < 8$
Middels sensitiv leire	$S_t = 8 - 30$
Meget sensitiv leire	$S_t > 30$

Følgende spesielle forsøk blir utført etter nærmere vurdering i hvert tilfelle:

Ødometerforsøk $x)$ utføres for å finne en jordarts sammentrykkbarhet. Prinsippet ved ødometerforsøkene er at en skive av jordarten med diameter 5 cm og høyde 2 cm belastes vertikalt. Prøven er innesluttet i en sylinder og ligger mellom 2 porøse filtersteiner. Lasten påføres trinnvis, og sammentrykkingen av prøven observeres som funksjon av tiden for hvert lasttrinn. Resultatene fremstilles ved å tegne opp den relative sammentrykking e som funksjon av belastningen. Setningsutviklingen tegnes opp i tidsdiagram. Dette gir grunnlag for beregning både av setningenes størrelse og tidsforløp. Tidsforløpet er imidlertid særlig usikkert på grunn av mange ukjente faktorer som spiller inn.

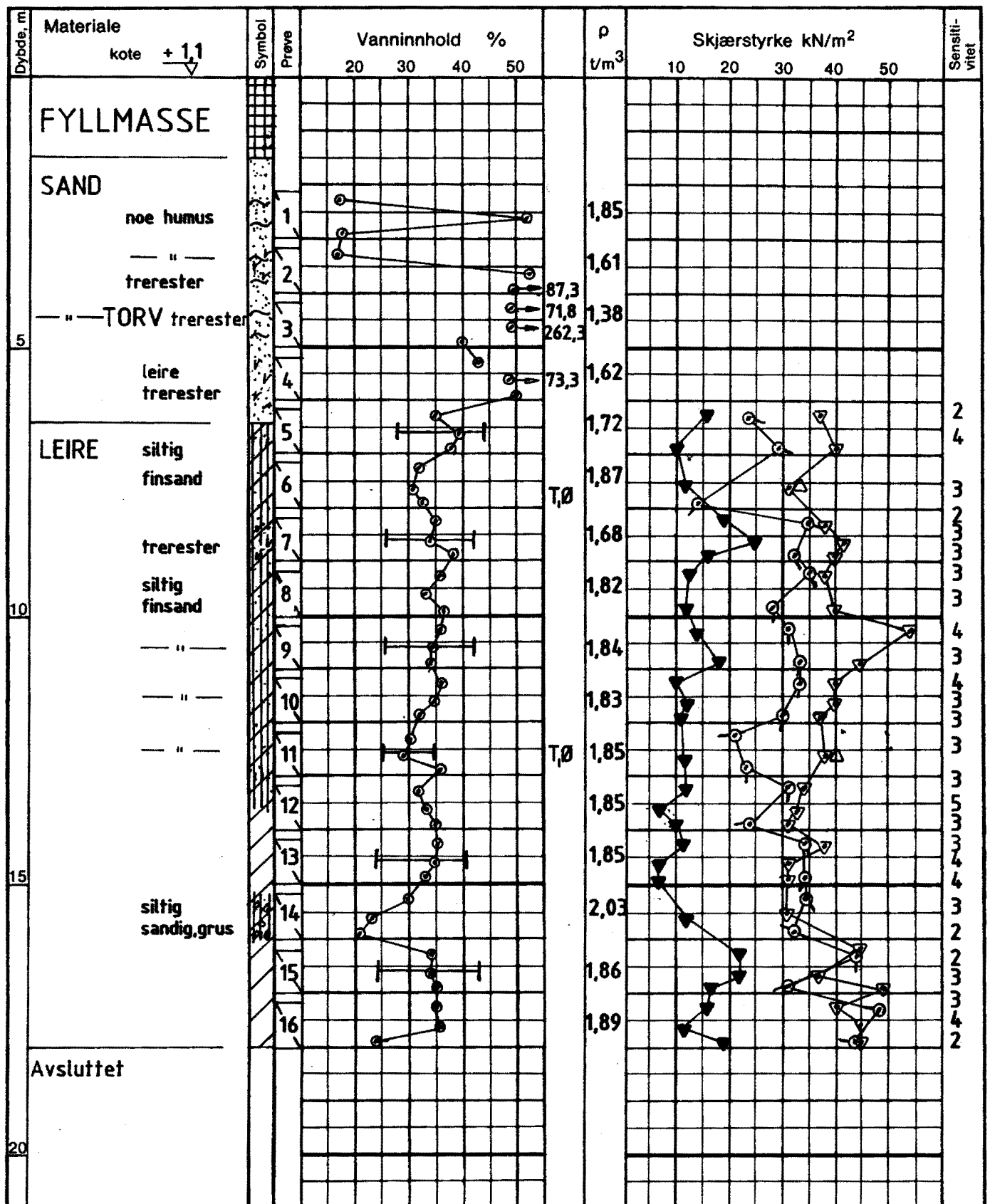
Kornfordelingsanalyser av friksjonsjordarter (grovere enn silt og leire) utføres ved sikting, som regel i helt tørt tilstand. Inneholder massen en del finere stoff blir den våtsiktet. For silt og leire benyttes hydrometeranalyse. En viss mengde tørt materiale oppslemmes i en bestemt mengde vann. Ved hjelp av hydrometer bestemmes synkehastigheten av de forskjellige kornfraksjoner og på grunnlag av Stoke's lov kan kornstørrelsen tilnærmet beregnes.

Fortorvingsgraden i organiske jordarter bestemmes ved besiktigelse og krysting av materiale mellom fingrene. Graderingen skjer i henhold til von Post's ti-delte skala H 1 - H 10. Torv kan deles i følgende grupper:

Fibertorv	H 1 - H 4, planterester lett synlig
Mellomtorv	H 5 - H 7, planterester svakt synlig
Svarttorv	H 8 - H10, planterester ikke synlig.

Organisk innhold (humusinnhold) bestemmes vanligvis ved glødning av tørt materiale. Glødetapet (vekttapet) angis i prosent av tørt materiale.

Proctorforsøk brukes til å undersøke pakkningsegenskapene hos jordarter, spesielt hos velgraderte friksjonsmasser. Massen blir stampet lagvis inn i en stålsylinder av bestemt volum, og tørr romvekt beregnet etter tørking av prøven. Avhengig av pakkingsarbeidet skilles mellom standard Proctor og modifisert Proctor. Den siste innebærer størst pakkingsarbeid. Forsøkene utføres med varierende vanninnhold, og det vanninnhold som gir høyest tørr romvekt kalles optimalt. Den høyeste romvekt kalles 100% Proctor.



GV : grunnvannstand

Ö : ödometer

T : treaksialforsøk

K : kornfordeling

○ naturlig vanninnhold

— (W_p) plastisitetsgrense

— (W_L) flytegrense

ρ densitet

⊙ enaksialt trykkforsøk

15 ⊙ 5 bruddeformasjon %

▽ konus uforstyrret

▽ konus omrørt

+ vingebor

△ treaks.

BORPROFIL

SØRENGA



OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor

Type boring

Prøveserie 54mm

Tegn. Amo

Dato Okt.87

Dato boret

8 / 7 - 87

Kartref.

SO C2-2

Boring nr.

