

Oslo Havnebasseng - Forurensning

Utfylling av Bispevika
Grunnundersøkelser og geotekniske
vurderinger

924006-3

24 april 1992



rapport report

Oslo Havnebasseng - Forurensning

Utfylling av Bispevika
Grunnundersøkelser og geotekniske
vurderinger

924006-3

24 april 1992

Oppdragsgiver: Oslo Havnevesn

Kontaktperson: John Nilssen/P G Rekdal


Kontrakt: Brev datert 23.01.92

For Norges Geotekniske Institutt

Prosjektleder:


Audun Hauge

Rapport utarbeidet av:


Odd Gregersen

Arbeid også utført av:

Ove Eide

Sammendrag og konklusjoner

Grunnen består av 1 - 2 m forurensede slamholdige bunnmasser og derunder bløt til middels fast leire. Gjenfylling av Bispevika kan foretas som planlagt. Stabiliteten av sjetéen må sikres ved spesielle tiltak. En kombinasjon av jordarmering og motfylling vil ha den ønskede virkning. Motfyllingen, ca 20.000 m³, legges ut med lekter. Utlegging av sjetéen og den øvrige gjenfyllingen av Bispevika foretas direkte fra tipp. Gjennomføringen av utfyllingsarbeidene kontrolleres basert på utarbeidede retningslinjer. Erfaringene vil danne grunnlag for en fortløpende optimalisering av driftsplanene.

Geoteknisk sett kan Bispevika gjenfylles på en tekniske og økonomisk rasjonell måte. Svake grunnforhold gjør det imidlertid nødvendig å gjennomføre enkle stabiliserende tiltak samt at arbeidene må utføres etter visse oppsatte retningslinjer. Løsningen innebærer at det ikke er behov for noen form for utmudring/fjerning av dårlige masser.

Av miljøhensyn skal utfyllingsområdet først sperres av mot den øvrige delen av havnen med en ca 10 m bred sjeté. Stabilitetsanalyser viser at sjetéen ikke kan etableres direkte fra tipp. En slik løsning ville medføre glidninger på grunn av de svake sedimentene fra 0 til ca 4 m under sjøbunnen. Vi har vurdert ulike løsninger for å sikre stabiliteten av sjetéen under utlegging og permanent. Viktige hensyn å ta, foruten sikkerhet, har vært økonomi og tid. Kombinasjon av jordarmering og motfylling synes slik sett å være en gunstig løsning. Etableringene av sjetéen kan gjennomføres som følger, kfr figur 28:

- Jordarmeringen, som kan være en vevd duk, legges ut på eksisterende sjøbunn, sentrisk om sjetéaksen. Duken bør ha en bredde på ca 30 m, og en styrke på 400 kN/m i sjetéens tverretning og minst 100 kN/m i lengderetningen. Det finnes produkter i markedet som har nødvendig styrke- og deformasjonsegenskaper. Foruten den armerende virkningen vil duken dessuten redusere faren for omrøring og oppvirvling av bunnmasser under oppfyllingen.
- Det legges ut motfylling i 45 m bredde, sentrisk om sjetéaksen. Motfyllingen, som bør bestå av sprengstein, etableres ved

dumping fra lekter. Tykkelsen skal være minst 2,0 m. Motfyllingens volum blir ca 20.000 m³.

- Sjetéen etableres ved utfylling på tipp. Kronehøyden anlegges midlertidig på kote +0,5, av hensyn til stabiliteten. Massene tippes minst 5 m fra topp skråning og skyves på plass med doser. Utskyvningen må skje fortløpende uten etablering av noen form for depoter. For å oppnå rasjonell drift bør sjetéen anlegges med relativt stor bredde. Våre beregninger har forutsatt 10 m kronebredde. Større kronebredde vil betinge bredere duk og bredere motfylling.
- Utvendig skråning må sikres med dekkstein i nivået mellom kote -3,0 og topp krone.
- Prosjektert kronehøyde er på kote +2,0, og kan oppnås etter konsolidering og øket styrke i de øverste bløte avsetningene. Det forventes at nødvendig styrkeøkning vil ha inntruffet i løpet av 1 - 2 år. Styrkeøkningen bør dokumenteres før oppfylling til kote +2,0 finner sted.

En annen mulig måte å sikre stabiliteten vil være å benytte motfylling uten jordarmering. Motfyllingen vil da bli vesentlig mer omfattende. Tilfredsstillende effekt oppnås med en 3 m høy motfylling i 60 m bredde, tilsvarende ca 40.000 m³. En slik løsning vil være mer tidkrevende enn den utredete løsningen. Løsningen vil dessuten innebære fare for mer oppvirkning av bunnsedimenter i forbindelse med utfyllingsarbeidene.

Bruk av avlastningspeler vil være en tredje løsning, prinsippielt forskjellig fra de to forrige. Peler rammes ned i sjøbunnen før oppfylling. Ved oppfylling vil lasten bli overført til pelene og ikke til den svake grunnen. Denne teknikken muliggjør oppfylling på svak grunn uten fare for grunnbrudd. Løsningen vil være den mest kostnadskrevende og samtidig det mest tidkrevende å gjennomføre. Vi har derfor ikke utredet dette alternativet videre.

Etter etablering av sjetéen kan selve gjenfyllingsarbeidene igangsettes. Utfyllingen utføres på tipp, uten spesielle sikringstiltak. Av hensyn til stabilitetsforholdene, anlegges fyllingen midlertidig på lavest mulig nivå, kote +0,5. Sikkerheten mot lokale glidninger vil være forholdsvis lav slik at mindre glidninger ikke kan utelukkes. Eventuelle glidninger vil imidlertid forekomme som begrensede terrengsynkninger og bunnhevninger,

og vil skje sakte og udramatisk. Massene må tippes inne på fyllingen, minst 15 m fra topp skråning, og skyves på plass med doser. Utskyvningen må skje fortløpende uten noen form for deponier. Utfyllingen kan utføres fra sjeteén og innover i bassenget, eller fra andre egnede lokaliteter.

Ved utfyllingen vil steinmassene blande seg med de bløte bunnsedimentene. Steinen synker ned i sedimentene og massene presses opp i hulrommene mellom steinene. Bunnsedimentene vil også delvis bli presset opp foran og til siden for fyllingsfronten i en valk. Av hensyn til den fremtidige utnyttelsen av oppfyllingsområdet er det ønskelig å unngå større ansamlinger av de bløte bunnsedimentene. Forholdene vil bli holdt under oppsikt. Om nødvendig kan det tas forholdsregler for å begrense omfanget av oppstuvningen av masser. En mulig løsning vil være å foreta utfyllingen innenfor mindre avgrensede områder som lukkes inn og gjenfylles. En slik gjenfyllingsprosedyre vil være mer tidkrevende, men kan ut fra en samlet vurdering være å foretrekke.

Den foreslåtte oppfyllingsmetoden forutsetter, som omtalt, et midlertidig oppfyllingsnivå på maks kote +0,5. Oppfyllingen til kote +2,0, prosjektert oppfyllingsnivå, kan etableres fortløpende bak fyllingsfronten, men slik at avstanden mellom fyllingsfront og området med full oppfyllingshøyde ikke er mindre enn 30 m. Dette innebærer at når utfyllingen er ferdig utført, vil det gjenstå en 30 m bred sone langs ytre fyllingsbegrensning på nivå +0,5. Videre oppfylling i denne sonen vil avhenge av konsolidering og fasthetsøkning i den underliggende leiren, som tidligere omtalt.

Det er etter ordinær oppfylling ønskelig å etablere et depot av overskuddsmasser på området. Dette kan gjøres på den indre delen. Av hensyn til fremtidig bruk av området vil det være gunstig å plassere massedepoter der leirmektigheten er størst (forbelastning). Dette vil fremskynde setningene. Vi vil komme tilbake til en plan for dette på et senere tidspunkt.

Utfyllingen vil medføre relativt store setninger i den underliggende kompressible avsetningen. Setningenes størrelse vil variere betydelig på grunn av de varierende fjellldybene. Sentralt på utfyllingsområdet er løsmassemekktigheten mindre enn 15 m, mens indre deler av Bispevika og partiet ytterst langs sjeteén har mektigheter på 30 - 35 m.

De øverste bløte (og forurensede) bunnsedimentene vil delvis blande seg inn i steinfyllingen og delvis bli liggende som et intakt lag under fyllingen. Det intakte laget under steinfyllingen vil utsettes for konsolidering (presses sammen av vekten av steinfyllingen). Tykkelsen på dette laget vil i gjen-

nomsnitt variere mellom 0,2 og 0,5 m. Erfaringer tilsier at konsolideringen kan medføre en sammenpressing på ca. 50%. På grunn av lagets begrensede tykkelse vil dette skje relativt hurtig, i løpet av 1 år.

Leiravsetningen vil få store langtidssetninger. Beregninger basert på parametere fra de utførte ødometerforsøkene viser at konsolideringssetningene kan bli av størrelse 1,5 m der mektigheten er størst, og 0,6 - 0,8 m der mektigheten er minst. Setningene vil foregå over meget lang tid, 20 - 30 år, men med sterkt avtagende setningshastighet med tiden. Halvparten av konsolideringssetningene vil være avsluttet i løpet av 6 - 8 år.

I tillegg til konsolideringssetningene i det bløte slamholdige laget og i leiren, vil det foregå egensetninger i fyllmassene. Disse kan erfaringsmessig anslås til 3 - 4% av tykkelsen, dvs 0,3 - 0,4 m. Setningene vil komme relativt hurtig, i løpet av 1 til 2 år.

På grunn av lastspredningen, vil det finne sted terrengsetninger utenfor selve oppfyllingsområdet. Setninger som kan ha betydning for bygninger må påregnes inntil 15 - 20 m utenfor området, med størst avstand der leirmektigheten er størst.

Det kan foretas utmudring til kote -11 langs utvendig skråning.

Det er ønske om å kunne foreta utmudring til kote -11 utenfor fyllingen. Av stabilitetsmessige grunner må avstanden mellom topp fyllingsskråning og foten av mudringsskråningen ikke være mindre enn ca 35 m, kfr figur 29. Denne begrensingslinjen for fullt utmudringsnivå vil også til en viss grad styre beliggenheten av en fremtidig kailinje. Det vil si at etablering av sjetéen i betydelig grad vil låse muligheten for utmudring av det utenforliggende bassenget, samt påvirke plasseringen av en fremtidig kai. Dette må det tas hensyn til når endelig sjetéakse skal fastlegges. På situasjonsplanen, figur 36, er det søkt å ta hensyn til dette ved å trekke sjetéen noe innover i forhold til tidligere "ytre begrensingslinje".

Pelekai kan anlegges langs utvendig skråning.

Vi har sett på mulige løsninger for etablering av en fremtidig kai langs fyllingskanten. På grunnlag av våre foreløpige vurderinger kan det synes som om det vil være teknisk og økonomisk gunstig å anlegge en pelekai med avlastningspeler for den bakenforliggende fyllingen, som skissert på figur 30. Avlastningspelene vil muliggjøre en oppfylling bak kaien slik at selve kaidekket kan reduseres med ca 15 m. Dette vil normalt være en kostnadsbesparende løsning. NGI har gode erfaringer med denne måten å sikre stabiliteten av oppfylling på bløt grunn.

Prosjektet forutsetter geoteknisk kontroll og rådgivning i oppfyllingsperioden.

En sikker gjennomføring av prosjektet betinger at utfyllingsarbeidene nøye følger oppsatte retningslinjer. Det er derfor nødvendig at arbeidene følges opp med kontroll. Omfanget av kontrollen bør være relativt omfattende i den første fasen, anslagsvis en person på halv tid. Når sjetéen er etablert og det er innarbeidet gode rutiner for det videre gjenfyllingsarbeidet, bør omfanget av kontrollarbeidet kunne reduseres. Geoteknisk bistand for øvrig vil være nødvendig, f.eks. når oppsatte rutiner, av ulike grunner, må avvikes.

Setningsutviklingen på området bør i en viss utstrekning overvåkes. Dette vil gi mulighet for en bedre planlegging av fremtidig disponering av området. Nødvendig oversikt kan oppnås ved å installere et antall setningsmålere fordelt på området. Dette gjøres etter at oppfyllingsarbeidene er avsluttet. Vi vil komme tilbake til dette og utarbeide et forslag til måleprogram på et senere tidspunkt.

Grunnlagsmaterialet er presentert i det etterfølgende, del A.

I det etter følgende er det gitt en mer detaljert beskrivelse av prosjektet, mark- og laboratorieundersøkelsene, grunnforholdene og stabilitetsberegningene.

Del A - Grunnlagsmateriale

INNHold

1.	PROSJEKTBEskRIVELSE	A2
2.	MARKARBEID OG LABORATORIEUNDERSØKELSER	A2
3.	GRUNNFORHOLD	A3
4.	STABILITETSBEREGNINGER	A5

FIGUROVERSikt	A7
-------------------------	----

Tillegg

Tillegg I	Markundersøkelser - boremetoder
Tillegg II	Laboratoriemetoder
Tillegg III	Tegnforklaring og normer for betegnelse av jordarter

1. PROSJEKTBESKRIVELSE

Oslo havn trenger økte landarealer, og planlegger i den forbindelse gjenfylling av Bispevika. Sprengstein fra Ekeberg-tunnelen, til sammen ca 350.000 m³ fast masse, muliggjør nå en gjennomføring av prosjektet. Sprengningsarbeidene vil foregå i perioden mai 1992 til oktober 1993. Oppdraget omfatter utarbeidelse av en geoteknisk plan for gjenfyllingen. Den viktigste geotekniske problemstillingen som må avklares, er stabiliteten. Også setningsforholdene må avklares.

Området ønskes oppfylt til kote +2,0. Ytre begrensningslinje for utfyllingen fremgår av situasjonsplanen, figur 36. Av hensyn til miljøforhold skal oppfyllingen helst utføres uten fjerning av de forurensede slamholdige bunnmassene. Det oppfylte området skal benyttes som oppstillingsområde for containere o.l. Området er ikke planlagt bebygd i løpet av den første 10-årsperioden. Det kan i fremtiden bli aktuelt å anlegge kai langs ytre fyllingsbegrensning.

2. MARKARBEID OG LABORATORIEUNDERSØKELSER

Det er utført markarbeid på sjøen (Bispevika) og på land (Paulsen-kaia). Arbeidet på sjøen ble utført i perioden uke 7 - 11, 1992, under ledelse av vår feltoperatør S Selmer. Arbeidet på land ble utført i perioden uke 13 - 14, 1992, under ledelse av vår feltoperatør B Thune. Boringene på sjøen er nummerert fra 101 til og med 108 og omfatter 4 trykksonderinger, 1 prøveserie og 6 vingeboringer. Boringene på land er nummerert fra 111 til og med 116 og omfatter 5 totalsonderinger og 2 sjaktinger. Beliggenheten av borepunktene fremgår av situasjonsplanen, figur 36.

De opptatte jordprøvene er klassifisert og undersøkt etter et standard program. Programmet omfatter bestemmelse av vanninnhold, romvekt og skjærstyrke. Skjærstyrken er bestemt både på uforstyrret og omrørt materiale. Det er også foretatt bestemmelser av plastisitetsgrenser samt at det er utført kornfordelingsanalyser. Det er i tillegg foretatt 5 ødometerforsøk og 4 treaksialforsøk.

Resultatene av de nye undersøkelsene fremgår av figur 03 - 23, samt av profilene figur 31 - 35. Profilene innbefatter også resultatene av tidligere undersøkelser i området, Noteby 1943, og Oslo kommune Geoteknisk kontor 1985.

En nærmere beskrivelse av boremetoder, laboratorieundersøkelser og tegnforklaring er gitt i Tillegg I, II og III.

3. GRUNNFORHOLD

Det aktuelle området omfatter Bispevika og tilstøtende partier. Vanndybden i Bispevika varierer stort sett mellom 6 og 8 m. Langs kaiene er vann- dybden gjennomgående noe mindere. Dybdene til fjell fremgår av situasjonsplanen. De opptegnede fjellkotene er basert på tidligere sonderinger. Som det fremgår, varierer fjelltopografien sterkt. Området domineres av en oppstikkende fjellrygg sentralt på området. Minste fjelldybde er her registrert på ca kote -14. Herfra faller fjellet i alle retninger med største fjelldybder i nord og syd på ca kote -50.

På bunnen av Bispevika er det et lag av forurenset masse med mektighet 1,0 - 2,0 m. Fra 0,0 - 0,5 m dybde er massen svært bløt og har derunder en viss fasthet. Vanninnholdet er omkring 100 % (vektprosent av tørrstoff).

Under den forurensede bunnmassen er det siltig leire ned til fjell. Leiren er bløt til middels fast. Sensitiviteten ligger gjennomgående på mellom 2 og 6. Romvekten øker noe med dybden fra 17 kN/m³ i 3 m dybde til 19 kN/m³ i 15 m dybde. Vanninnholdet ligger på ca 40% og plastisiteten på ca 20%. Undersøkelsene synes også å vise at leirens skjærstyrke er noe mindre på det ytterste partiet enn i Bispevika for øvrig.

