

NO, FG: 1

V A L L E - H O V I N

Idrettsanlegg og kunstfrosne baner.

2. del: Utendørsbanen med tilhørende anlegg.

R: 545

16. januar 1964

Tilhører Undergrunnskartverket
Malkeferge

OSLO KOMMUNE
GEOTEKNISK KONSULENT

overf. NO 61 / HACS 87
EVL
overf. NO 62 / HACS 87

NO 62

NO: F 1, G 1 62



OSLO KOMMUNE

GEOTEKNISK KONSULENT

Kingogt. 22, 1 Oslo 4

Tlf. 37 29 00

RAPPORT OVER:

Idrettshall og kunstfrosne isbaner på Valle-Hovin.

2. del: Utendørsbanen med tilhørende anlegg.

R - 545.

16. januar 1964.

BILAGSFORTEGNELSE.

Bilag	xx	Beskrivelse av prøvetaking og måling av skjærfasthet og porevannstrykk i marken.
"	xxx	Beskrivelse av vanlige laboratorieundersøkelser.
"	xxxx	Beskrivelse av spesielle laboratorieundersøkelser.
"	7:	Situasjons- og borplan.
"	8-18:	Resultat av vingeboringer.
"	19-25:	Borprofiler.
"	26-27:	Resultat av ødometerforsøkene.
"	28:	Terrengprofil A med borresultater.
"	29:	" " B " "
"	30:	Stabilitetsberegninger, Nordre baneparti, banekote 88,7.
"	31:	Stabilitetsberegninger, Søndre baneparti, banekote 90.
"	32:	Stabilitetsberegninger, Nordre baneparti, banekote 88,7.
"	33:	Stabilitetsberegninger, Søndre baneparti, banekote 90,0.
"	34-35:	Poretrykksmålinger.

INNLEDNING:

I tillegg til tidligere orienterende grunnundersøkelser utført ved dette kontor er det nå utført mer detaljerte grunnundersøkelser for hele anlegget med kunstfrosne isbaner på Valle-Hovin. Undersøkelsene er utført på grunnlag av tegninger fra arkitektene Arnborg og Jensen av august 1963.

De tidligere utførte undersøkelser er behandlet i rapport av 2. mars 1963.

Denne rapport omhandler utendørsbanen med tilhørende anlegg. Hallanlegget vil bli behandlet i en senere rapport.

MARKARBEIDET:

Markarbeidet er utført i løpet av høsten 63 av borlag fra dette kontor samt av firmaet Norboring. Arbeidet har omfattet opptakning av uforstyrrede prøver, vingeboringer samt installasjon av poretrykksmålere på fire steder fordelt rundt banen. Beliggenheten av de forskjellige borpunkter og poretrykksmålere er vist på situasjons- og borplanen, bilag 7.

En beskrivelse av de anvendte bormetoder er gitt på bilag XX.

Resultat av de utførte vingeboringer er vist på bilag 8-18, og resultatet av poretrykksmålingene fra desember og frem til midten av januar 64 er vist på bilagene 34 og 35.

LABORATORIEUNDERSØKELSER:

De opptatte uforstyrrede prøvene er undersøkt ved kontorets laboratorium. Foruten de vanlige laboratorieundersøkelsene som er beskrevet i bilag XXX, er det utført i alt 6 ødometerforsøk som beskrevet på bilag XXXX.

Resultatet av laboratorieundersøkelsene fremgår av borprofilene bilag 19 - 25. Resultatet av ødometerforsøkene er fremstilt i e - \wedge og p kurver, og disse er vist i bilagene 26 og 27.

log

BESKRIVELSE AV GRUNNFORHOLDENE:

Terrenget innenfor baneområdet stiger jevnt i nordvestlig retning fra ca. kote 9055 til ca. kote 93.

Hovin teglverk og A/S Norsk Leca har i flere år tatt leire til driften delvis på dette areal. Det er blitt opplyst at de traueene som er blitt gravet ut, har vært opptil 5 -6 m dype. Disse traueene er senere blitt gjenfylt med fyllmasser fra byggeplasser. Til dels består disse fyllmassene av bløt leire.

På situasjonsplanen bilag 7 er to slike trau vist. Den nøyaktige beliggenhet av trauene er noe usikker.

Den naturlige grunn på området består øverst av en fast tørrskorpeleire av 4 - 6 m tykkelse. Tykkelsen synes å være relativt jevn over hele området. Under tørrskorpen er det først en middels fast forvitret leire av forskjellig tykkelse og derunder en bløt leire. På større dybde stiger fastheten av leiren igjen og i nærheten av fjell er leiren generelt endel sand- og grusblandet.

Leirens naturlige vanninnhold er gjennomgående ca. 35%. Leiren kan således ikke sies å være særlig vannrik.

De bløtteste sjiktene ligger stort sett i dybde fra ca. 10 til 15 m. De målte udrenerte skjærfasthetsverdier i de bløtteste lagene ligger stort sett mellom 1,5 og 2,5 t/m² med de høyeste verdier i det sydvestre området. Leirens sensitivitet tiltar med dybden. Ned mot fjellet kan leiren sies å være kvikk.