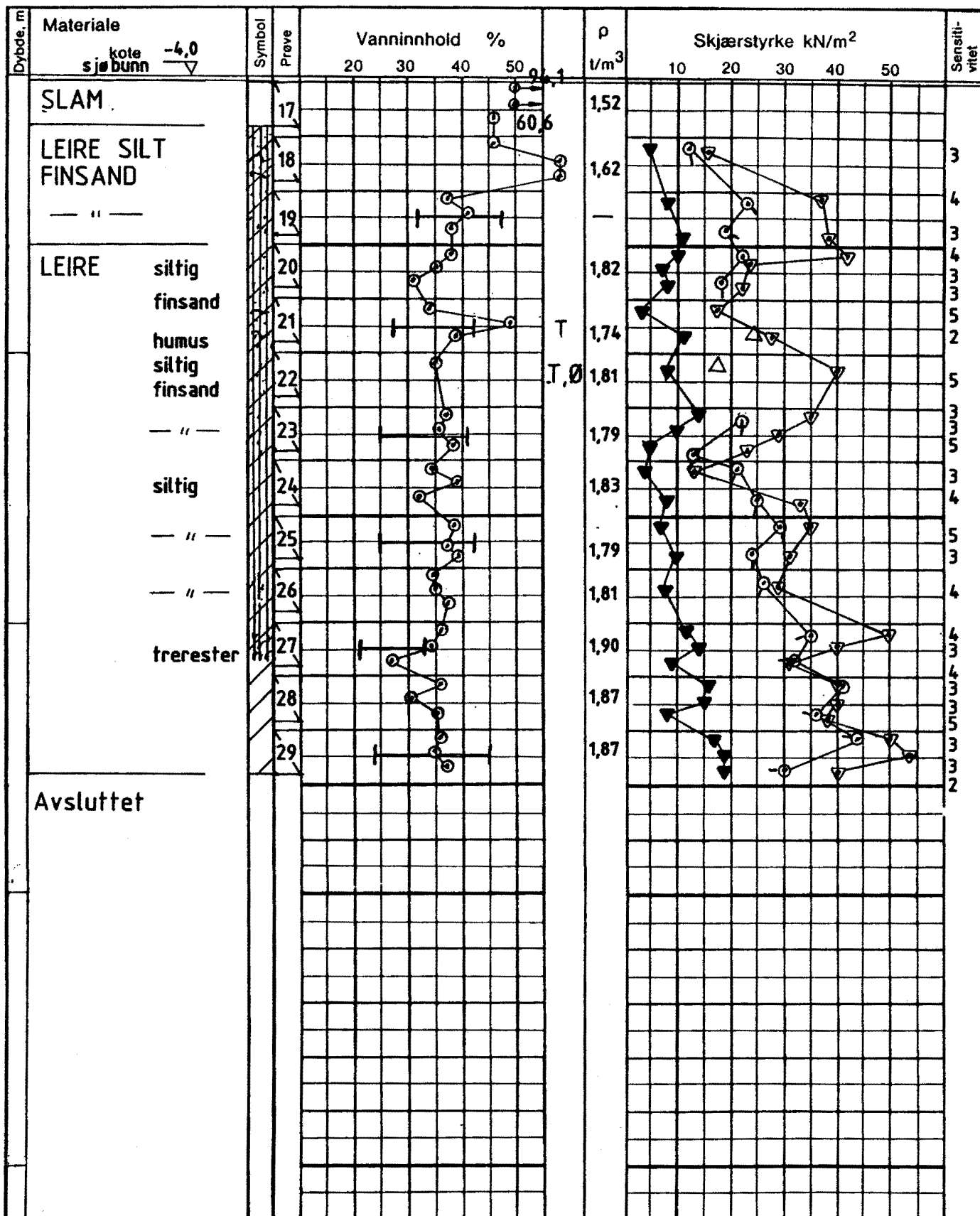
1

Boring nr. Undergr. kart.

227U

Tegn. nr.

2353 - 01



GV : grunnvannstand
 Ø : ødometer
 T : treaksialforsøk
 K : kornfordeling

○ naturlig vanninnhold
 — (W_p) plastisitetsgrense
 — (W_L) flytegrense
 ρ densitet

⊙ enaksialt trykkforsøk
 15 ⊙ 5 bruddformasjon %
 ▽ konus uforstyrret
 ▼ konus omrørt
 + vingebor
 △ freaks.

**BORPROFIL
 SØRENGA**

Type boring **Prøveserie 54mm**
 Dato boret **21. 07. 87**

Tegn. Amo **Okt.87**
 Kartref. **SO C2-2**

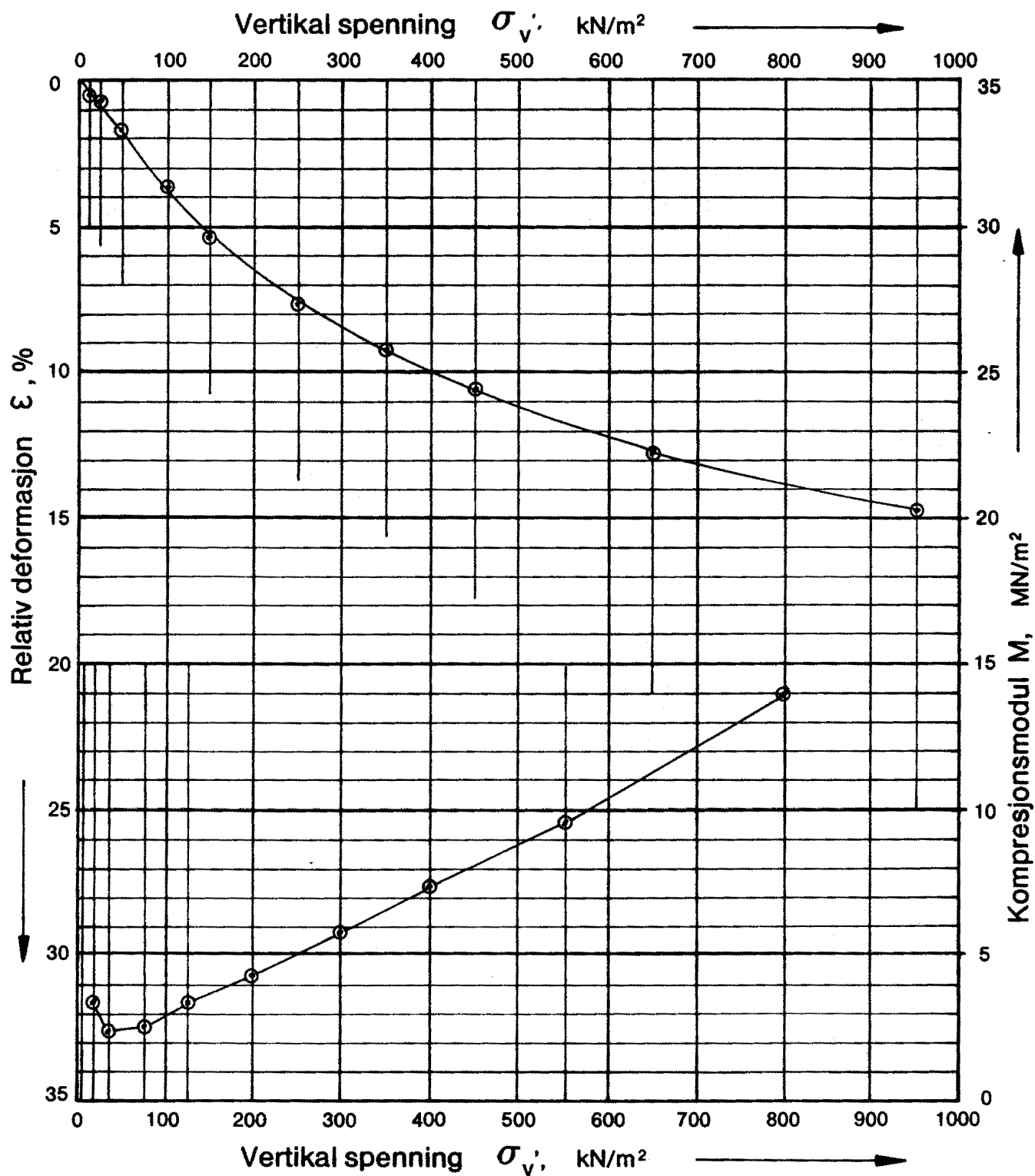


OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk kontor

Boring nr. **2**

Boring nr. Undergr. kart. **226 U**

Tegn. nr. **2353 -02**



Boring nr.	Lab. nr.	Dybde m	σ'_{vo} kN/m ²	σ'_p kN/m ²	OCR	M, MN/m ² $\sigma'_v \leq \sigma'_p$	m for $\sigma'_v > \sigma'_p$	σ'_r kN/m ²	Materiale	Anm.
1	2353-6	7,4	62	75	1,2	2,5	16	-45		

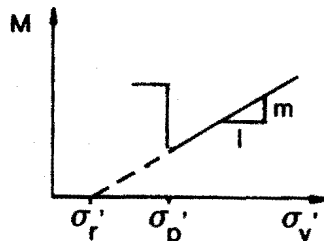
ÖDOMETERFORSÖK

Relativ deformasjon
Kompresjonsmodul

SØRENGA



OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor



Modul for leire:

$\sigma'_v \leq \sigma'_p$:
M = konstant

$\sigma'_v > \sigma'_p$:
M = m ($\sigma'_v - \sigma'_r$)