Hovedtyngden av de nåværende undersøkelser er lagt til det ytterste partiet, som var lite undersøkt tidligere. Trykksonderingene viser at grunnen her er bløtest ved boring 103 (prøveserien ble derfor lokalisert til dette sted) samt at leiren er relativt homogen og uten markerte sandlag. Det er foretatt en forholdsvis omfattende laboratorieundersøkelse av prøvene for boring 103, bestående av treaksial- og ødometerforsøk. I tillegg er det utført vingeboring i boring 103, samt i boring 104, 105 og 106. Skjærstyrkebestemmelsene viser at leiren har en bløt overgangssone til 4 - 5 m dybde, med tilnærmet normalkonsoliderte forhold, figur 02. Derunder utviser leiren overkonsolideringseffekt ned til ca 15 m dybde. Skjærstyrken varierer her fra 20 til 40 kPa, hvilket er vesentlig høyere enn for en normalkonsolidert leire. Det skal bemerkes at alle de utførte undersøkelsesmetodene viser tilnærmet samme forløp med dybden. Skjærstyrken i en vanlig normalkonsolidert norsk leire vil som oftest ligge i intervallet mellom linjene for $s_u/p'_0 = 0,2$ og $0,3$.

Arbeidskurvene for treaksialforsøkene er vist på figurene 13 - 16. Skjærstyrkene, slik de er presentert på figur 02, er tatt ut ved 2% deformasjon. Figur 17 viser spenningsstier for de tre aktive treaksialforsøkene. Effektivspenningsparametrene for leiren er bestemt til $\phi' = 33^\circ$, $c' = 0$ kPa.

For å få en ytterligere bekreftelse på at leiren i området er overkonsolidert, er det utført 5 ødometerforsøk på materialet fra prøveserie 103. Dette er viktig for en optimal utnyttelse av leirens skjærstyrke i stabilitetsberegningene. Ødometerforsøkene vil også gi informasjon om leirens kompressibilitetsegenskaper. Prøvene fra 6 og 8 m dybde utviser en klar overkonsolideringseffekt (p'_c/p'_o) på henholdsvis 1,4 og 1,6. Prøver fra større dyp var noe forstyrret og viste således ikke noen klar overkonsolideringseffekt. Modulverdiene i leiren, m , som er et uttrykk for kompressibiliteten, ligger på mellom 18 og 25 med de laveste verdiene (størst kompressibilitet) i de øverste 6 - 8 m dybde. Verdiene tilsvarer en middels kompressibel leire.

Den indre delen av Bispevika har de samme avsetningene som beskrevet tidligere for ytre del. De nyere undersøkelser, Geoteknisk kontor 1985 og NGI 1992, tyder imidlertid på at det slamholdige topplaget her kan være noe tynnere, 0,5 til 1,0 m. Likeledes viser styrkemålingene at leirens fasthet er noe høyere enn på det ytterste partiet. Resultatene av undersøkelserne er presentert i profil A-A til D-D på figurene 30 - 34. På disse profilene er også vist resultatene av tidligere undersøkelser, Noteby 1943. De viste skjærstyrkene er bestemt ved konusforsøk i laboratoriet. Forsøkene er utført etter en foreldet teknikk og er således ikke direkte sammenlignbare med nye verdier. Det er foretatt en sammenstilling av resultater fra undersøkelsene fra 1943. Sammenstillingene er vist på figurene 24, 25 og 26 og omfatter redusert skjærstyrke (konus), vanninnhold (vektprosent) og romvekt. Alle figurene viser kurver for middelverdier og standard avvik.

Figur 35 viser resultatene av undersøkelsene langs Paulsen-kaia. Det er utført 5 totalsonderinger og 2 sjaktninger. Sonderingene er ført til ca 10 m dybde. Undersøkelsene viser at massene på den ytterste delen består av 1,5 m fin sprengstein, grus og subbus og derunder flis iblandet sand til 3 - 4 m dybde eller mer. Under flislaget ligger siltig leire. Sonderingene indikerer at den innerste delen har tilsvarende grunnforhold.

4. STABILITETSBEREKNINGER

Figur 27 viser karakteristisk skjærstyrkeprofil som er benyttet ved stabilitetsberegningene. Profilet er fremkommet på grunnlag av vinge-boringsdata samt styrkemålinger basert på laboratorieforsøk fra borehull 103. Verdiene er korrigert på grunnlag av våre tidligere erfaringer med udrenert skjærstyrke fra dette området og generell praksis. Med hensyn til lokale erfaringer vil vi først og fremst nevne utglidningen på Sørenga i juli 1965. Denne hendelsen ga en enestående anledning til å kalibrere vinge-boret og andre forsøksmetoder i denne leiravsetningen. Som det fremgår, er karakteristisk styrkeprofil korrigert ned i forhold til tyngden av målepunktene. Dette er i overensstemmelse med etablert praksis for denne type leirer, med høy plastisitet og høyt s_u/p'_o -forhold.

For stabilitetsvurderingen av sjetéen, den ytre delen av fyllingsområdet, har vi forutsatt en materialfaktor på 1,3. Det er videre antatt en ytre vannstand på kote -1,0 og en romvekt i leiren på 18 kN/m³ og i steinfyllingen på 19 kN/m³. Friksjonsvinkelen i steinfyllingen er satt til 40°. Fyllingsnivået er forutsatt til kote +0,5. Stabilitetsberegningene viser at det ikke er tilfredsstillende sikkerhet for å foreta en slik oppfylling uten stabiliserende tiltak. Stabilitetsproblemene skyldes den svært lave skjærstyrken i det slamholdige laget samt i den øverste delen av leirlaget. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for utleggingen av steinsjetéen har vi utredet en løsning som kombinerer jordarmering (f eks vevd geotekstil) og stabiliserende motfylling. Situasjonen er vist på figur 28. Som det fremgår forutsettes at jordarmeringen kan oppta en strekkraft på 100 kN/lm, og at motfyllingene har en høyde på 2 m.

Fyllingen må legges ut i bredde på minst 10 m utenfor sjetéen på begge sider, dvs en totalbredde på ca 45 m. Dette tilsvarer et volum på vel 100 m³ sprengstein pr løpemeter sjeté. Med en sjetélengde på 180 m vil steinvolumet bli på ca 20.000 m³. Disse massene må legges ut med lekter før utkjøring av sjetéen på tipp. Duken legges ut i en bredde på ca 30 m. Det skal påpekes at det vil skje en konsolidering av leiren på grunn av oppfyllingen, og derved en fasthetsøkning. Fasthetsøkningen i den øverste delen av avsetningen forventes å ville skje relativt hurtig, i løpet av 1 - 2 år. Denne fasthetsøkningen vil muliggjøre en videre oppfylling til kote +2,0.

En alternativ måte å sikre sjetéens stabilitet vil være å benytte en ren motfylling uten bruk av jordarmering. Fyllingen vil da bli mer omfattende, 40.000 m³ i forhold til 20.000 m³. Motfyllingens bredde utenfor sjetéen

økes fra 10 til 15 m og høyden fra 2 til 3 m. En løsning med bare bruk av jordarmering vil her ikke være mulig, idet maksimal opptredende skrekraft begrenses av vekten av fyllmassene over duken.

En tredje løsning vil være å benytte avlastningspeler, altså slik at lasten av oppfyllingen overføres til peler og ikke direkte til den svake leiren. Vi har ikke utredet dette alternativet videre da løsningen vil være mer kostnads-
krevende enn den foreslåtte og likeledes mer tidkrevende å gjennomføre.

FIGUROVERSIKT


Figur 01	Oversiktskart, M = 1:50.000
Figur 02	Borprofil, hull 103
Figur 03-08	Vingeboringer, hull 103 - 108
Figur 09-12	Trykksonderinger, hull 101 - 104
Figur 13-16	Triaksialforsøk
Figur 17	Spenningsstier for triaksialforsøk
Figur 18-22	Ødometerforsøk
Figur 23	Kornfordelingskurver
Figur 24	Skjærstyrke, sammenstilling av tidligere målinger
Figur 25	Vanninnhold, sammenstilling av tidligere målinger
Figur 26	Romvekt, sammenstilling av tidligere målinger
Figur 27	Karakteristisk skjærstyrkeprofil
Figur 28	Stabilitetsberegninger. Sikringstiltak: motfylling og jordarmering
Figur 29	Stabilitetsberegninger, utmudring til kote -11,0
Figur 30	Skisseforslag fremtidig kailøsning, pelekai med avlastningspeler
Figur 31-35	Profiler A-A, B-B, C-C, D-D og E-E
Figur 36	Situasjonsplan M = 1:1000

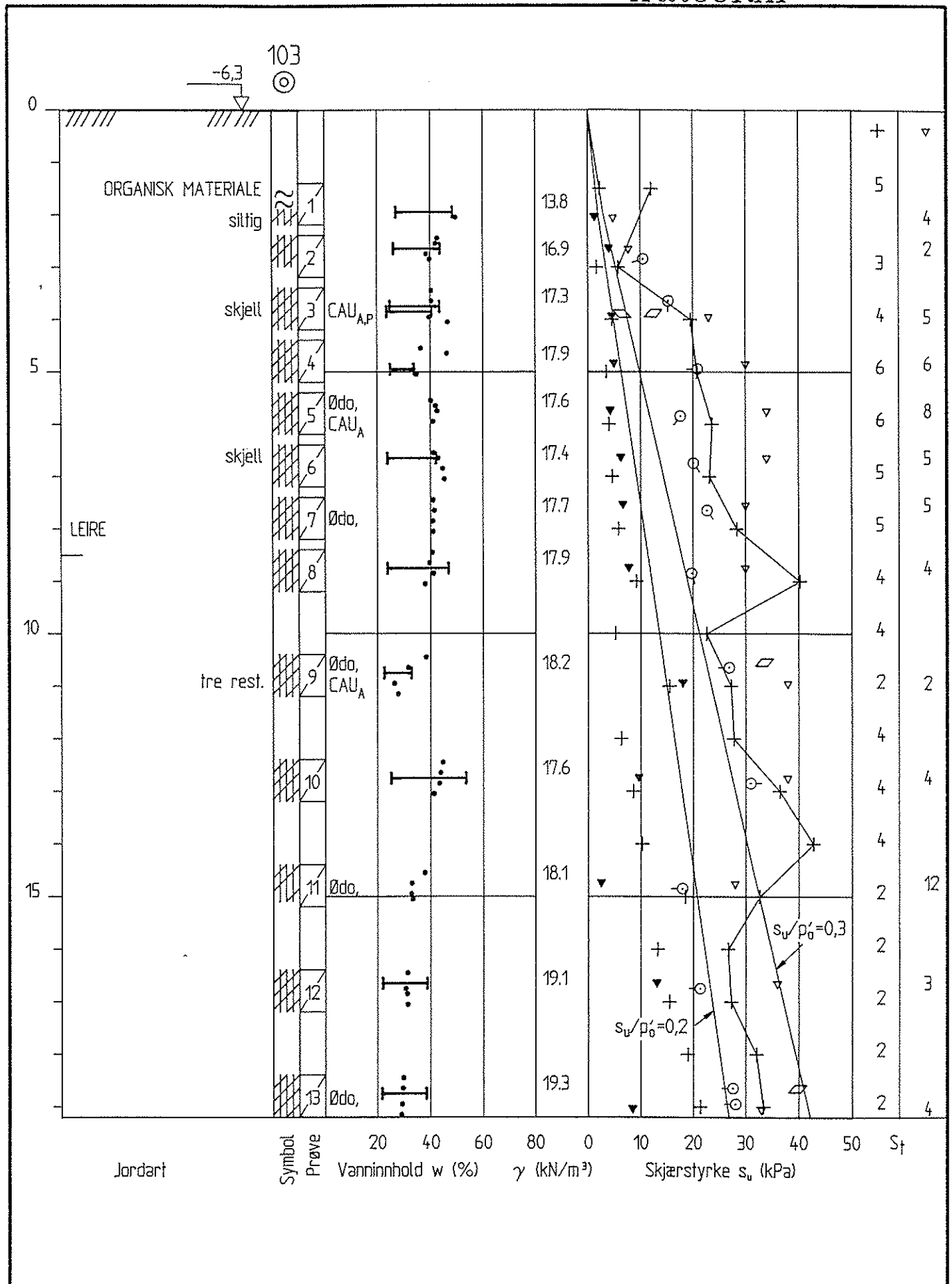


Kartref.: M 711, kartblad 1914 I. UTM ref.: NM 983 424

OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Oversiktskart.
M = 1 : 50 000.

Rapport nr.	Figur nr.
924006-3	01
Tegner	Dato
G3	27.04.92
Kontrollert	
Godkjent	



OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
02Borprofil
M = 1 : 100Borhull nr. : 103
Terr. kote : -6,3m
Prøvetype : 54mmTegner
TSaDato
29.04.92

Kontrollert

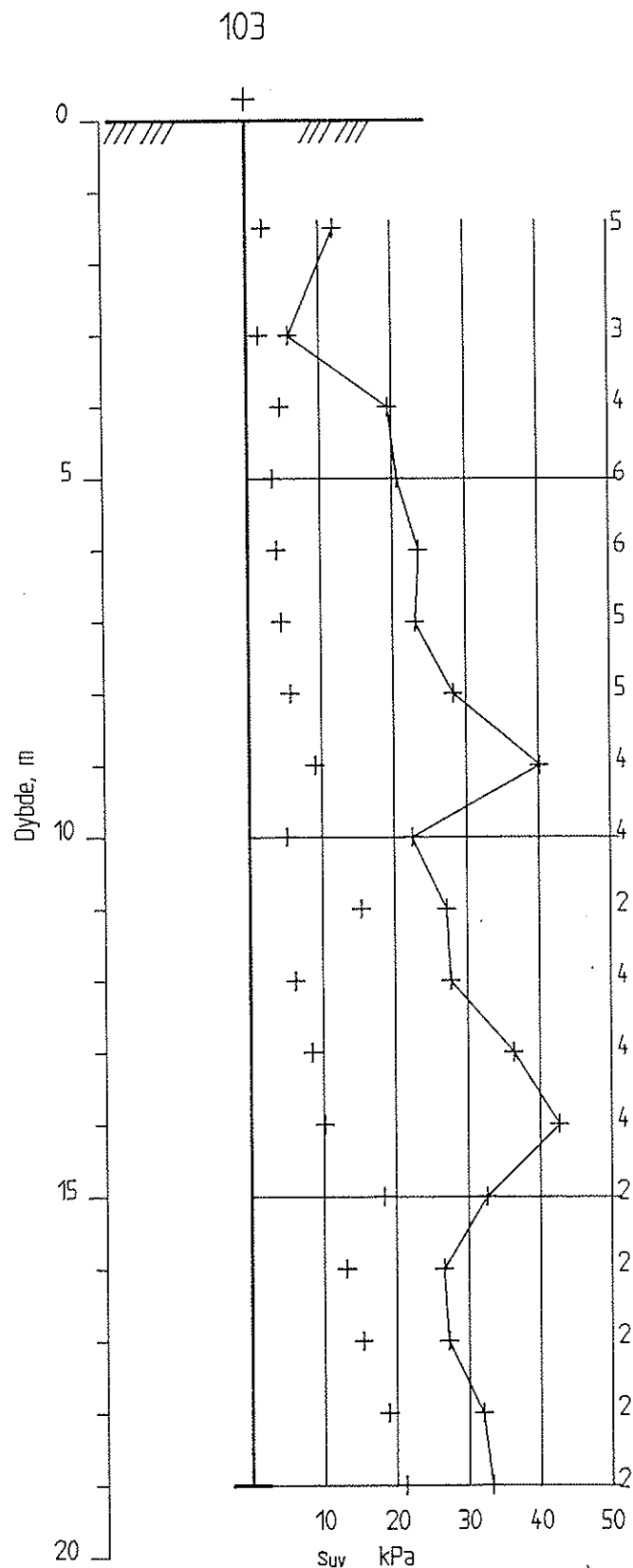
Godkjent

- vanninnhold
- ▼ konus ømrørt
- ◻ CAU_A

- utrullings- og flytegrense
- ▼ konus uomrørt
- ◻ CAU_P

○ trykkforsøk





OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
03Vingeboring
M = 1 : 100Tegner
JvdLDato
21.04.92

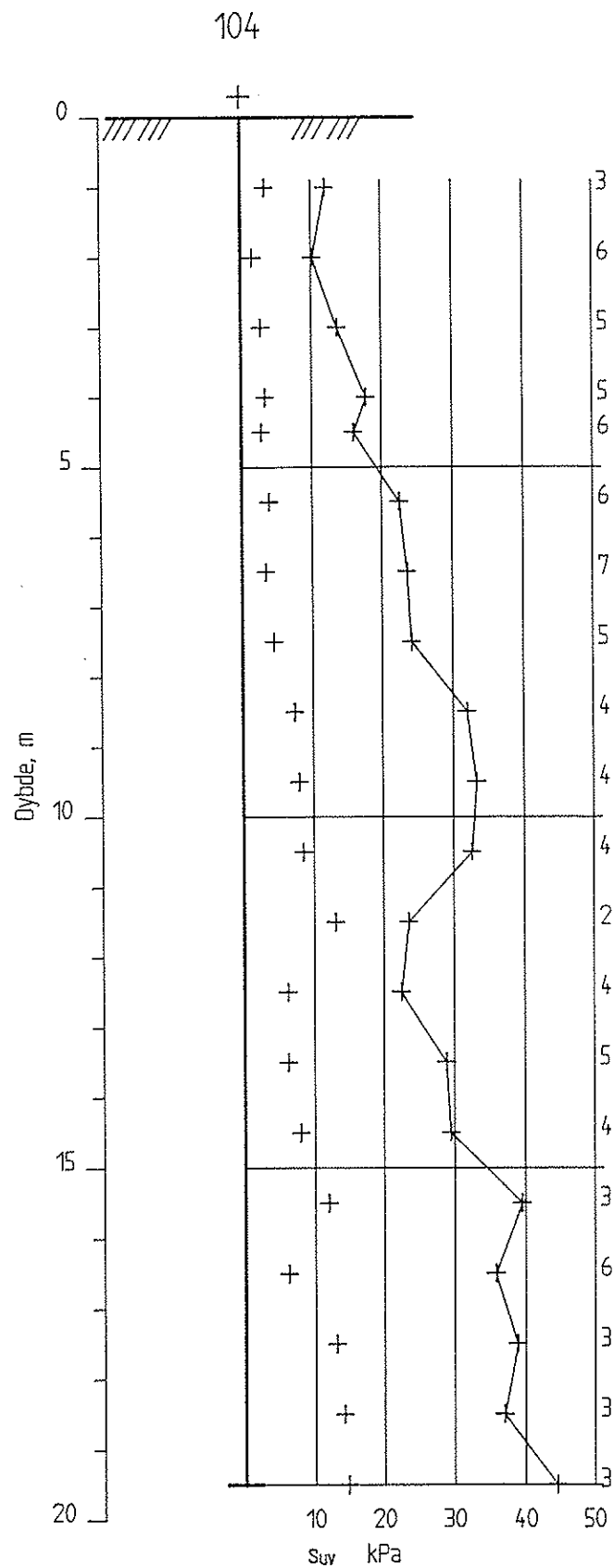
Borhull nr. :103

Instr. nr. : 20
Vinge : 65 x 130
Dato borel :20.02.92

Kontrollert

Godkjent



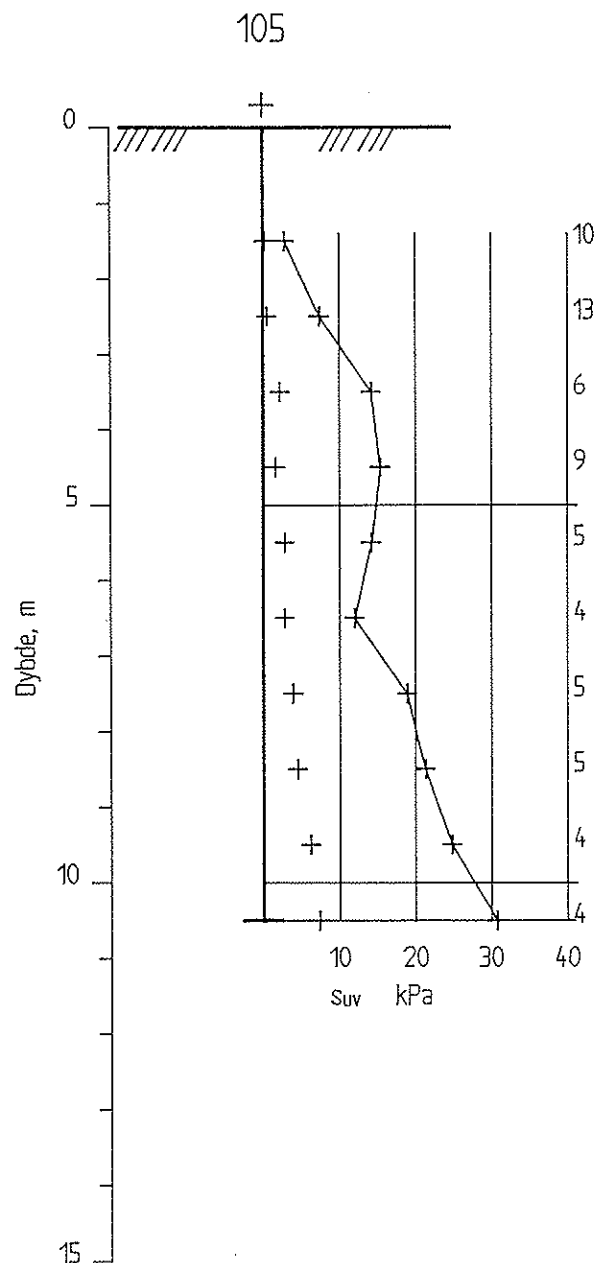



OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING

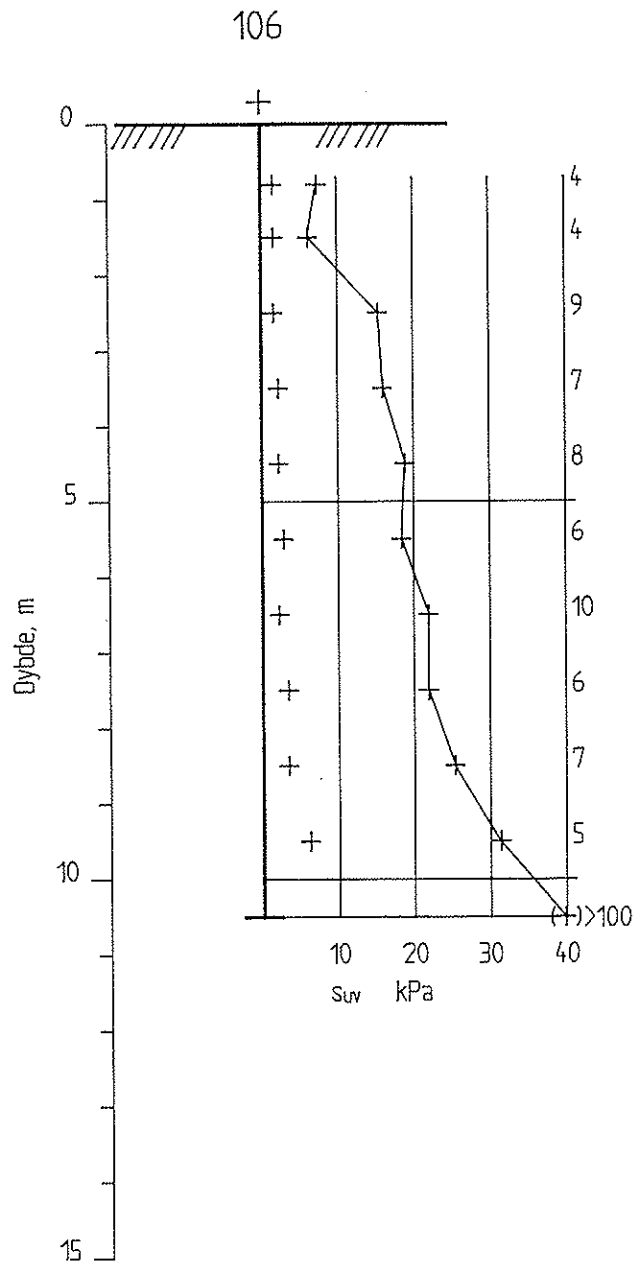
Rapport nr.
924006-3Figur nr.
04Vingeboring
M = 1 : 100Tegner
JvdLDato
21.04.92

Borhull nr. :104

Instr. nr. : 20
Vinge : 65 x 130
Dato boret :03.03.92Kontrollert
Godekjent



OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING	Rapport nr. 924006-3	Figur nr. 05
Vingeboring M = 1 : 100 Borhull nr. :105	Tegner JvdL	Dato 21.04.92
	Kontrollert 95	
	Godkjent	
Instr. nr. : 20 Vinge : 65 x 130 Dato boret :04.03.92		



OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
06Vingeboring
M = 1 : 100Tegner
JvdL

Dato:

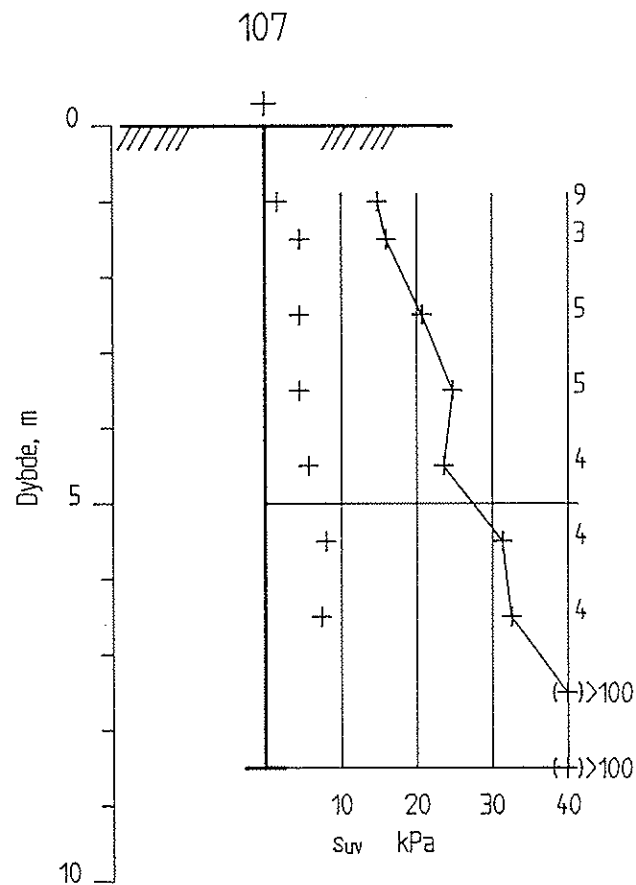
Borhull nr. : 106

Instr. nr. : 20
Vinge : 65 x 130
Dato boret : 05.03.92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
07Vingeboring
M = 1 : 100Tegner
JvdL

Dato:

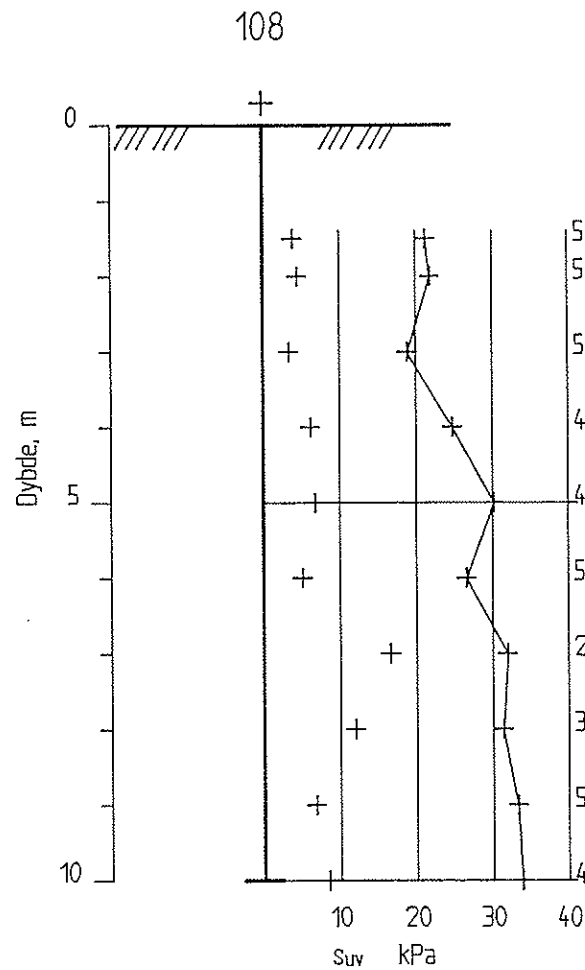
Borhull nr. : 107

Instr. nr. : 20
Vinge : 65 x 130
Dato boret : 05.03.92

Kontrollert

Godkjent





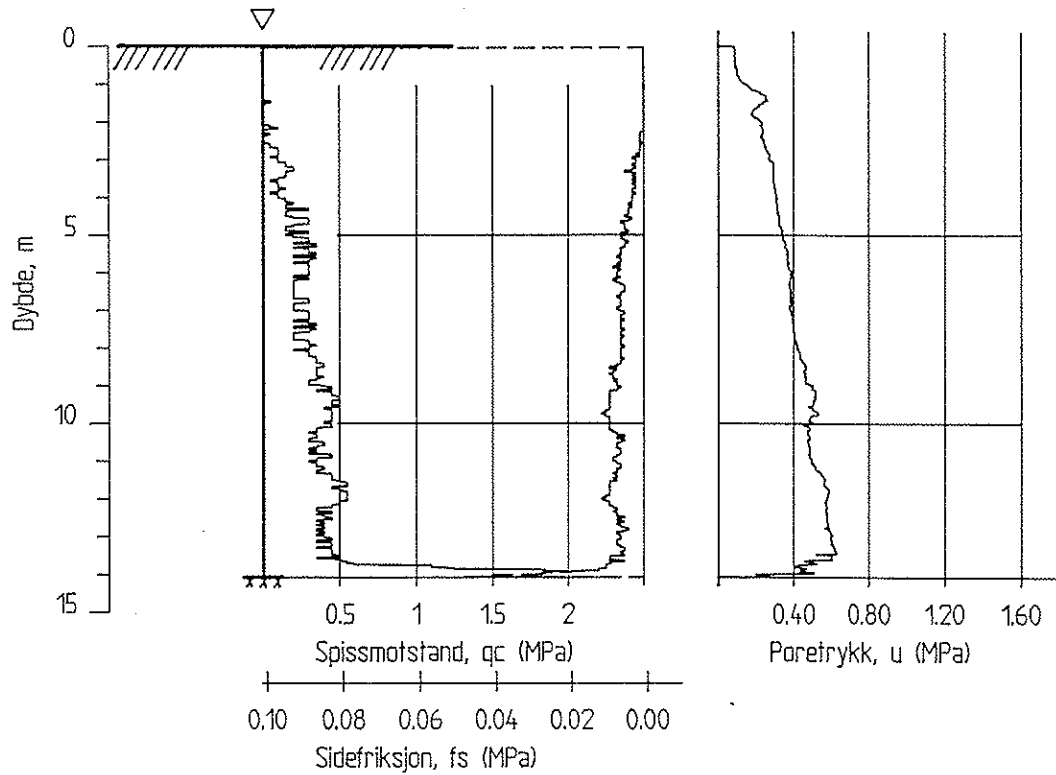
OSLO HAVNEBASSENG-FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
08Vingeboring
M = 1 : 100Tegner
JvdLDato
21.04.92