Tegn. **Amo**

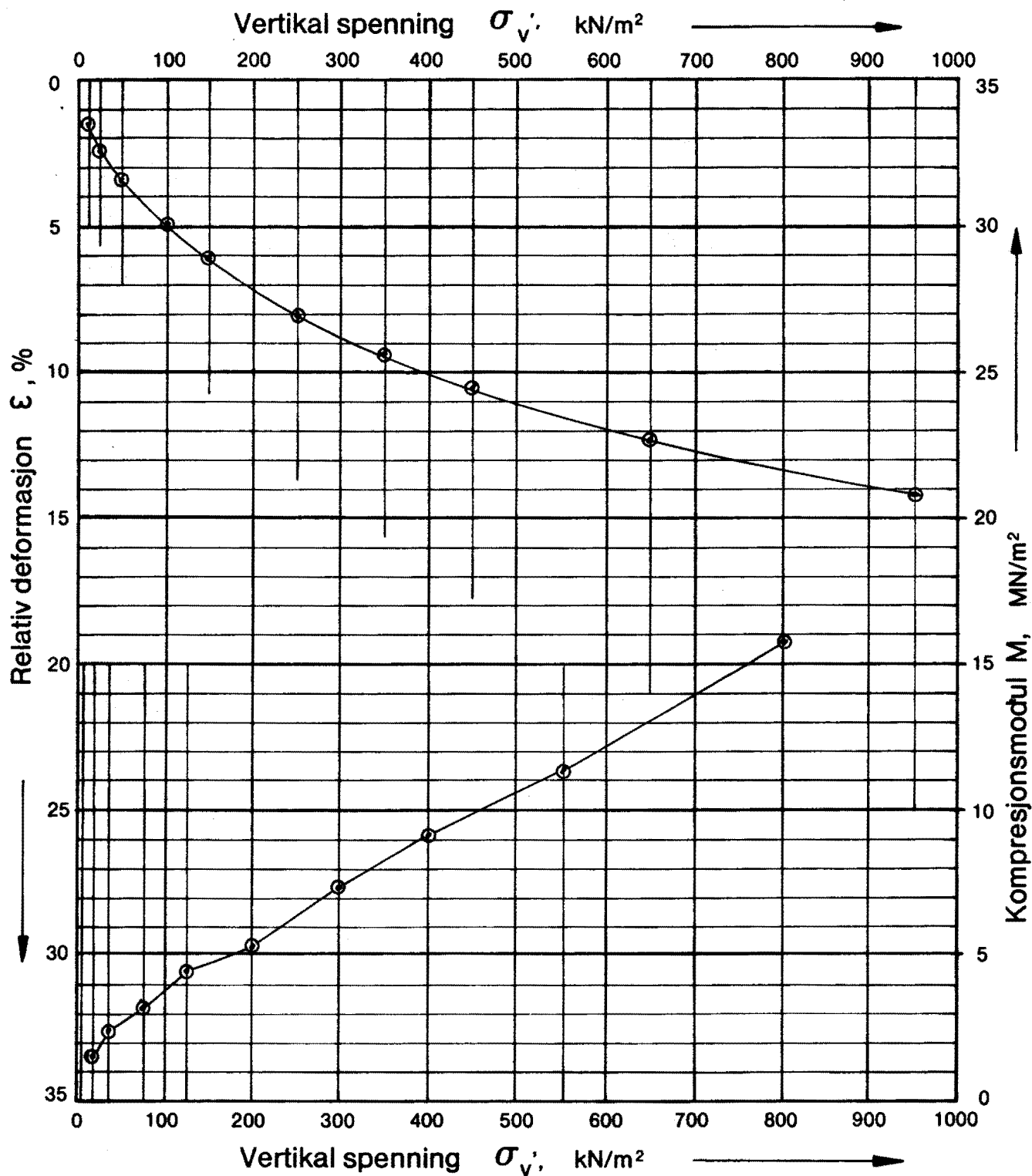
Dato **Okt. 87**

Kartref.

S0 C2-2

Tegn. nr.

2353 - 03



Boring nr.	Lab. nr.	Dybde m	σ_{vo}' kN/m ²	σ_p' kN/m ²	OCR	M, MN/m ² $\sigma_v' \leq \sigma_p'$	m for $\sigma_v' > \sigma_p'$	σ_r' kN/m ²	Materiale	Anm.
1	2353 11	12,8	100	-	1,0	-	18	-80		

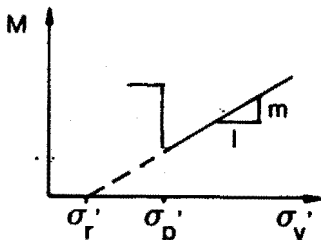
ÖDOMETERFORSÖK

Relativ deformasjon
Kompresjonsmodul

SÖRENGA



OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor



Modul for leire:

$$\sigma_v' \leq \sigma_p' :$$

$M = \text{konstant}$

$$\sigma_v' > \sigma_p' :$$

$$M = m(\sigma_v' - \sigma_r')$$

Tegn. **Amp**

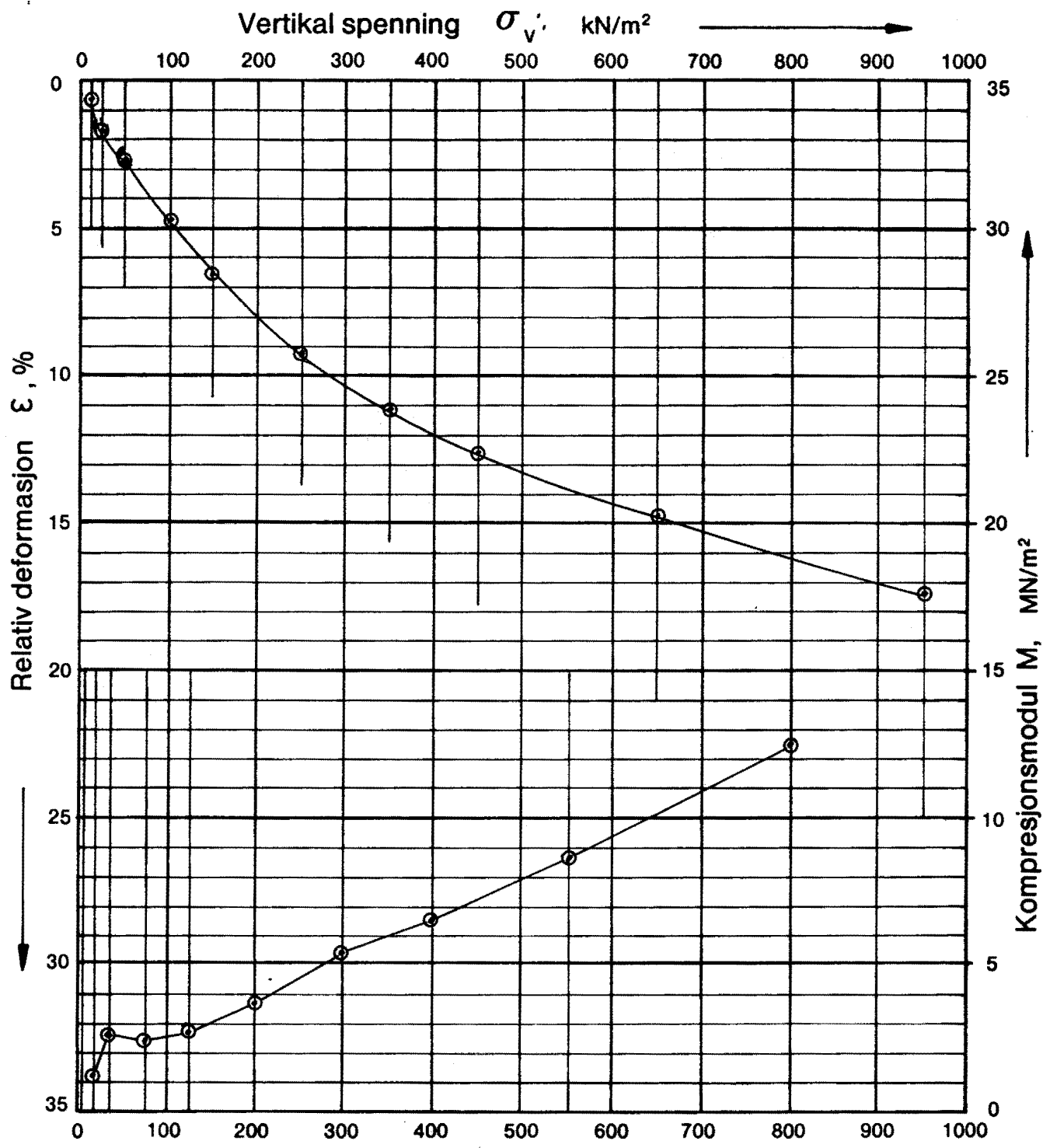
Dato **Okt. 87**

Kartref.

SO C2-2

Tegn. nr.

2353-04



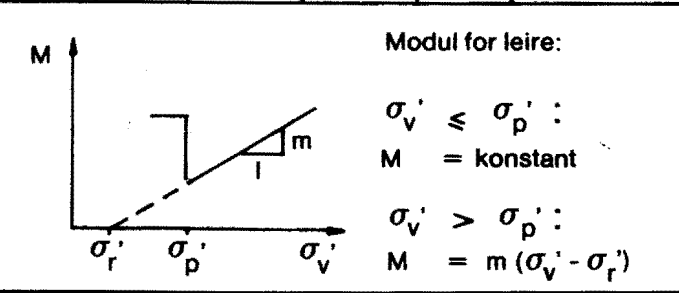
Merk! 4m vann over sjøbunn

Boring nr.	Lab. nr.	Dybde sjøbunn	σ_{vo}' kN/m ²	σ_p' kN/m ²	OCR	M , MN/m ² $\sigma'_v \leq \sigma_p'$	m for $\sigma'_v > \sigma_p'$	σ_r' kN/m ²	Materiale	Anm.
2	2353 22	5,4	38	125	3,3	2,5	15	-35		

ÖDOMETERFORSÖK
 Relativ deformasjon
 Kompresjonsmodul

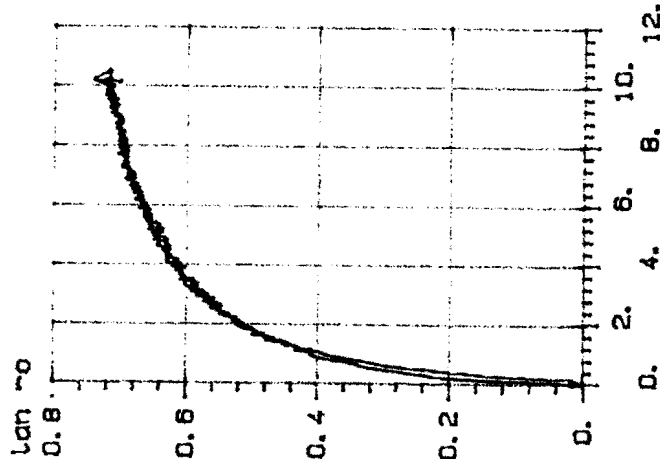
SÖRENGA

 **OSLO KOMMUNE**
 Geoteknisk kontor

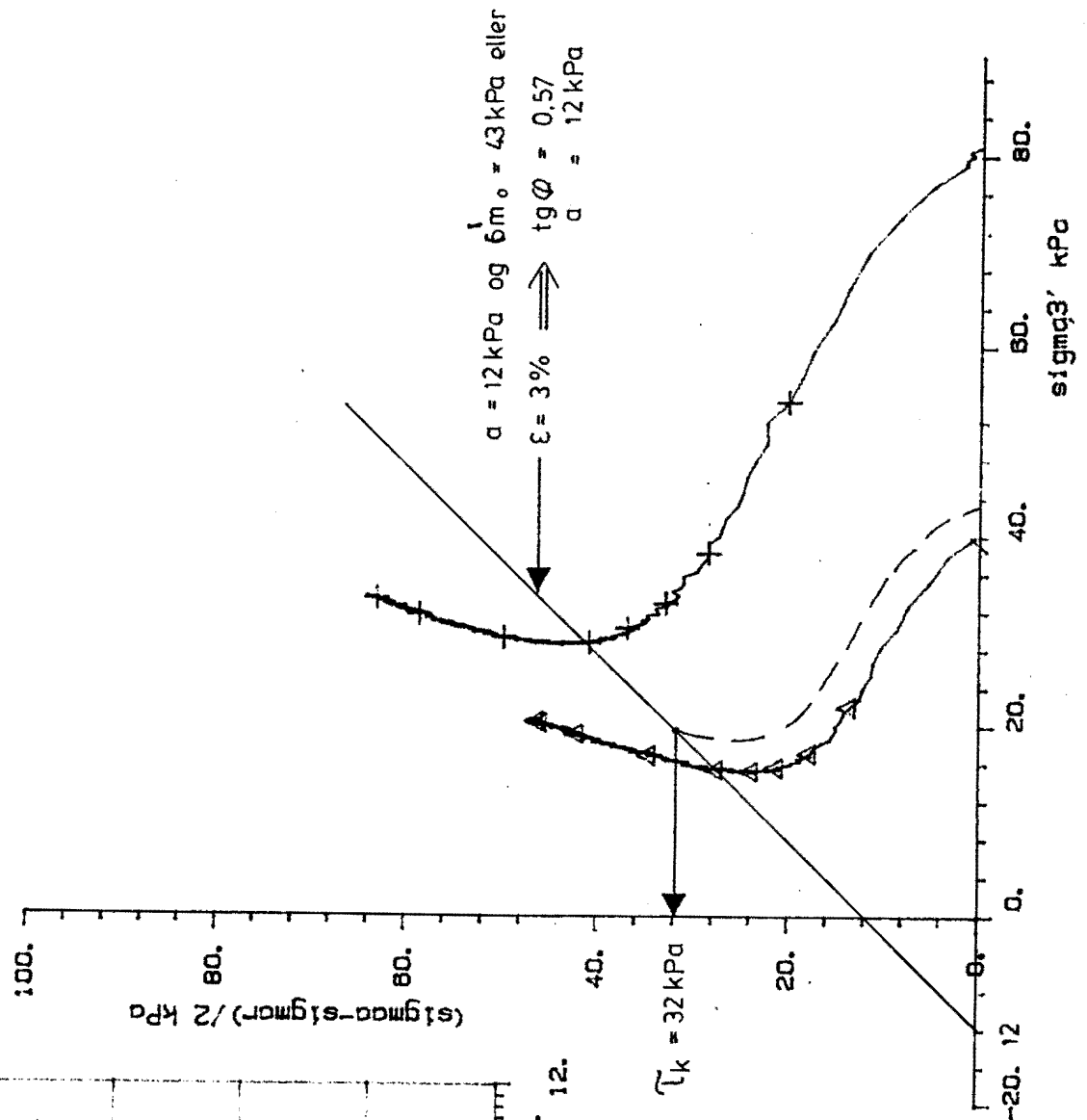


Tegn. Amo
 Dato Okt. 87
 Kartref.
S0 C2 - 2


Tegn. nr.
2353 - 05

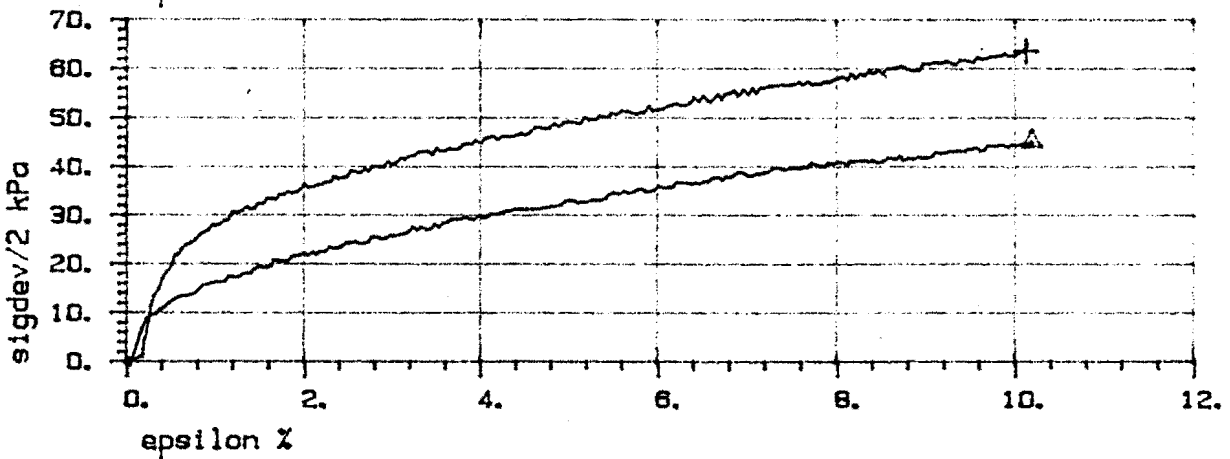
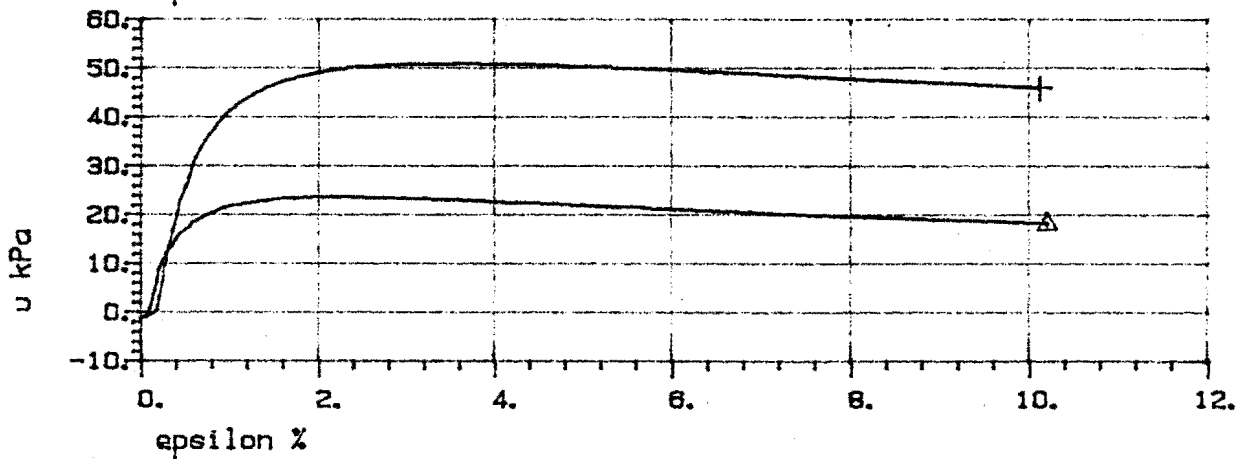
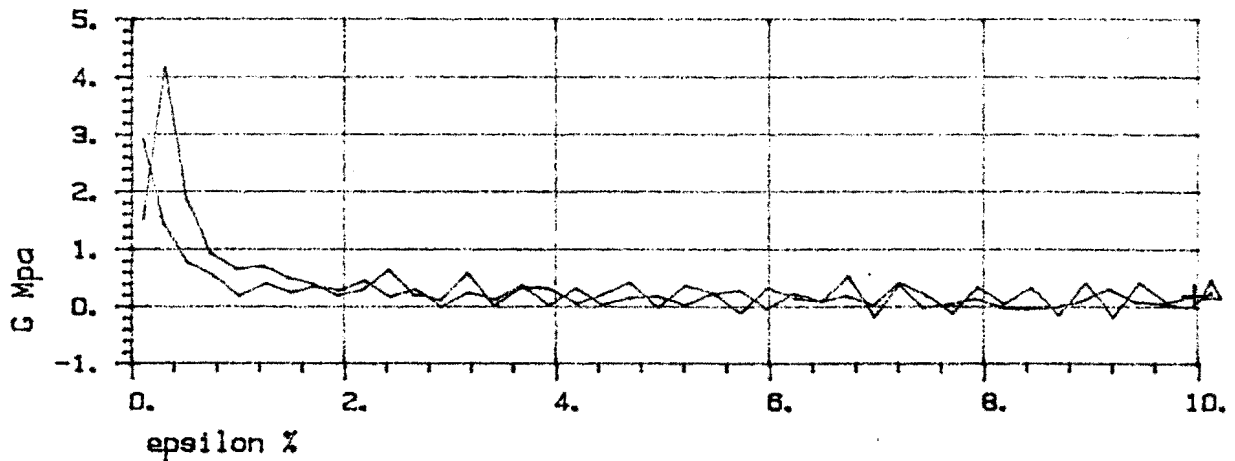