Borhull nr. :108

Instr. nr. : 20
Vinge : 65 x 130
Dato boret :06.03.92Kontrollert
Godkjent

101



OSLO HAVN

CPT-sondering
M = 1 : 200

Borhull nr. : 101

Dato boret : 920211

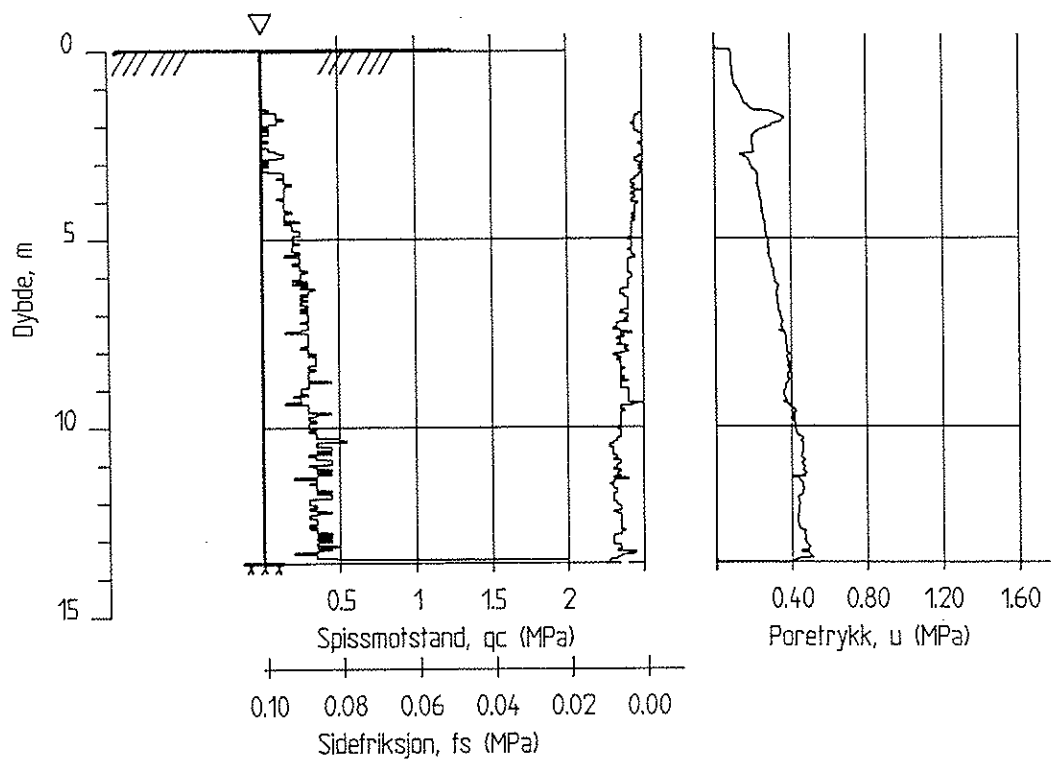
Rapport nr.
924006Tegner
TSa

Kontrollert

Godkjent

Figur nr.
09Dato
20.02.92

102



OSLO HAVN

CPT-sondering
M = 1 : 200

Borhull nr. : 102

Dato boret : 920212

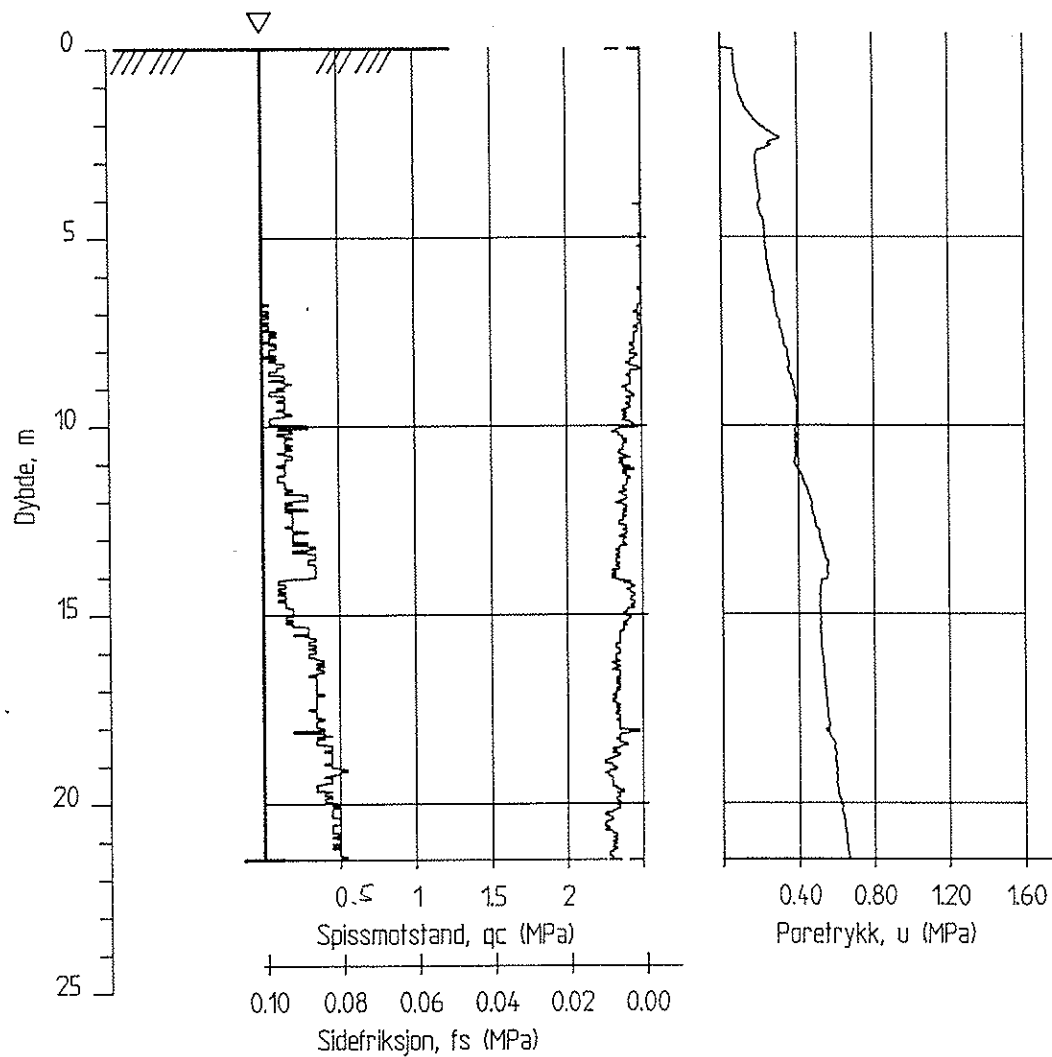
Rapport nr.
924006Figur nr.
10Tegner
TSaDato
20.02.92

Kontrollert

Godkjent



103



OSLO HAVN

CPT-sondering
M = 1 : 200

Borhull nr. : 103

Dato boret :920212

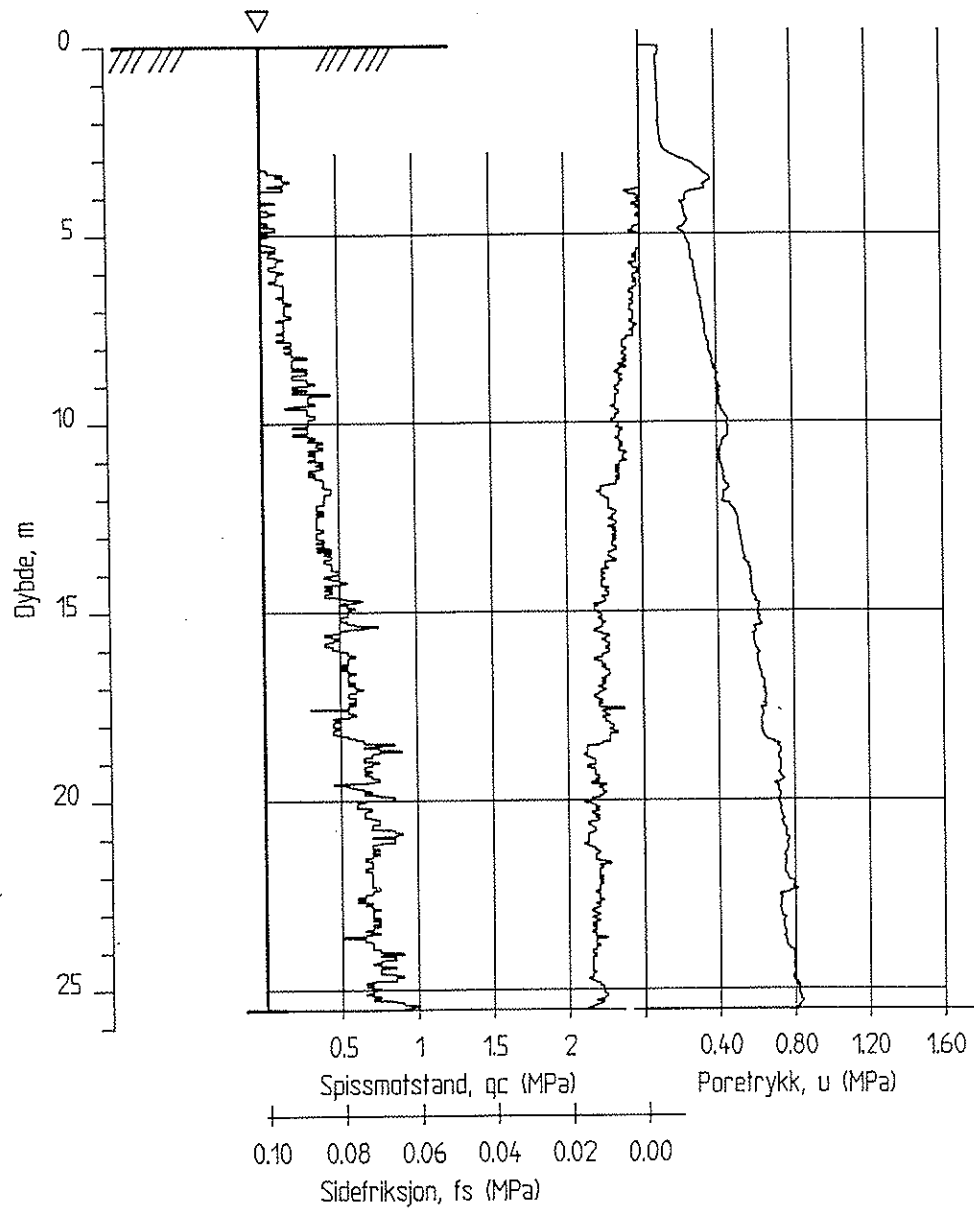
Rapport nr.
924006Tegner
TSa

Kontrollert

Godkjent

Figur nr.
11Dato
20.02.92

104



OSLO HAVN

CPT-sondering
M = 1 : 200

Borhull nr. : 104

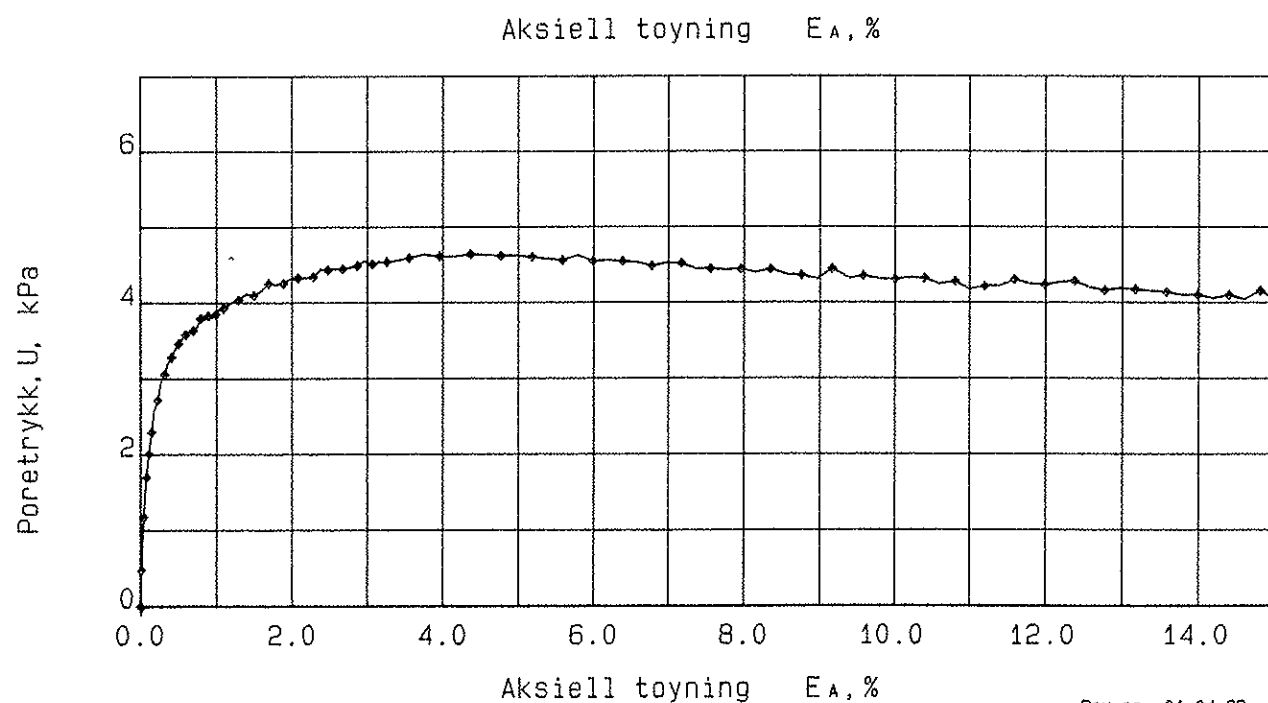
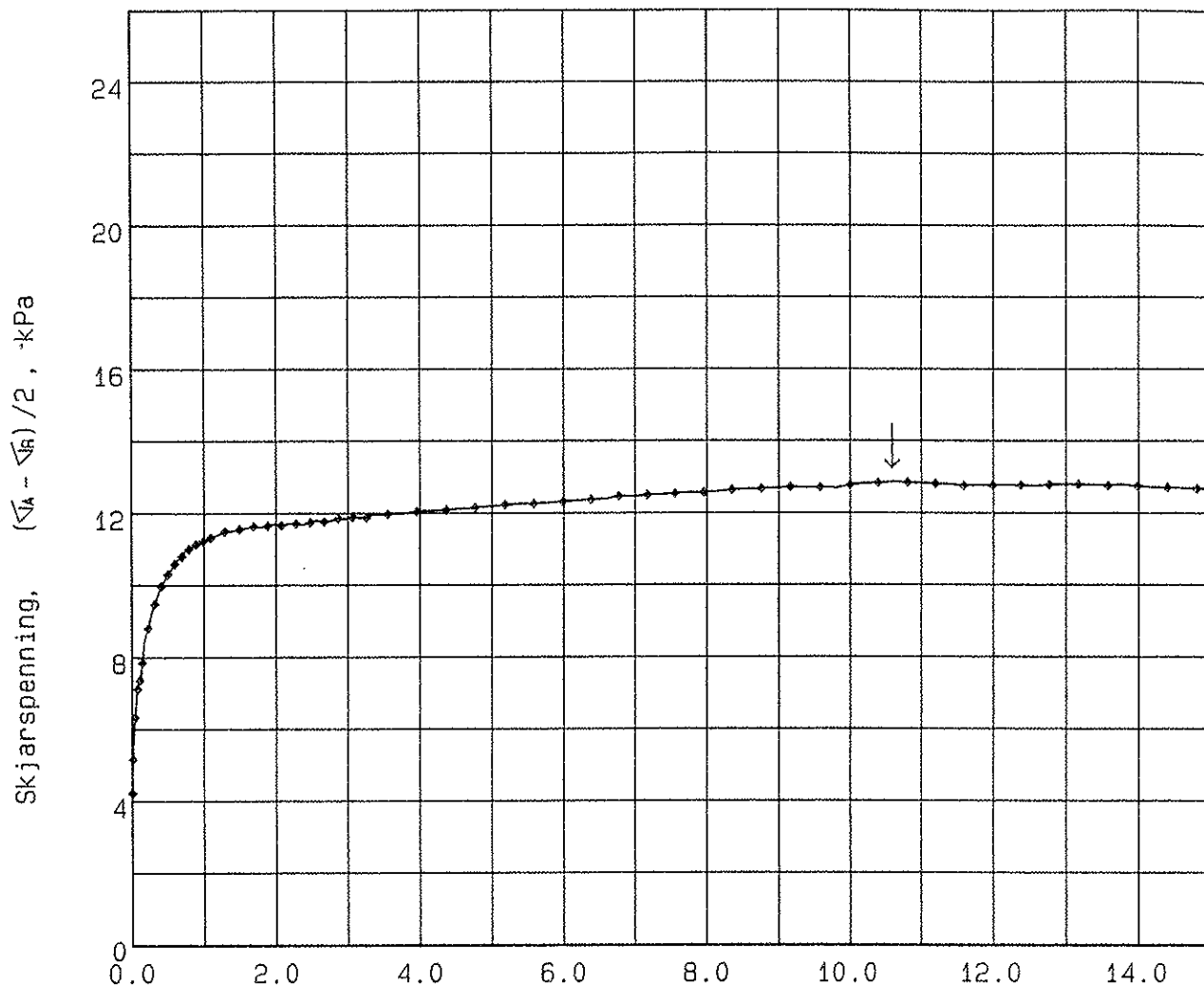
Dato boret : 920213

Rapport nr.
924006Tegner
TSa

Kontrollert

Godkjent

Figur nr.
12Dato
10.03.92



OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Konsolidert treaksialforsok

Boring: 103

Del: B

Syl: 3

Test: 1

Dybde = 3.75 m

σ'_{AC} = 21.0 kPa

σ'_{RC} = 12.5 kPa

W_r = 40.31 %

Rev. no. 01.04.89

Rapport nr.

924006

Figur nr.

13

Tegner

G.S.