eps %
 + a = 12.0 kPa
 Δ a = 12.0 kPa




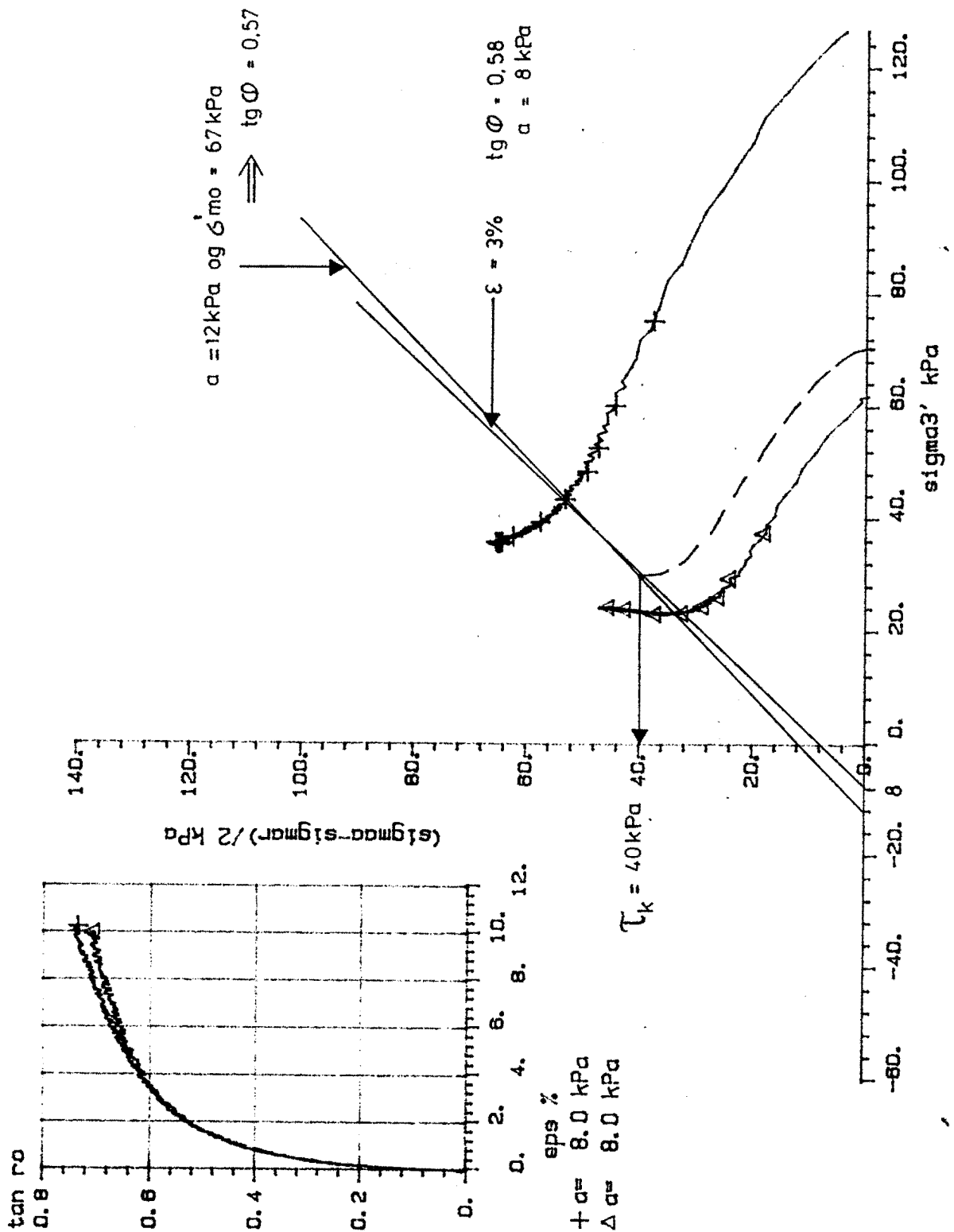
Fors. nr	Symb	Boringnr	Labnr	Dybde, m	sig0' kN/m2	sigc' kN/m2	Forsøkttype
1	+	1	6A	7.50	60.0	80.0	CIJA
2	Δ	1	6B	7.60	60.0	40.0	CIUA

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.	Dato	
Hovedpenningvektor			Målestokk	Kartref.	
SØRENGA				SO C2-2	
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			Tegn. nr.	2353-06	




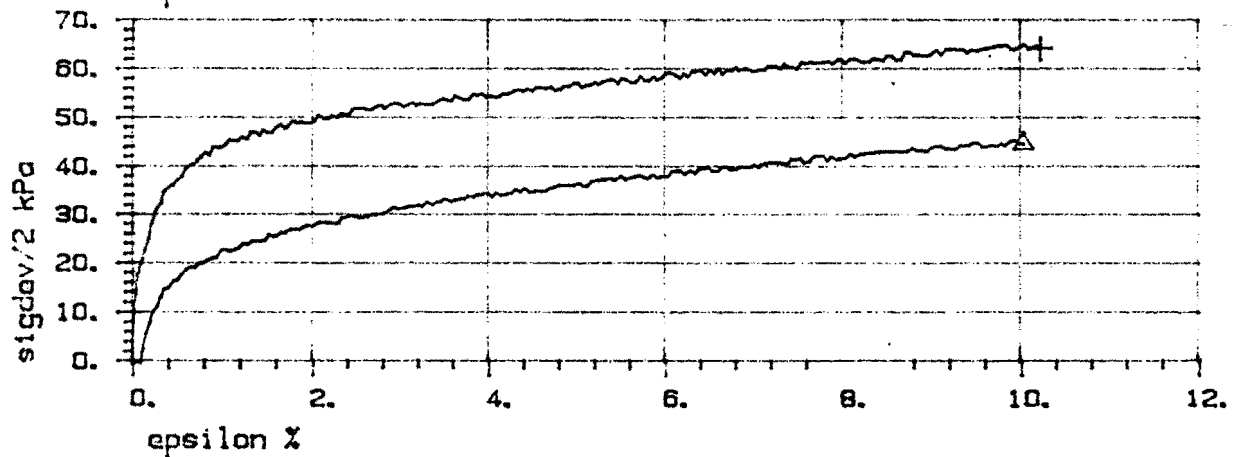
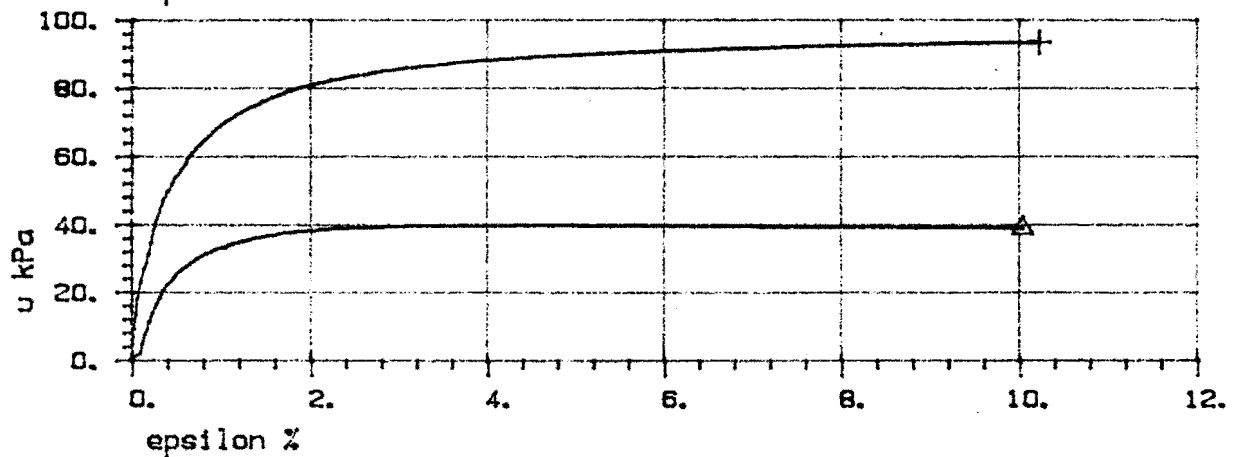
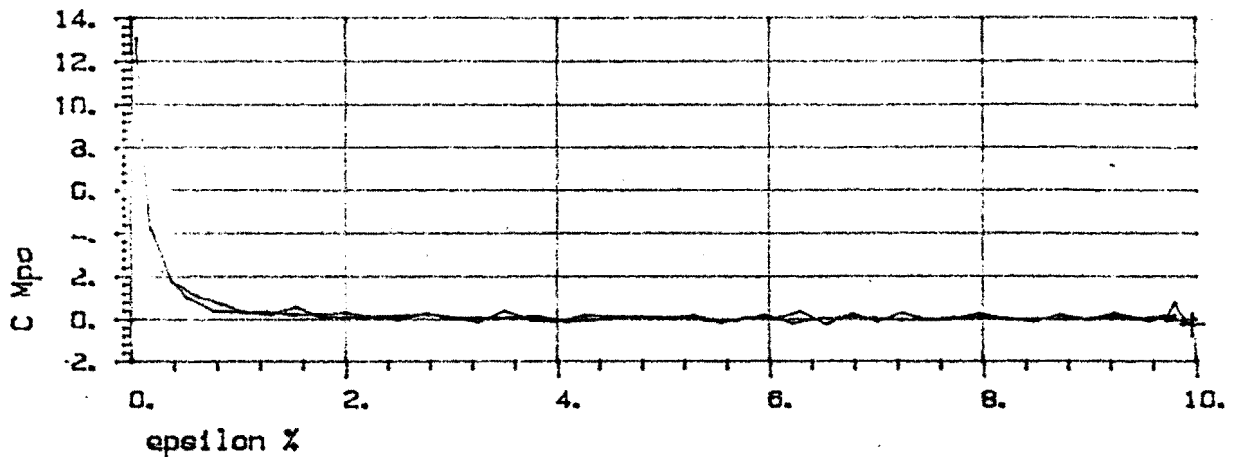
Fors.nr	Symb	Boringnr	Labnr	Dybde, m	sig ₀ ' kN/m ²	sig _c ' kN/m ²	Forsøektype
1	+	1	6A	7.50	60.0	60.0	CIUA
2	<	1	6B	7.60	60.0	40.0	CIUA