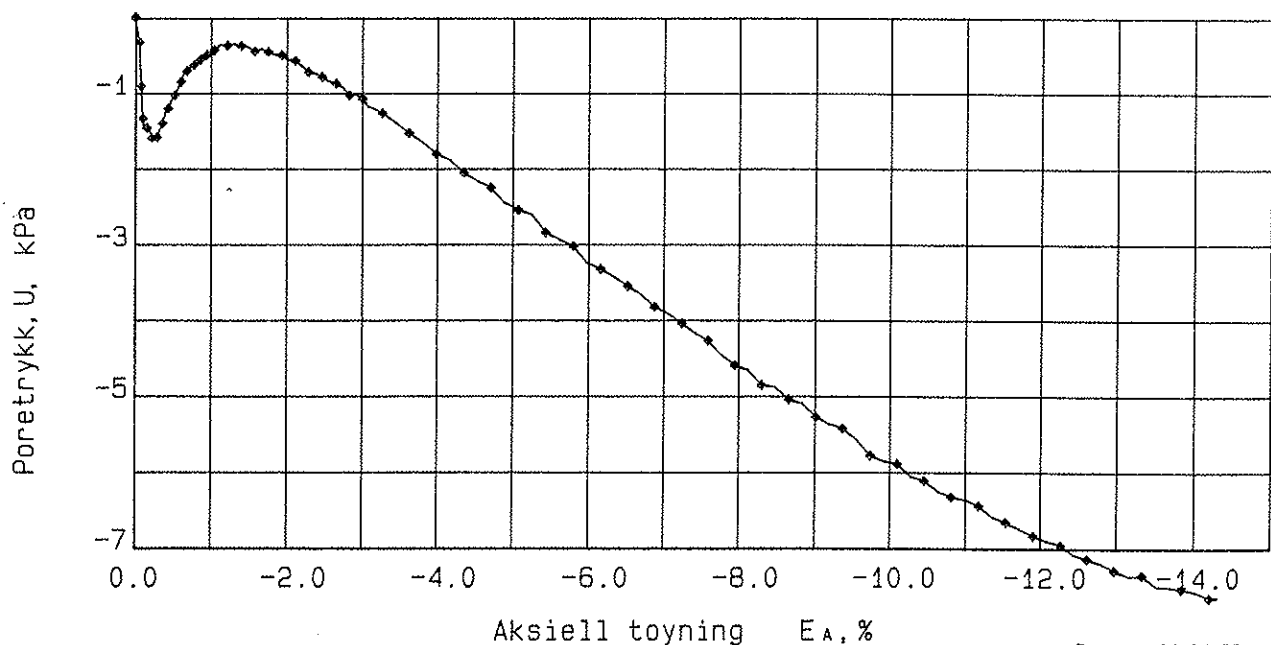
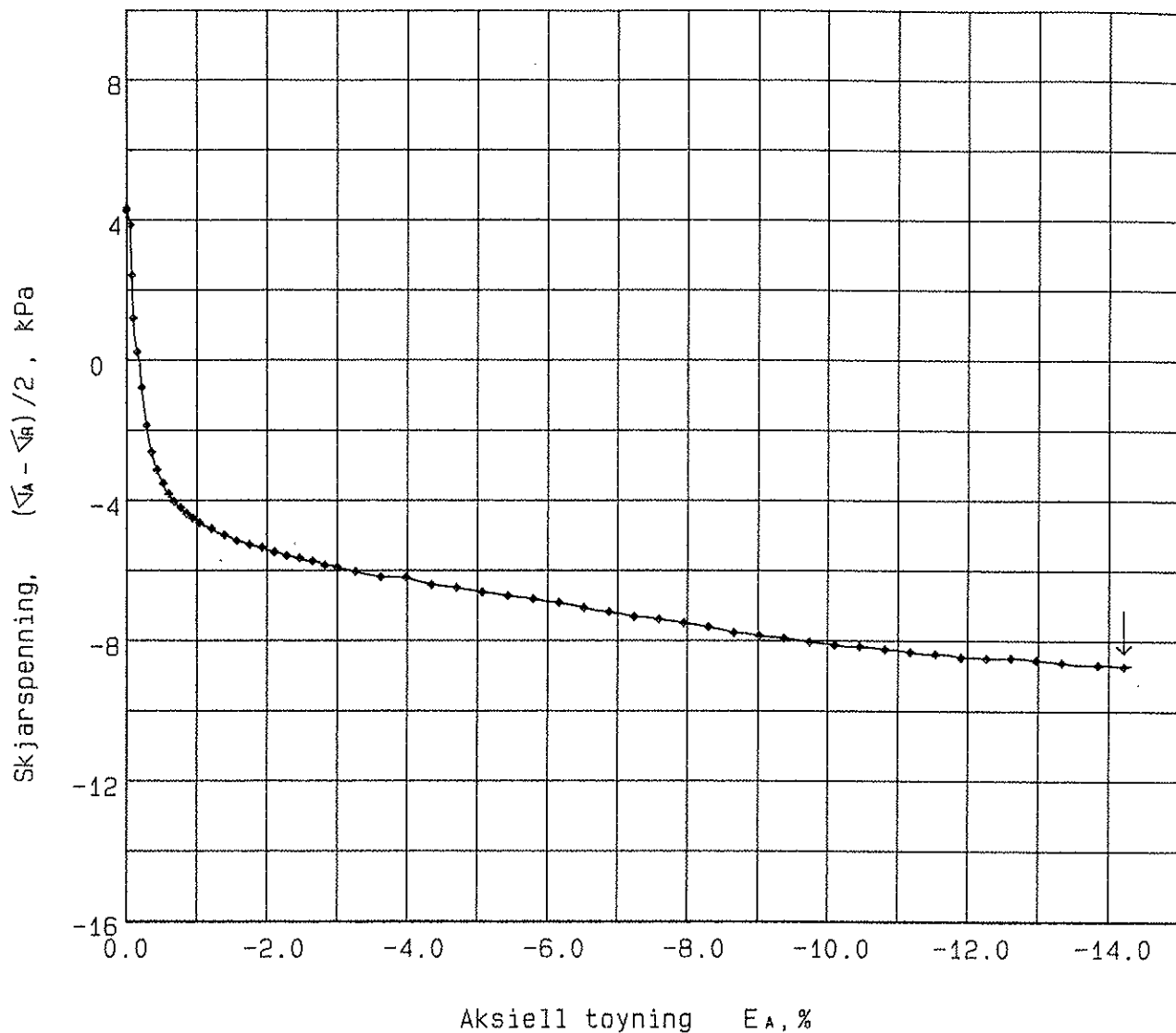
Dato

17.03.92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Konsolidert treaksialforsok

Boring: 103

Del: C

Syl: 3

Test: 1

Dybde = 3.88 m

σ'_{AC} = 22.0 kPa

σ'_{RC} = 13.3 kPa

W_I = 39.70 %

Rev. nr. 01.04.88

Rapport nr.

924006

Tegner

9.5

Kontrollert

Godkjent

Figur nr.

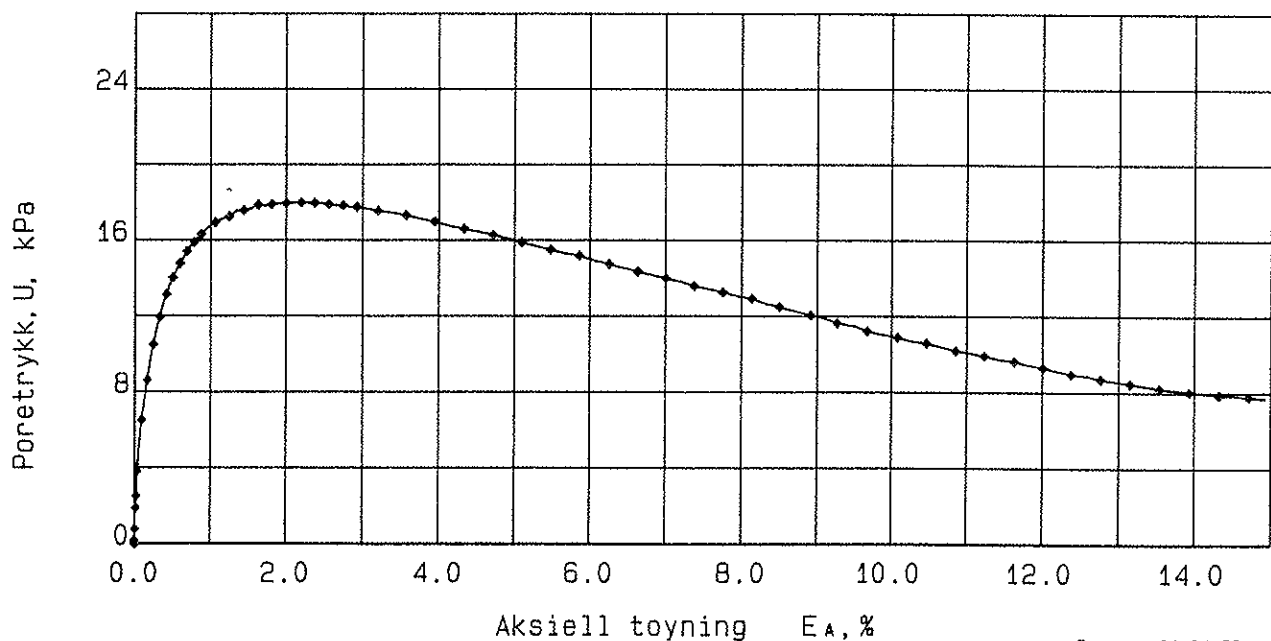
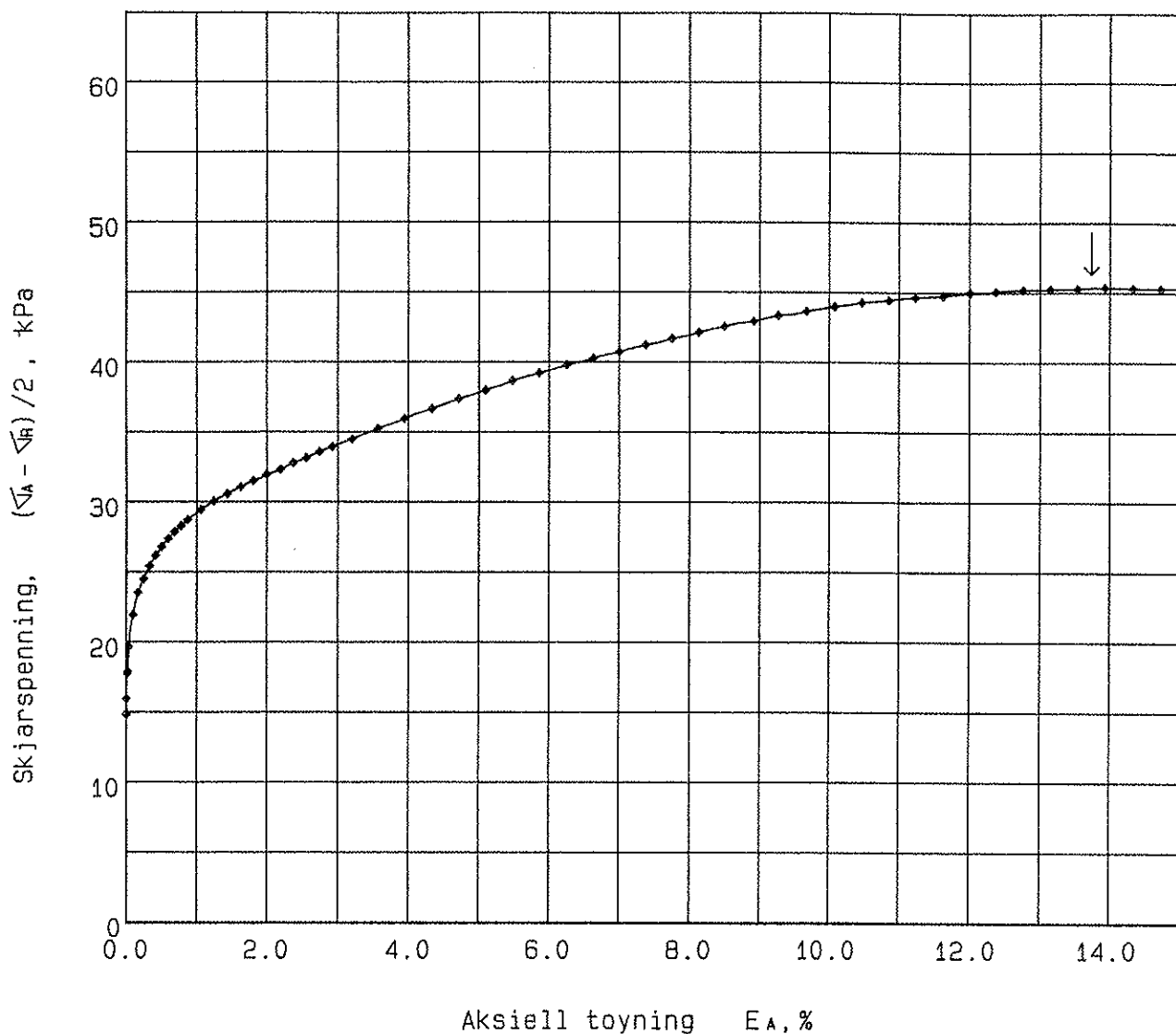
14

Dato

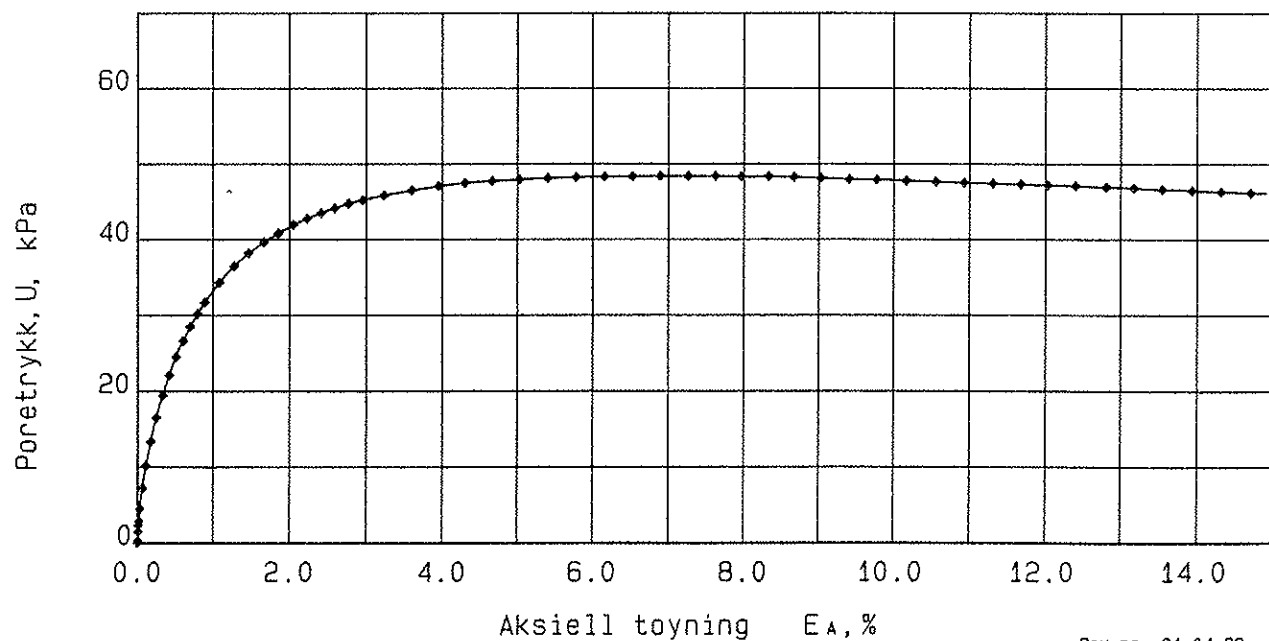
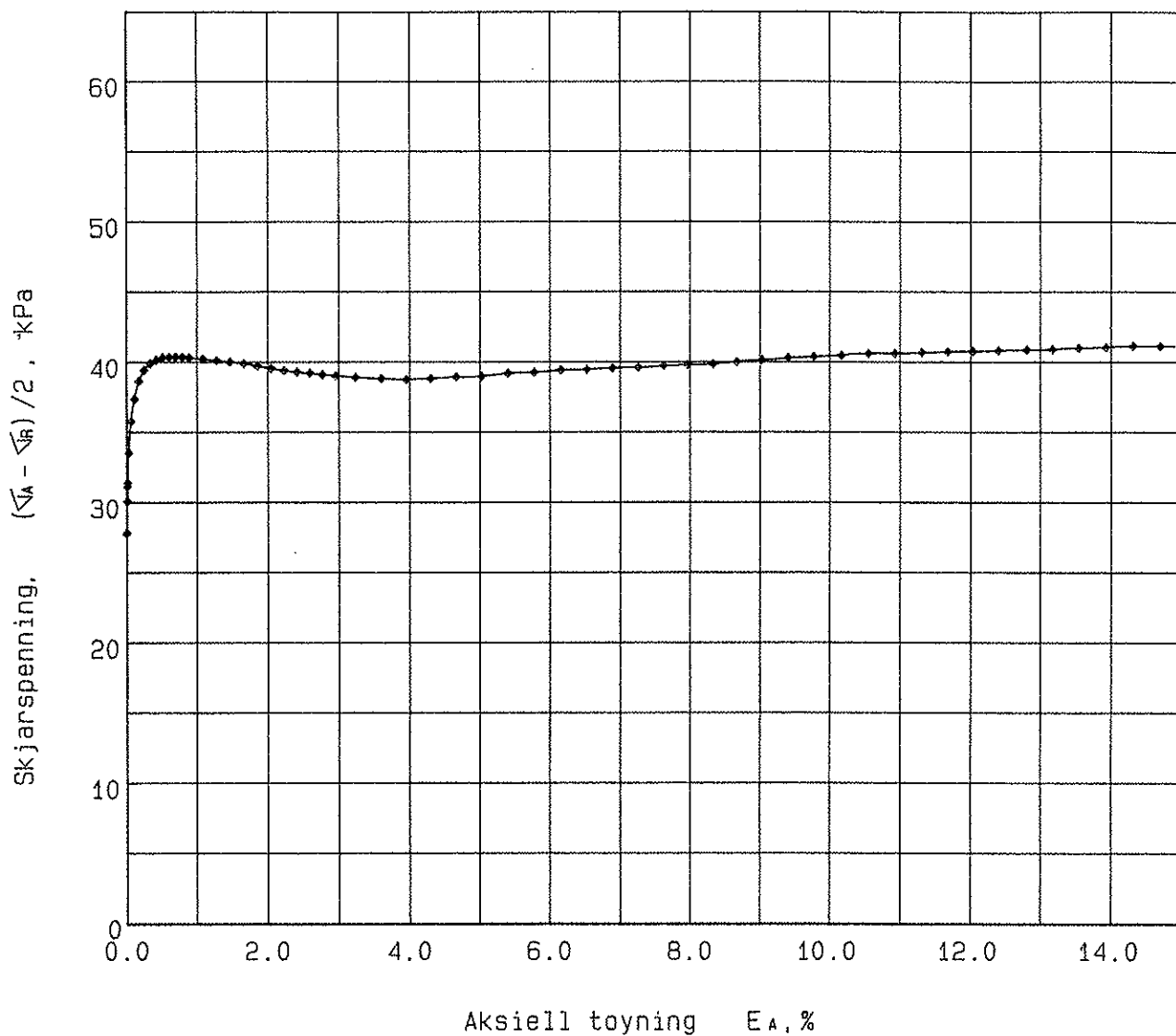
17 03 92



NGI



OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING			Rev.nr. 01.04.89
Konsolidert treaksialforsok			Rapport nr. 924006
Boring: 103	Syl: 9	Dybde = 10.75 m	Tegner G.S.
Del: B	Test: 1	σ'_{AC} = 74.1 kPa	Dato 17 03 92
		σ'_{RC} = 44.4 kPa	Kontrollert
		W_I = 26.54 %	Godkjent
			NGI



Rev. nr. 01.04.89

OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Rapport nr.
924006

Figur nr.
16

Konsolidert treaksialforsok

Dybde = 18.75 m

Boring: 103

Syl: 13

σ'_{AC} = 138.8 kPa

Del: B

Test: 1

σ'_{AC} = 83.3 kPa

W_I = 31.00 %

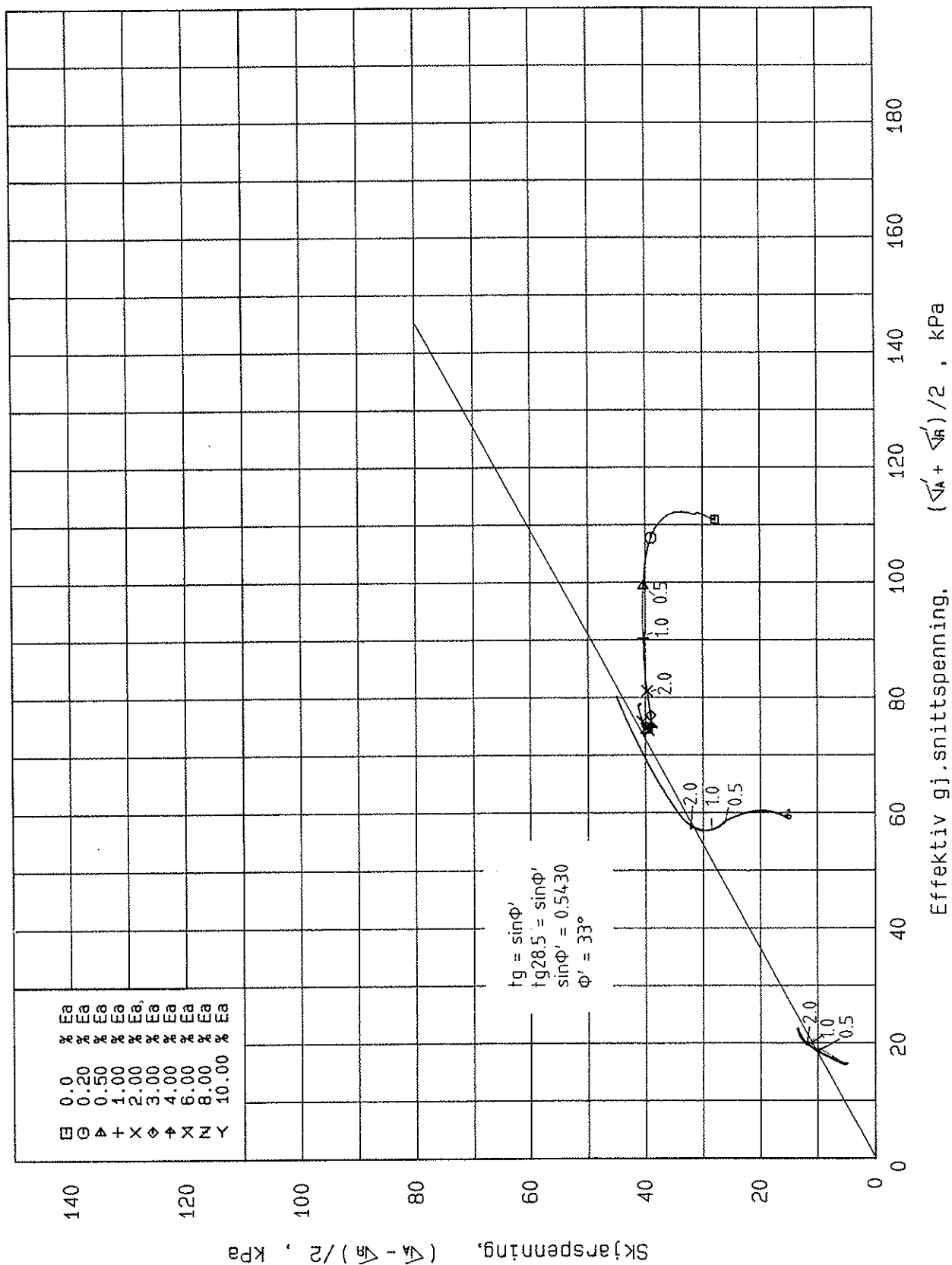
Tegner
9.5

Dato
17 03 92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Effektivspenningsstier aktive treaksialforsøk, boring 103

Rev. nr. 01.04.89

Rapport nr.
924006

Figur nr.
17

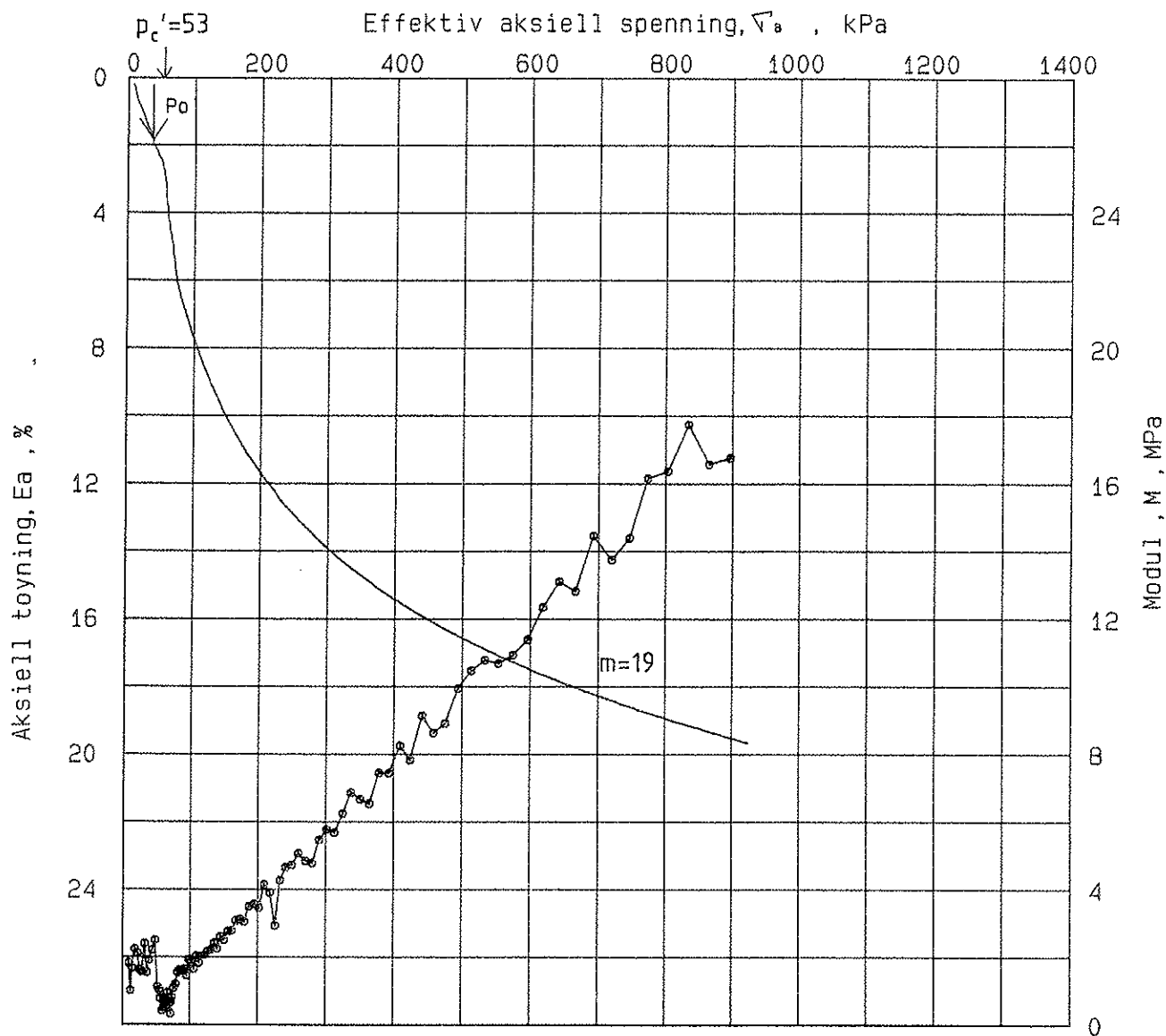
Tegner
GS

Dato
17 03 92

Kontrollert

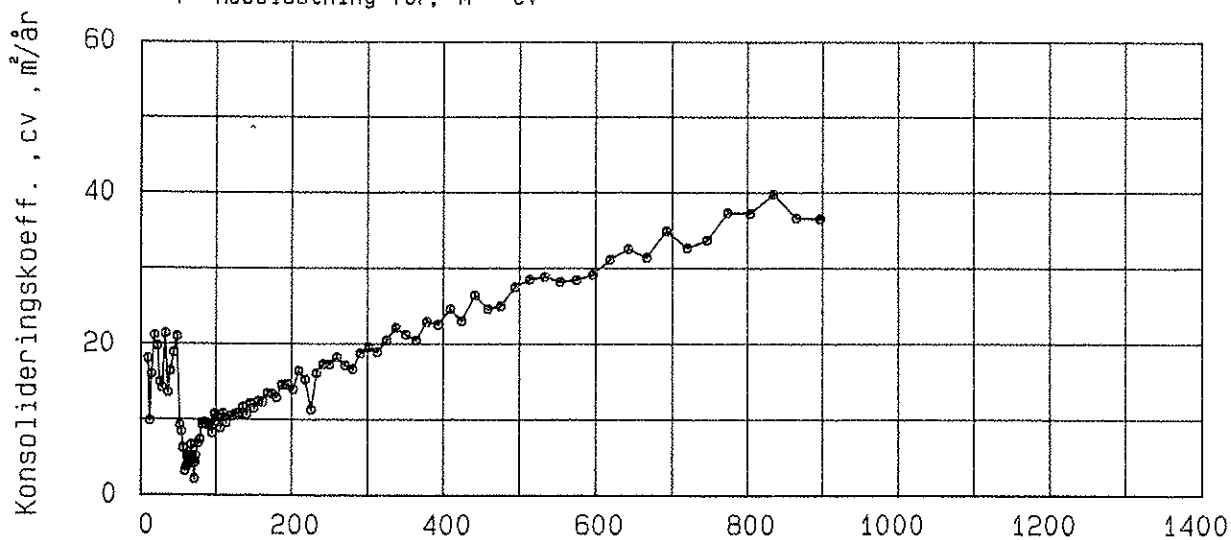
Godkjent





○ 1. Belastning for, $M - cv$

+ Rebelastning for, $M - cv$



Rev. 01.05.88

OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Rapport nr.
924006

Figur nr.
18

Odometerforsok, CRS

Dybde = 5.95 m

Boring: 103

Syl: 5

$P_0' = 38.0$ kPa

Del: B

Test: 1

$W_r = 39.48$ %

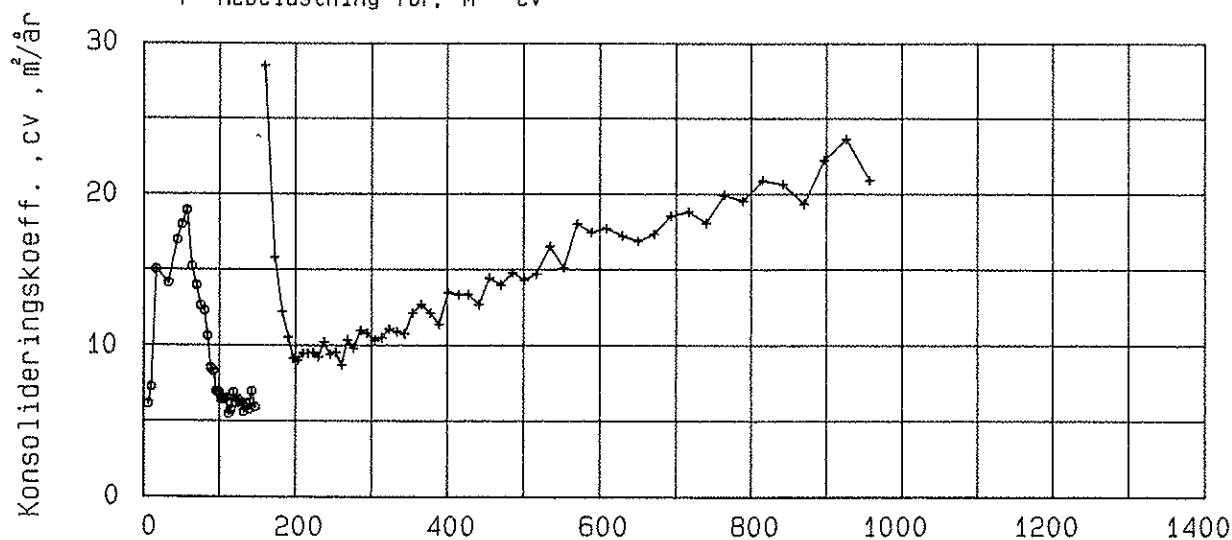
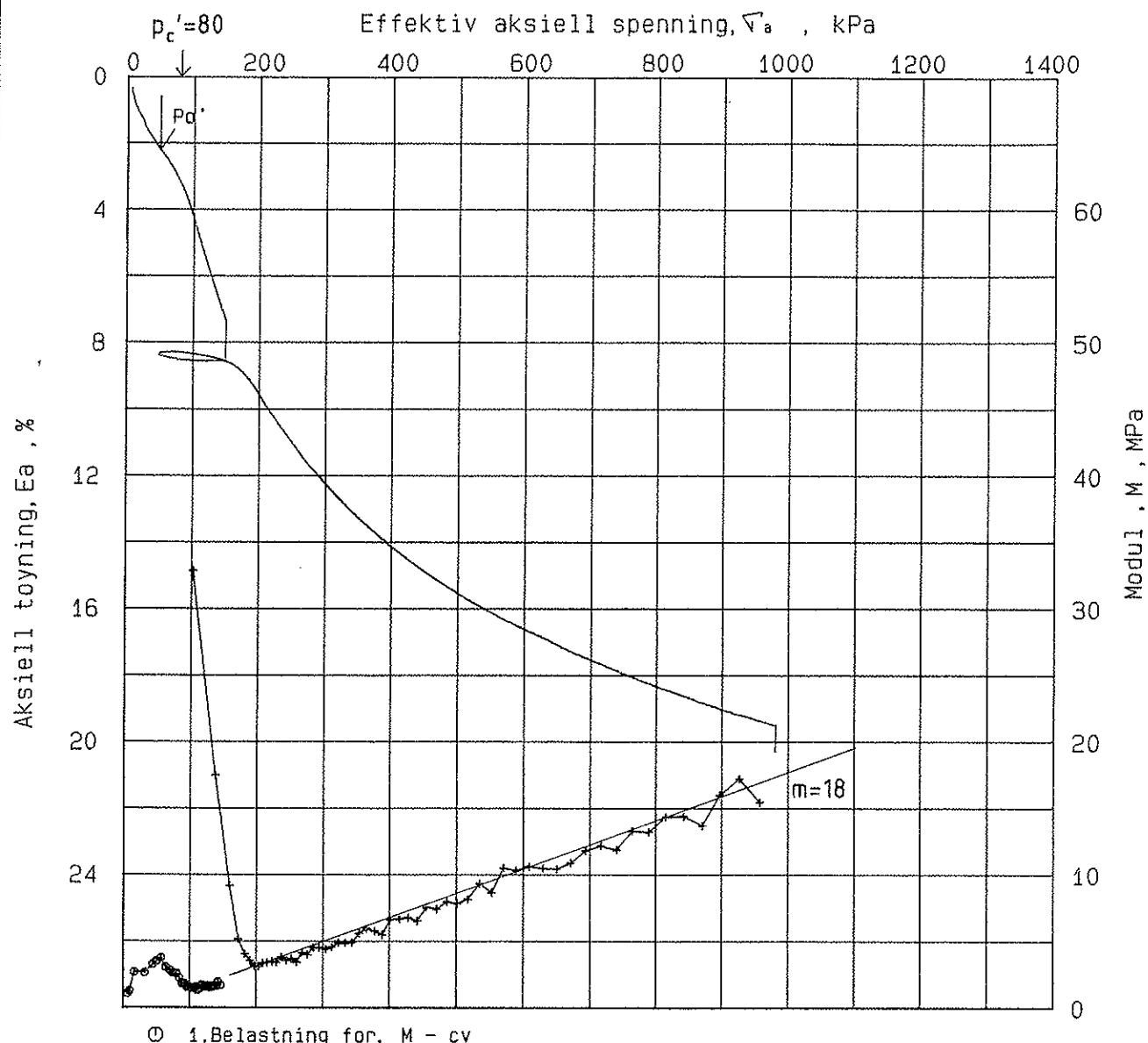
Tegner
G.S.

Dato
26 03 92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Odometerforsok, CRS

Boring: 103

Del: C

Syl: 7

Test: 1

Dybde = 7.72 m

Po' = 50.0 kPa

W_I = 42.40 %

Rev. 01.05.88

Rapport nr.

924006

Figur nr.

19

Tegner

G.S.