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREKSIALFORSØK Max skjærepenning, poretrykk og G-modul ved tøyning SØRENGA			Tegn. Målestokk Dato Kartref. SØ C2-2		
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			Tegn. nr. 2353-07		




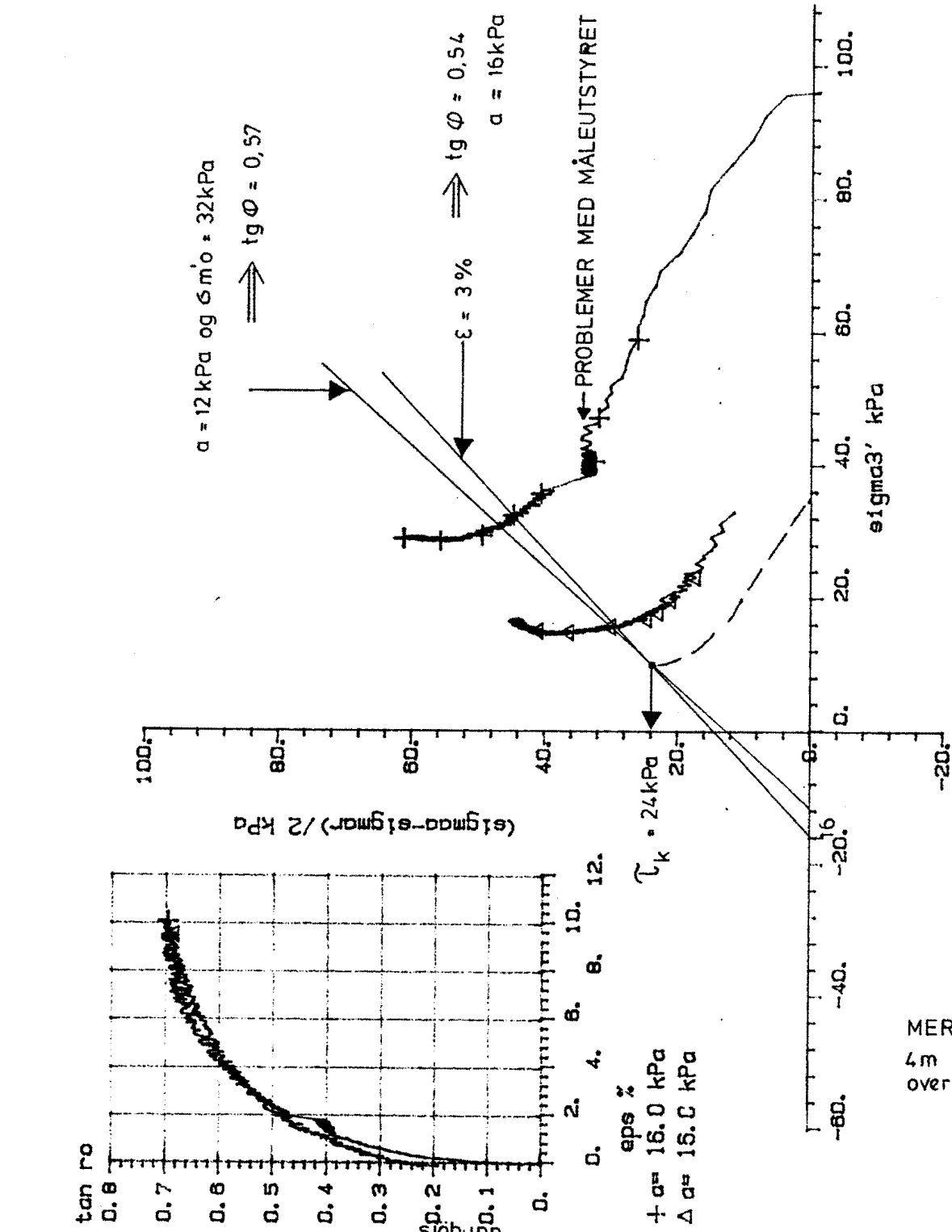
Fore. nr	Symb	Boringnr	Labnr	Dybde, m	σ_0' kN/m ²	σ_{c0}' kN/m ²	Forektype
1	+	1	11A	12.70	100.0	130.0	CIUA
2	Δ	1	11B	12.60	100.0	65.0	CIUA

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.		Dato
Hovedepenningsvektor			Målestokk		Kartref.
SØRENGA					S0 C2 - 2
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			Tegn. nr. 2353-08		




Fors. nr	Symb	Boringnr	Labnr	Dybde, m	sig ₀ ' kN/m ²	sig _c ' kN/m ²	Forsøkstype
1	+	1	11A	12.70	100.0	130.0	CIUA
2	<	1	11B	12.60	100.0	65.0	CIUA

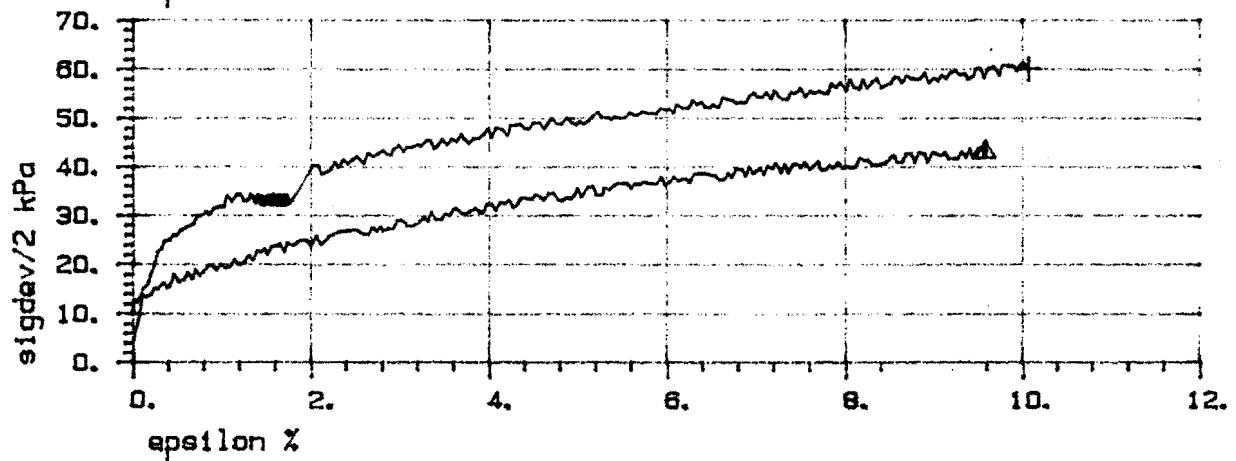
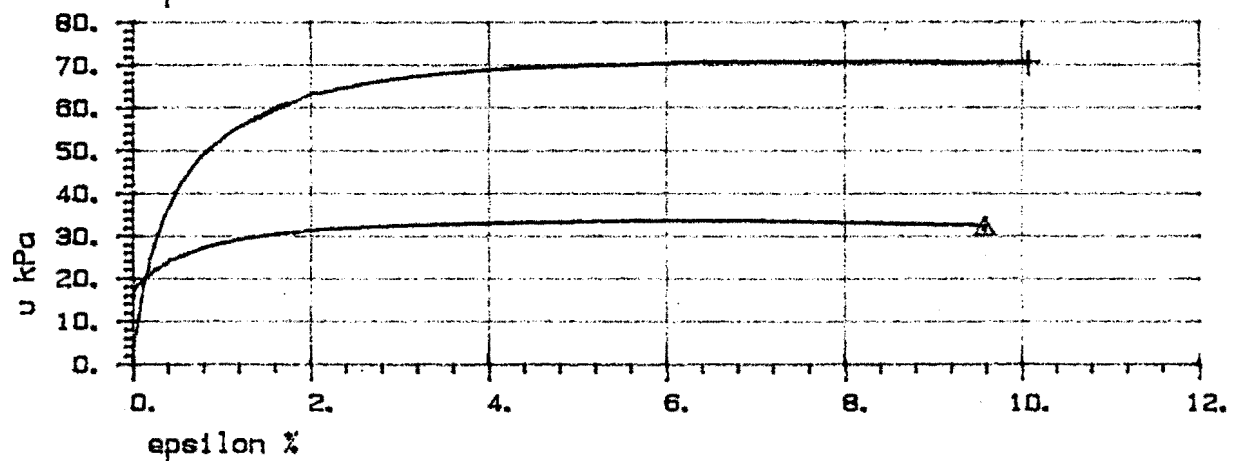
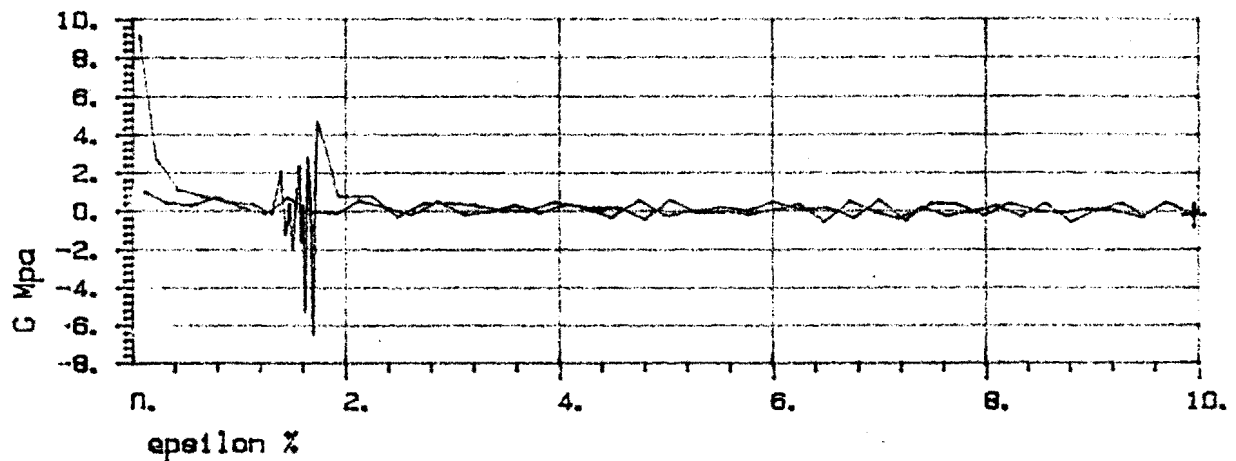
Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.		Dato
Max skjærepennning, poretrykk og G-modul ve tøyning			Målestokk		Kartref.
SØRENGA					SO C2-2
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			Tegn. nr. 2353-09		




MERK:
4m vann
over sjøbunn

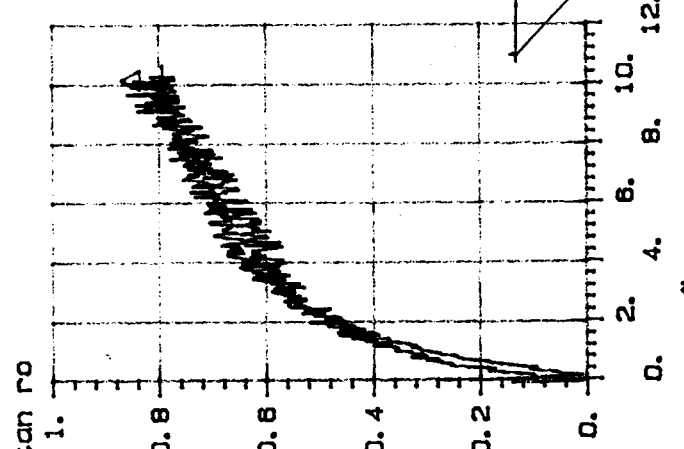
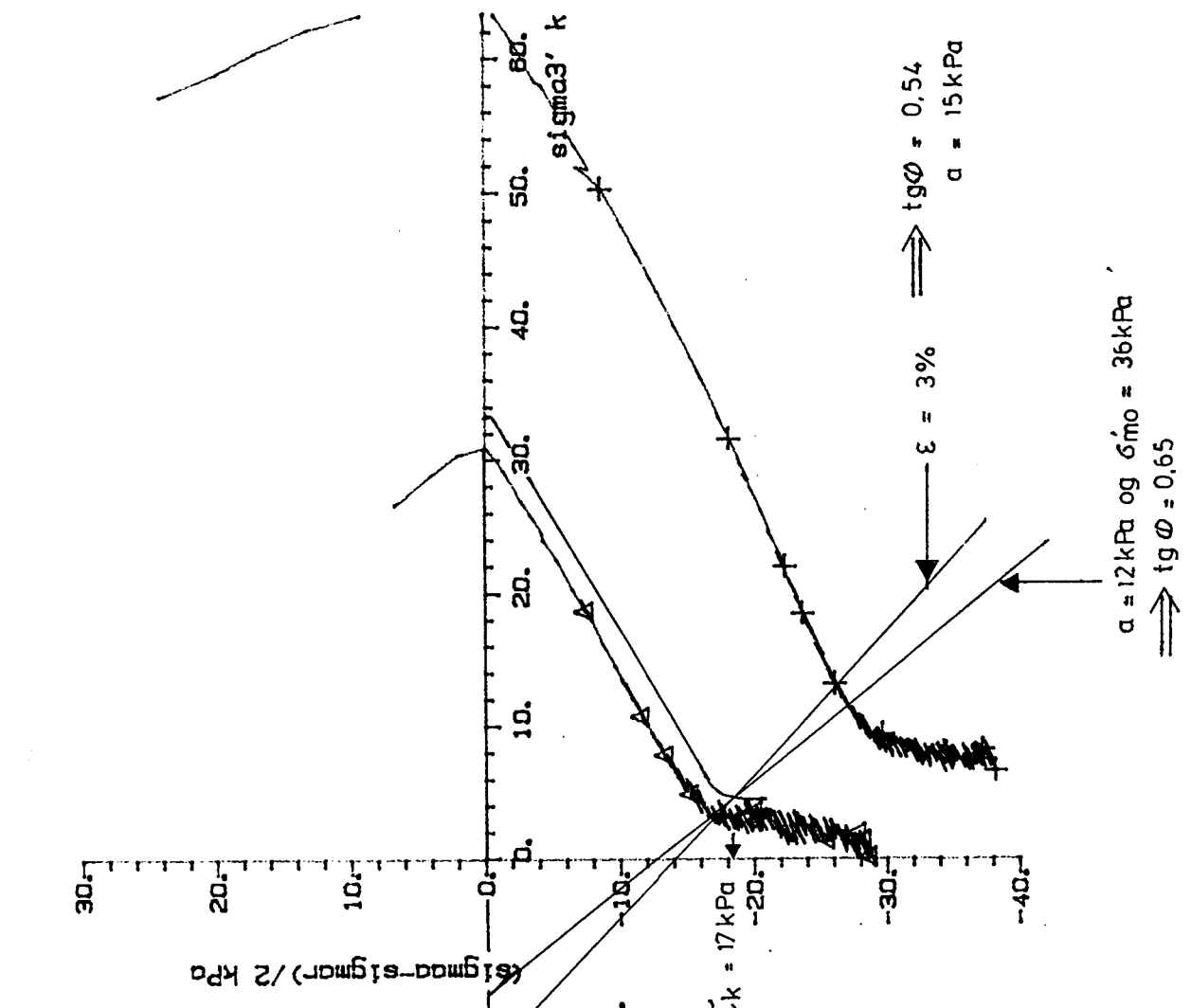
Fore. nr	Symb	Boringnr	Labnr	sjøbunn Dybde, m	$\sigma'_{D'}$ kN/m ²	$\sigma'_{C'}$ kN/m ²	Foreaktype
1	+	2	21A	4,50	32,0	100,0	CIUA
2	△	2	21B	4,40	32,0	50,0	CIUA

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.		Dato
Hovedspenningsvektor			Målestokk		Kartref.
SØRENGA					SO C2-2
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			Tegn. nr. 2353-10		



Fore.nr	Symb	Boringnr	Labnr	sjøbunn Dybde, m	sigD' kN/m ²	sigc' kN/m ²	Foreøkttype
1	+	2	21A	4.50	32.0	100.0	CIUA
2	<	2	21B	4.40	32.0	50.0	CIUA

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.		Dato
Max øk jørepennings, poretrykk og G-modul vs tøyning			Målestokk		Kartrel.
SØRENGA			Tegn. nr		
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			2353-11		