Dato

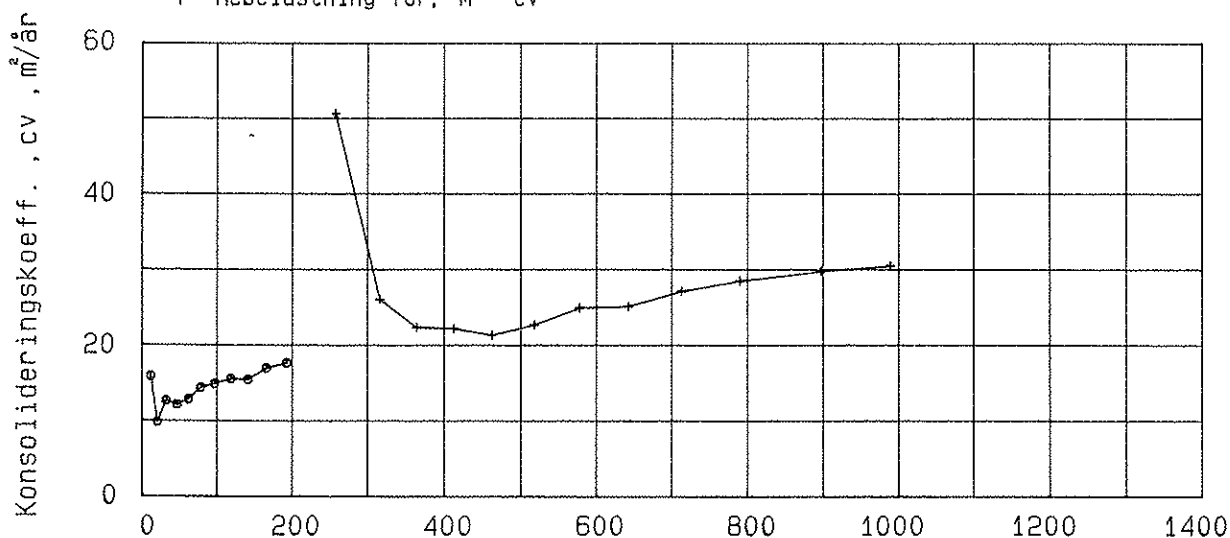
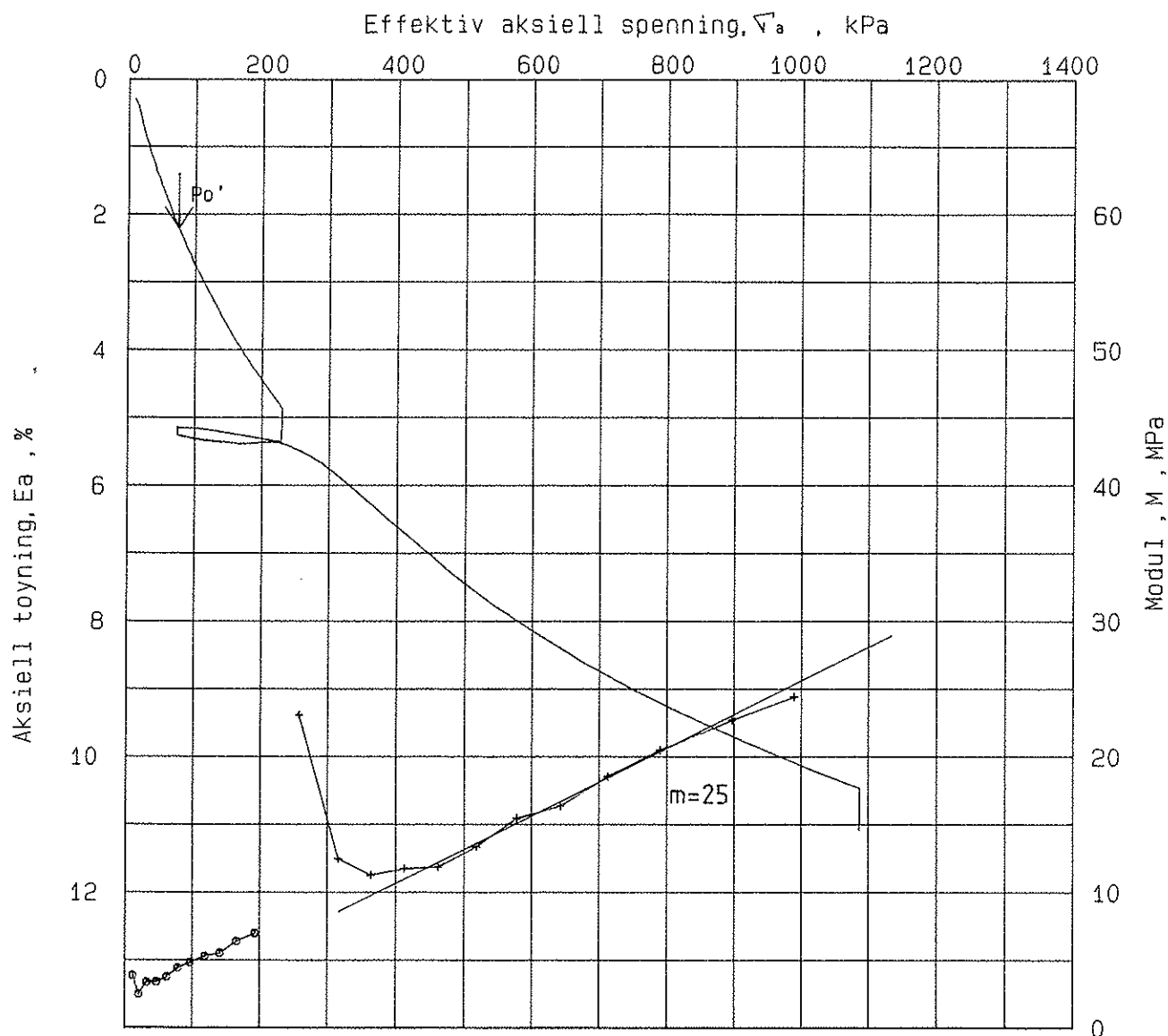
17 03 92

Kontrollert

Godkjent



NGI



OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Odometerforsok, CRS

Boring: 103

Del: C

Syl: 9

Test: 1

Dybde = 10.85 m

$P_{o'}$ = 75.0 kPa

W_I = 26.27 %

Rev. 01.05.88

Rapport nr.

924006

Figur nr.

20

Tegner

G.S.

Dato

16 03 92

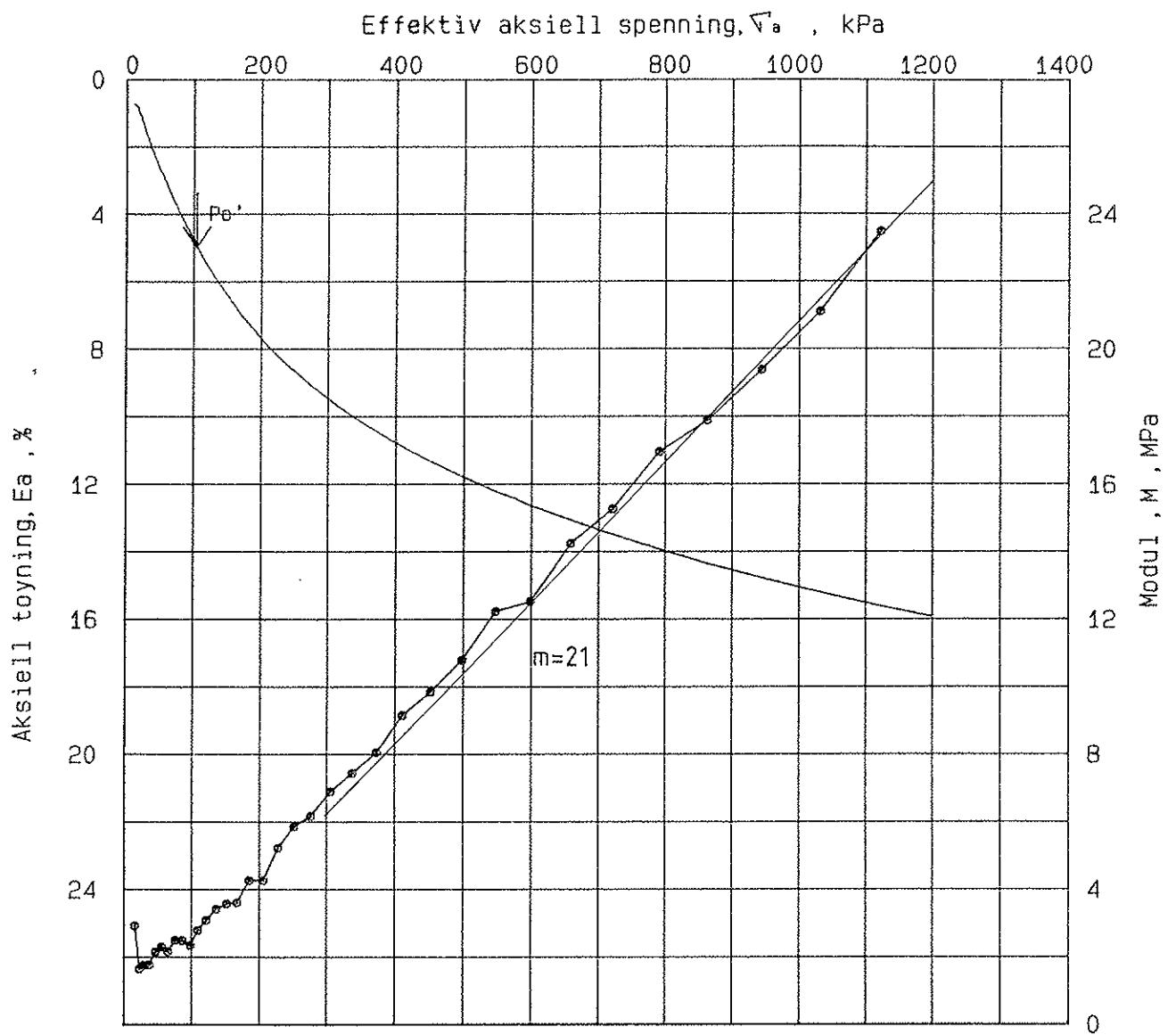
Kontrollert

Godkjent

7

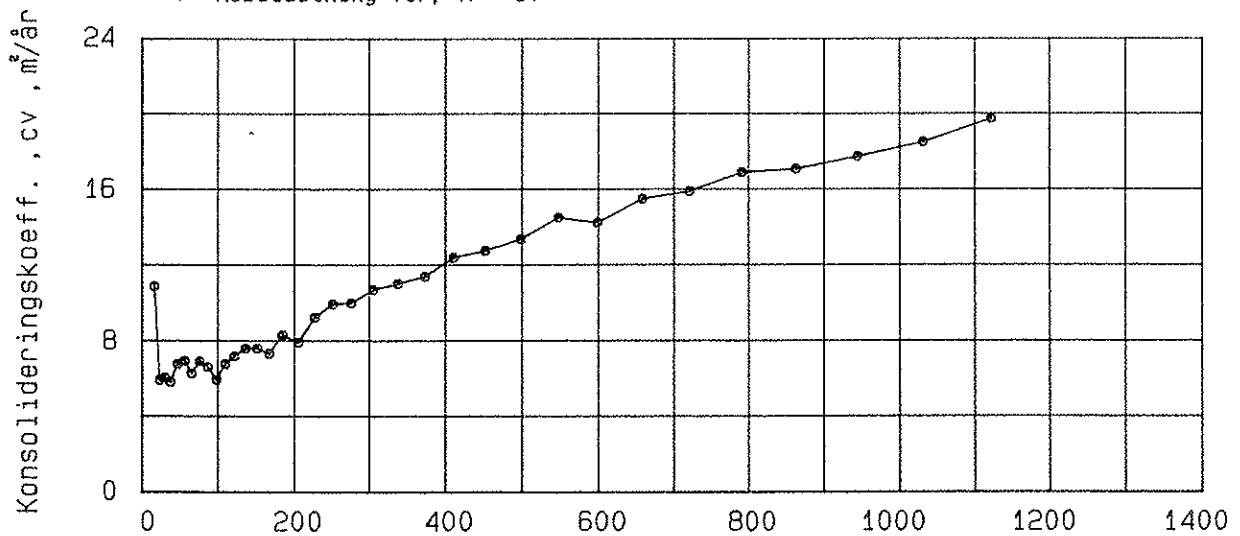


NGI



○ 1. Belastning for, $M - cv$

+ Rebelastning for, $M - cv$



Rev. 01.05.88

OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Rapport nr.
924006

Figur nr.
21

Odometerforsok, CRS

Dybde = 14.90 m

Boring: 103

Syl: 11

$P_{o'}$ = 105.0 kPa

Del: B

Test: 1

W_r = 34.76 %

Tegner

FS

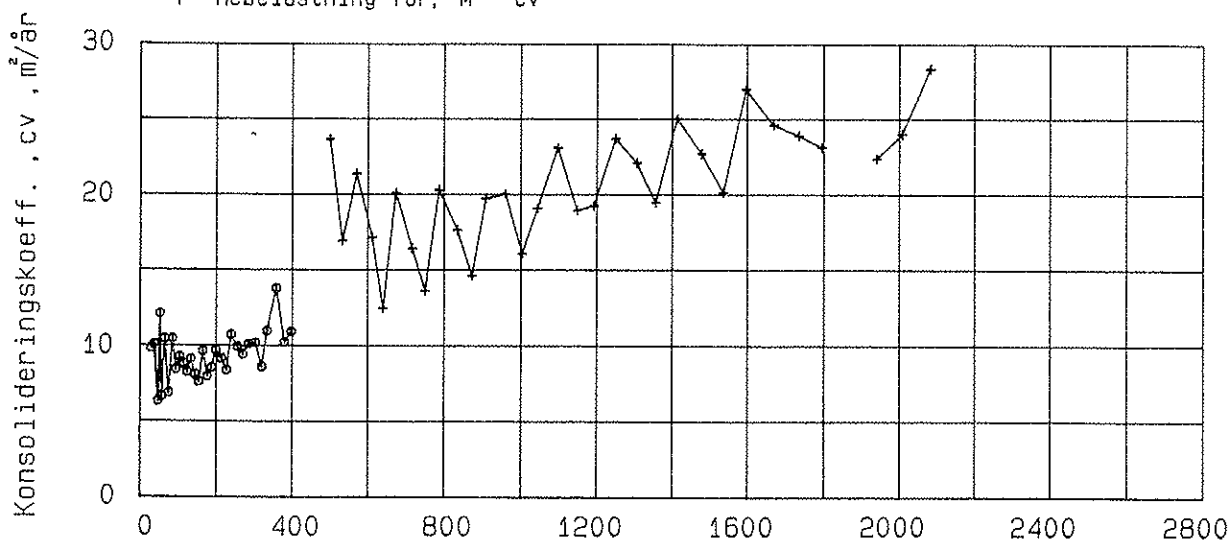
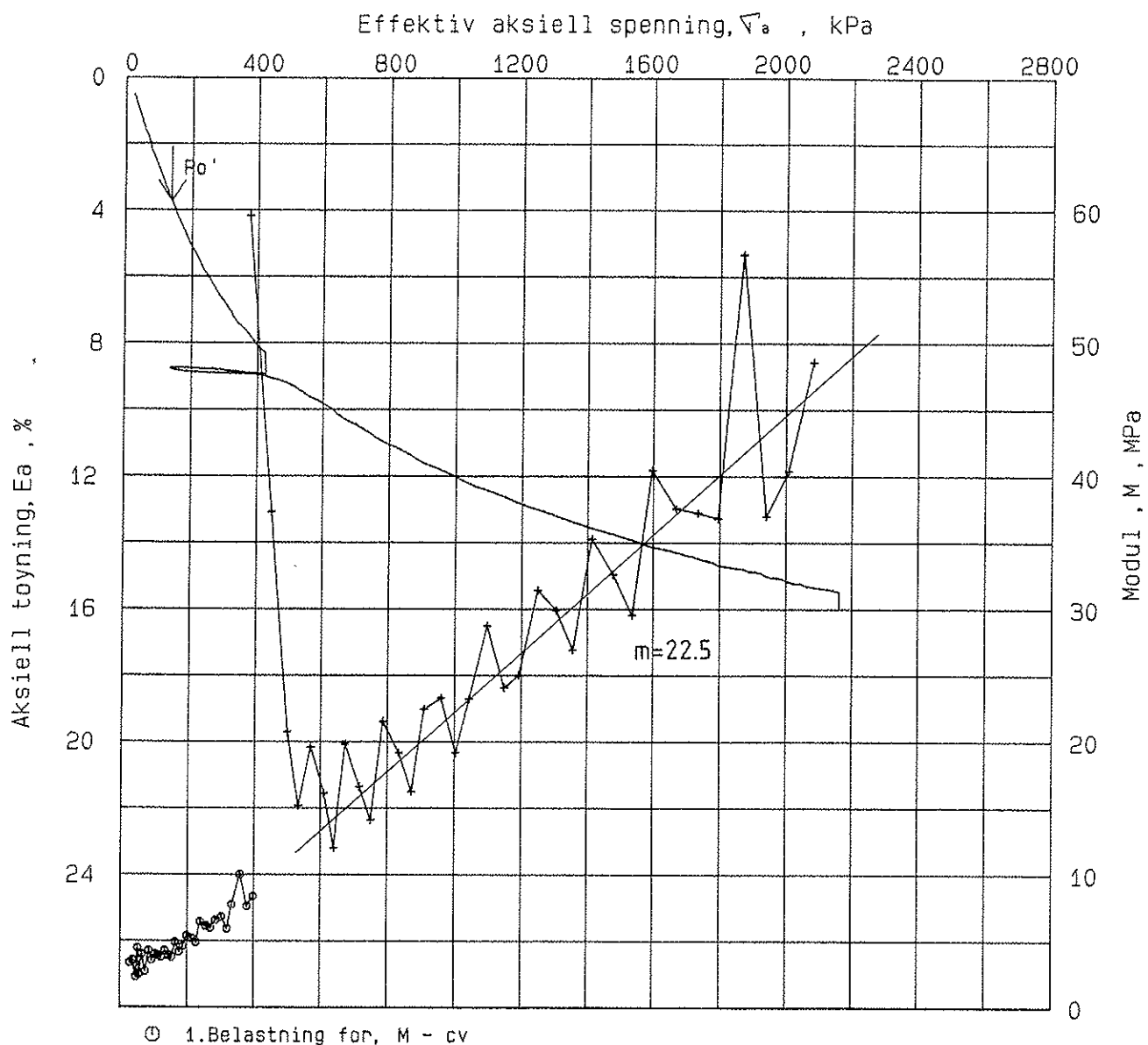
Dato