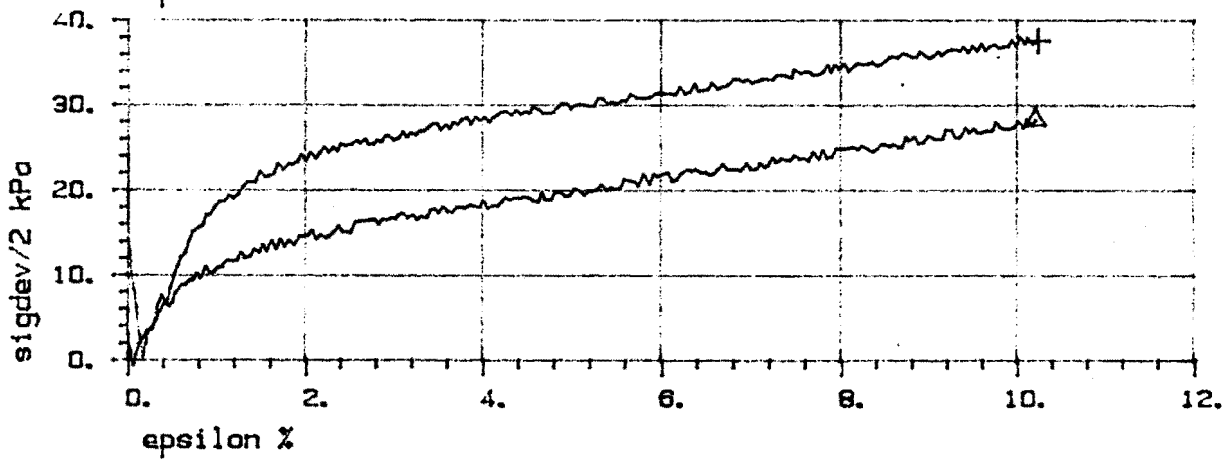
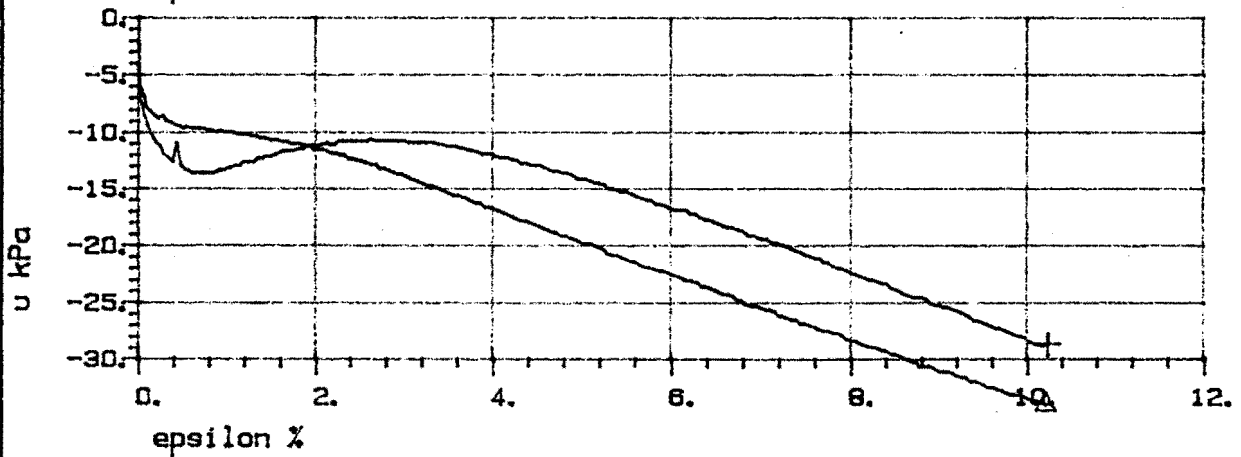
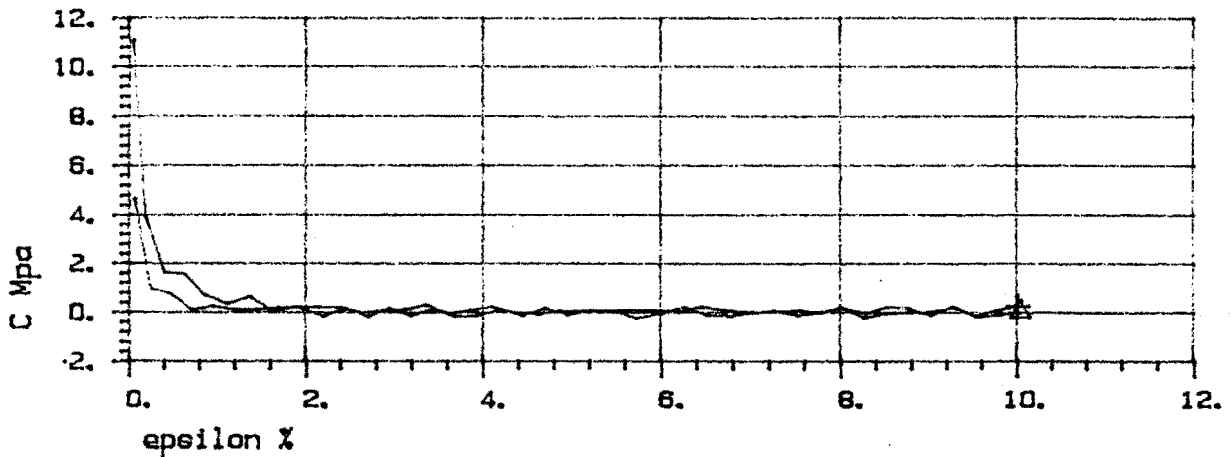


MERK:
4 m vann over sjøbunn.


eps %
+ a = 15.0 kPa
Δ a = 15.0 kPa

Fors.nr	Symb	Boringnr	Labnr	sjøbunn Dybde, m	sig0' kN/m2	sigc' kN/m2	Forsøkstype
1	+	2	22A	5.10	36.0	55.0	CAUP
2	Δ	2	22B	5.20	36.0	25.0	CAUP

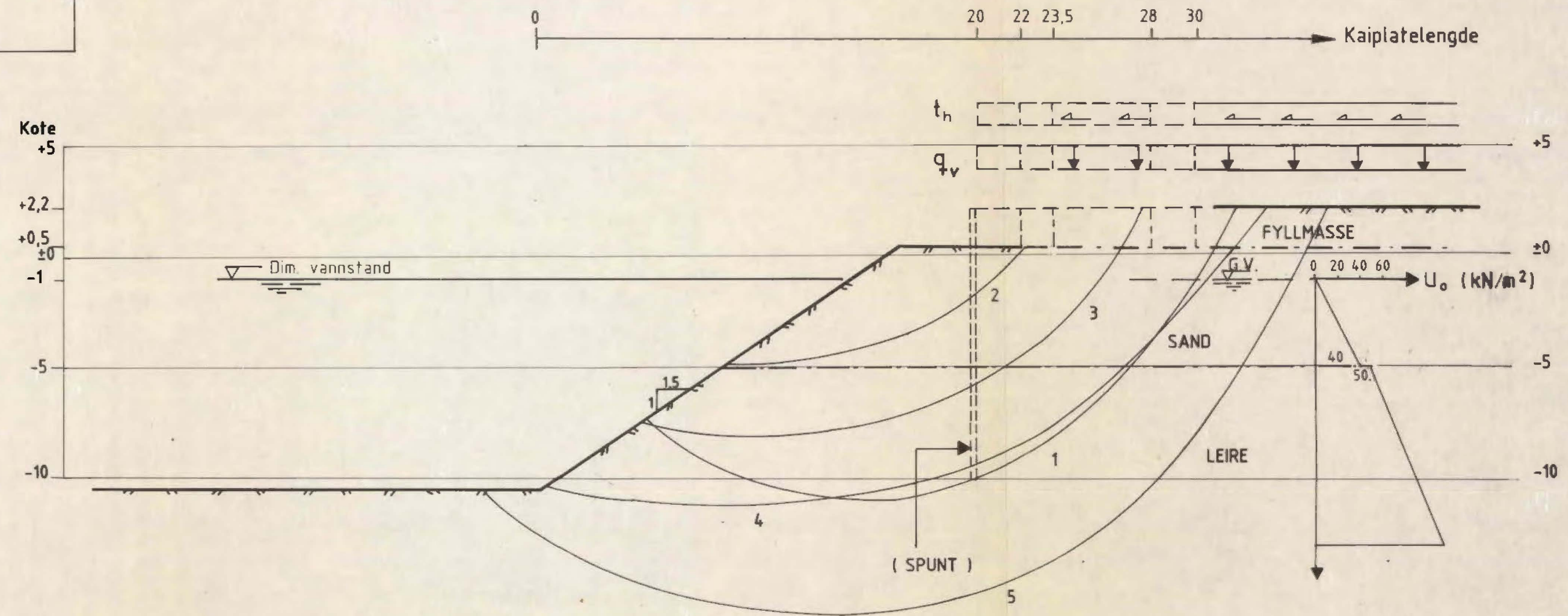
Boket.	Forandring	Dato	Boket.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK			Tegn.		Dato
Hovedepenningsvektor			Målestokk		Kartref.
SØRENGA					SO C2-2
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor				Tegn. nr 2353-12	



Fors.nr	Symb	Boringnr	Labnr	sjøbunn Dybde, m	sig ₀ ' kN/m ²	sig _c ' kN/m ²	Forsøkstype
1	+	2	22A	5.10	36.0	55.0	CAJP
2	<	2	22B	5.20	36.0	25.0	CAUP

Bokat.	Forandring	Dato	Bokat.	Forandring	Dato
TREAKSIALFORSØK				Tegn.	Dato
Max skjærespennning, poretrykk og G-modul vs tøyning				Målestokk	Kartref.
SØRENGA				Tegn. nr.	2353-13
 OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor					

LØSMASSE TYPE	tg ϕ	a (kN/m ²)	γ (kN/m ³)
FYLLMASSE	0,65	0	18,5
SAND	0,55	0	16,0
LEIRE	0,57	10	18,5



MATERIALKOEFFISIENT, γ_m :

SEKSJON	1						2							
	20.0/80/11						22.0/80/4		28.0/80/4		23.5/48/4		30.0/48/4	
	TILFELLE FLATE	UBELA- STET	BELASTET		UBELA- STET	BELASTET	UBELA- STET	BELASTET		UBELA- STET	BELASTET		UBELA- STET	BELASTET
DRENERT			UDRENERT	DRENERT				UDRENERT	DRENERT		UDRENERT	DRENERT		UDRENERT
1	1.98	1.36	1.16	2.03	1.40	1.18								
2					1.25									
3					0.96	0.84		1.73			1.14	1.08		
4					1.13	0.97		1.26	1.19		1.24	1.13		1.52 1.52
5					1.36	1.17		1.45	1.30		1.51	1.36		1.70 1.66

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato	
SØRENGA					Tegn. Amo	Dato Okt. 87
Beregningsmodell med skjærflater					Målestokk	Kartref.
					1 : 200	
					Tegn. nr.	
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor					2353 - 14	

B I S P E V I K A

-45.7

Sörengkaia

Sörenga

Sörenga

x - 1000
y 2500
y 2050



226U
-42.5

227U

222G
+

KAISEKSJON 1

KAISEKSJON 2

TEGNFORKLARING

- ⊙ Prøveserie
- + Vingeborring
- 22.3 Borpkt. m/ kote for antatt fjell
- (-22.3) Borpkt. m/ kote for boring avsluttet i løsmasser
- 222G Referansenr. i undergrunnsarkiv

Bokst.	Forandring	Dato	Bokst.	Forandring	Dato
			Tegn. Amo	Dato Okt. 87	
			Målestokk	Kartref.	
			1 : 500	SO C2 - 2	
			Tegn. nr.	2353 - 15	
SØRENGA			OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor		
Situasjons- og borplan					