26 03 92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Odometerforsok, CRS

Boring: 103

Del: C

Syl: 13

Test: 1

Dybde = 18.85 m

Po' = 139.7 kPa

W_1 = 30.71 %

Rev. 01.05.88

Rapport nr.
924006

Tegner
9.5

Kontrollert

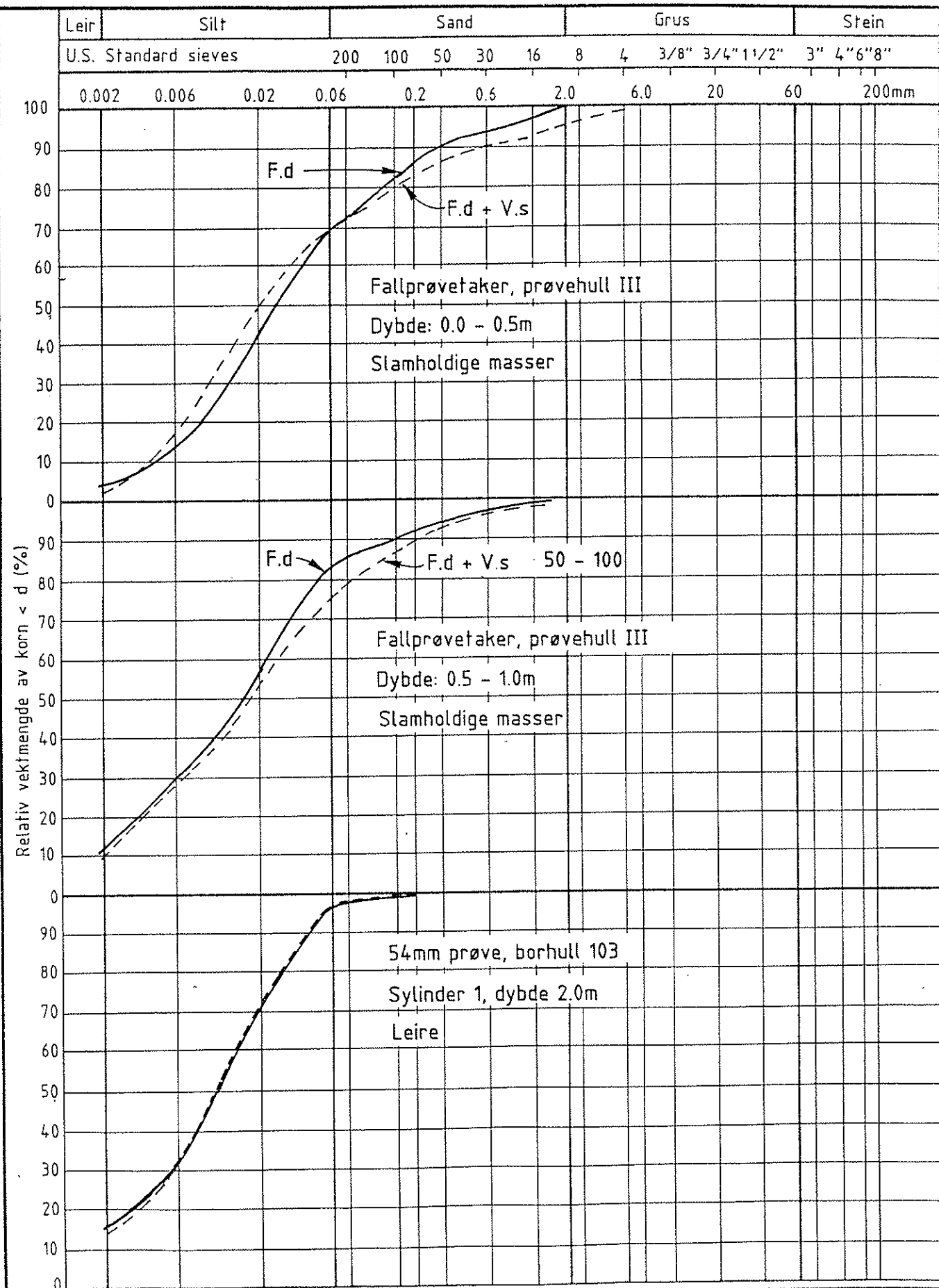
Godkjent

Figur nr.
22

Dato
16 03 92



NGI



OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Kornfordelingsanalyser.

Rapport nr.
924006-3

Tegner
GB

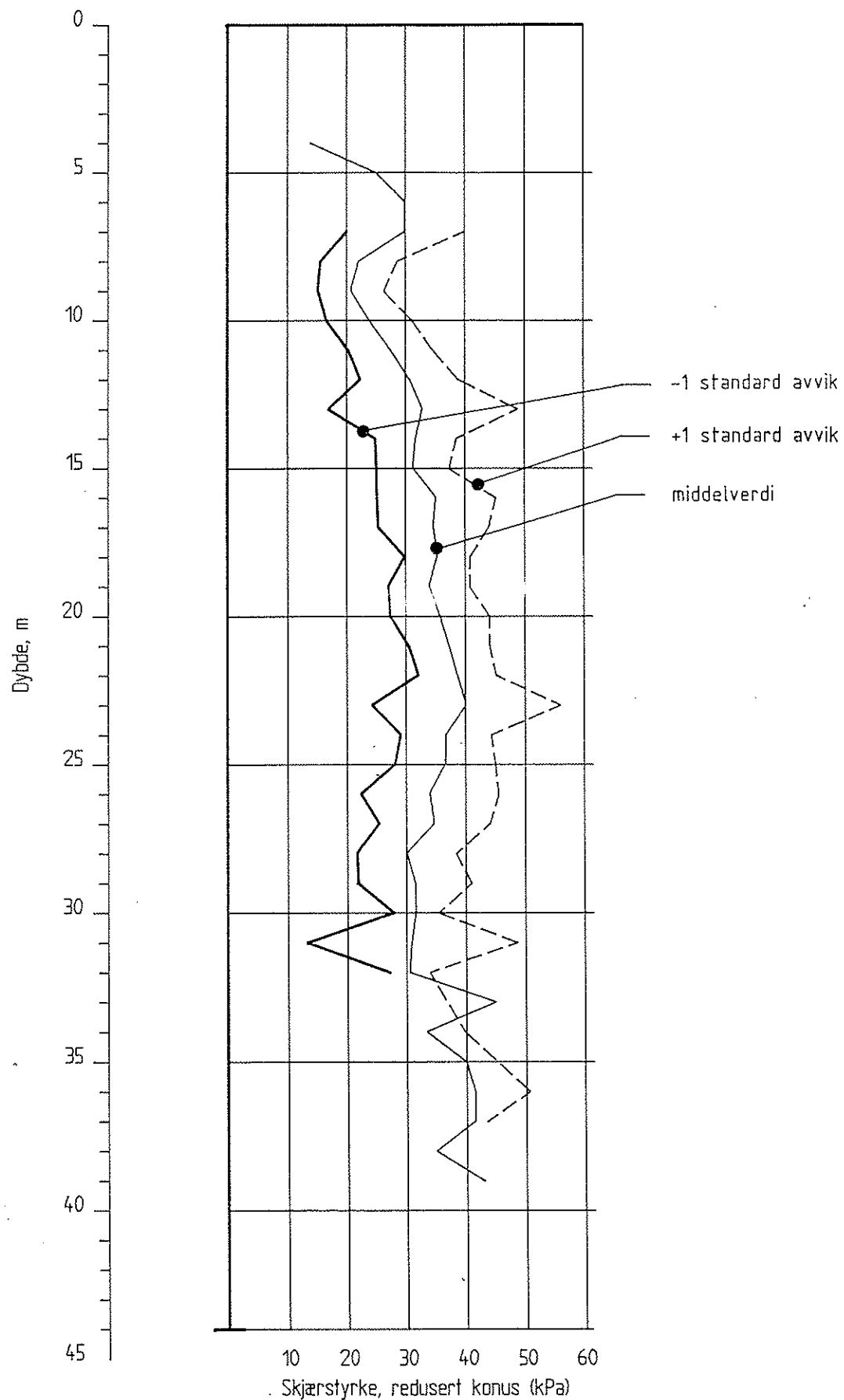
Godkjent

Kontrollert

Figur nr.
23

Dato
27.04.92





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Skjærstyrke, sammensetning av tidligere målinger

M = 1 : 200

Rapport nr.
924006-3

Figur nr.
24

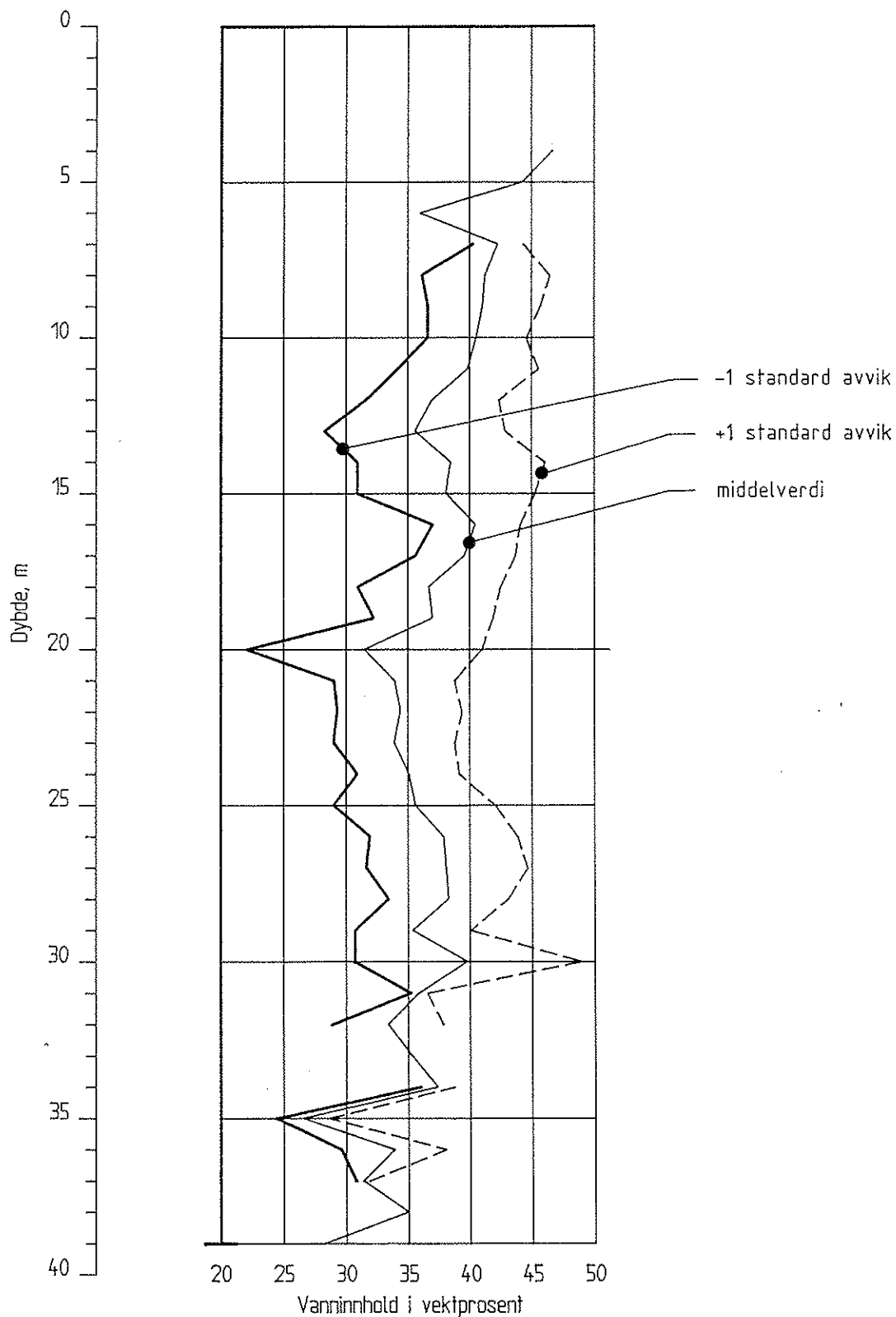
Tegner
TSa

Dato
30.04.92

Kontrollert

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Vanninnhold, sammenstilling av tidligere målinger
M = 1 : 200

Rapport nr.
924006-3

Figur nr.
25

Tegner
TSa

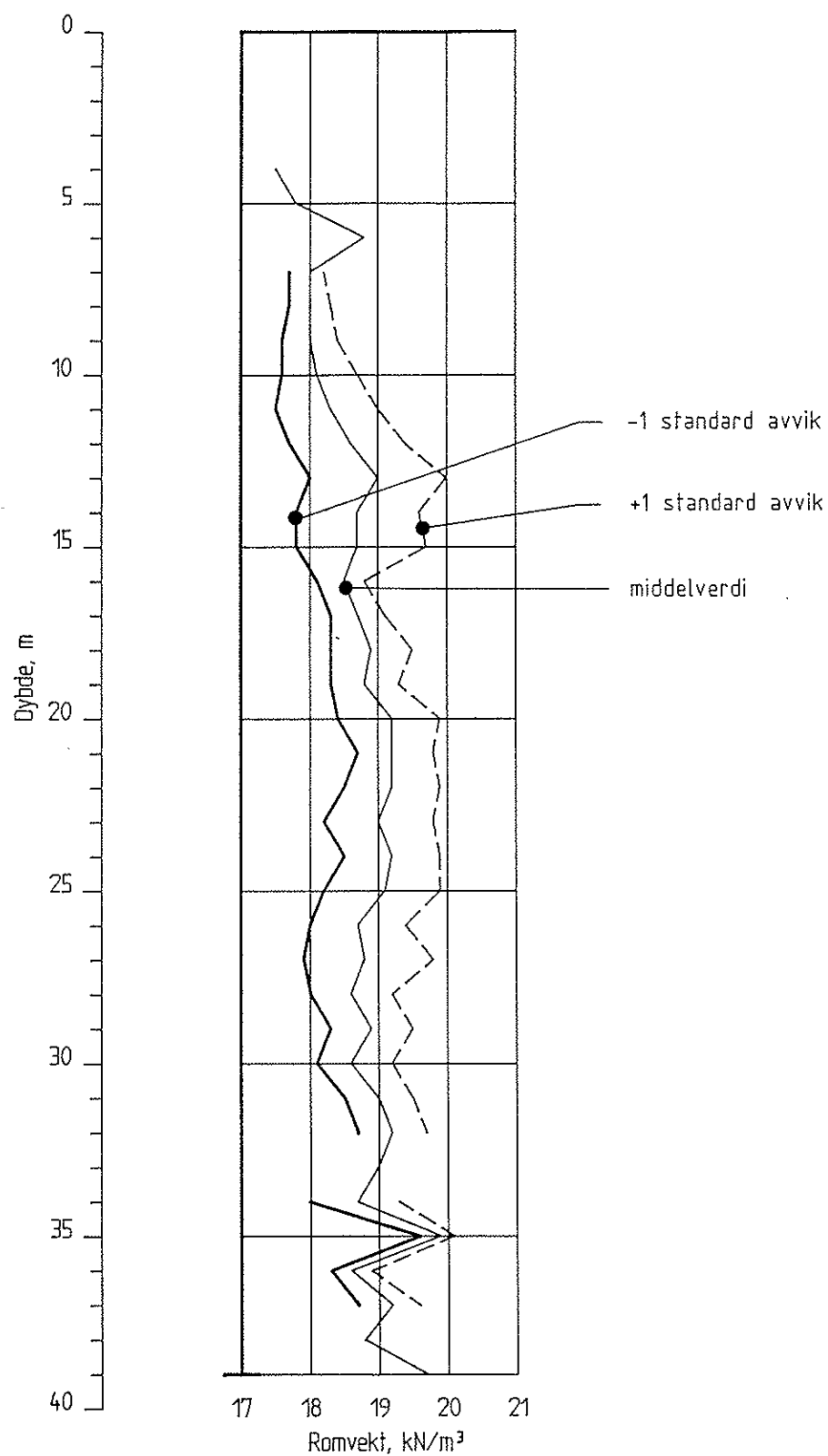
Dato
30.04.92

Kontrollert

9

Godkjent





OSLO HAVNEBASSENG - FORURENSNING

Rapport nr.
924006-3Figur nr.
26Romvekt, sammenstilling av tidligere målinger
M = 1 : 200Tegner
TSaDato
30.04.92

Kontrollert

Godkjent