Ødometerforsøkene viser at leiren ikke er særlig kompre^{ss}ibel. De målte sammentrykningstall ligger mellom 0,24 og 0,29. Dette er forøvrig i god overensstemmelse med det moderate vanninnhold som er målt i leiren. Ødometerforsøkene viser videre at leiren under forvitringssonen er normal-konsolidert.

De målte dybder til antatt fjell varierer fra ca. 10 m til nærmere 27 m. De minste dybdene har man på det sydvestlige parti og de største dybdene på det nordøstlige parti.

Poretrykkmålingene, bilagene 34 og 35, viser foreløpig ingen vesentlige avvik fra en normal grunnvannstand.

På bilag 28 og 29 er profilene langs begge langsidene vist. I profilene er skjærfasthetsresultatene opptegnet og det er videre gitt en jordartsbeskrivelse i grove trekk.

SETNINGSFORHOLD:

Det blir stilt veldig strenge krav til at baneområdet får minimale setninger. Setninger kan oppstå enten som følge av dårlig utført fundament for banen eller som følge av endret spenningstilstand i undergrunnen. Krav til fundamentets oppbygging og utførelse vil bli behandlet i en senere rapport.

Når det gjelder undergrunnen, vil setninger kunne oppstå som følger av en volumforminskelse p.g.a. øket vertikalbelastning. Hele baneflaten bør derfor ligge lavere enn nåværende terreng for ikke å påføre tilleggsbelastning på grunnen. Videre må det i området ikke skje dyp drenasje da en senkning av porevannstrykket i grunnen vil forårsake setninger på tilsvarende måte som en belastning på overflaten.

For å kunne følge porevannstrykket etter anleggstiden vil det bli nedsatt permanente poretrykksmålere.

Hvis leiren umiddelbart under banefundamentet av en eller annen grunn skulle bli omrørt, vil dette også medføre setninger i det en omrørt leire avgir vann ved rekonsolideringen. En slik omrøring kan tenkes å oppstå i anleggstiden ved uforsiktig bruk av tunge maskiner på det avgravde plan. En mer alvorlig omrøring kan oppstå som følge av grunnbrudd. Arbeidet må derfor utføres på en helt betryggende måte slik at man ikke risikerer å få omrørte masser under fundamentet.

Hvis frosten i vinter skulle trenge ned under fremtidig fundamentlag, vil dette medføre et øket vanninnhold i den telede sone som igjen vil medføre setninger under tiningen. De partier som i vinter blir avgravet, må derfor beskyttes tilfredsstillende mot tele.

På det søndre parti hvor terrenget er lavest, vil det være naturlig å legge opp en jordvoll ved siden av banen. Denne jordvollen vil påføre grunnen ved siden av banen en belastning som vil gi setninger på dette sted. Setningene vil også spre seg utover til sidene i noen grad, og man må her påse at ikke belastningen fra vollen og tribuneanlegget blir så stor at det vil medføre skadelige setninger av baneområdet. Beregningsmessig gir ikke oppfyllingen av vollen på det søndre parti fra kote 91 til kote 93 noen setninger eller deformasjoner av baneområdet. Imidlertid anses det å være en fordel om dette oppfyllingsarbeidet kan utføres før et eventuelt fast dekke blir lagt på banen.

På det nordre parti hvor man får størst avgravning, vil man kunne få en svak heving av banepartiet p.g.a. svelling av den underliggende leire. I tillegg til en svelling i leiren kan man også få en svak heving av baneområdet p.g.a. skjærspenningsdeformasjoner i grunnen. Det vesentlige av disse deformasjonene vil oppstå på det stadium da man har gravet ut for fundamentet. Vekten av fundamentet vil imidlertid være tilstrekkelig stor til å stanse både skjærspenningsdeformasjonene og svellingen i leiren.

Hvis banenivået blir 88,7 som opprinnelig planlagt, vil man med utgravningen særlig i den nordre del av området, komme ned i den bløte leiren. Foruten stabilitetsproblemer, som vil bli behandlet nedenfor, vil dette medføre særlige vanskeligheter i anleggstiden idet det vil bli nesten umulig å komme ut på dette området med tunge maskiner, f.eks. vibrovalser. Dette vil kunne medføre en stor fare for omrøring av de øverste leirmassene under fundamentet, og av denne grunn bør man derfor overveie å legge banen på et høyere nivå.

På lengdeprofilene bilagene 28 og 29 er inntegnet banenivå 88,7 og tilhørende utgravningsnivå.

For å vite med sikkerhet om det for tiden foregår setninger i grunnen, vil det bli installert presisjonsmålere i området. Med en slik måler kan man avlese setningene av terrenget med 1/100 mm nøyaktighet.

STABILITETSFORHOLD:

Det er for dette anlegget uhyre viktig at stabiliteten langs banens sider til enhver tid er tilfredsstillende. Et grunnbrudd vil medføre uhyre store ulemper, og selv mindre deformasjoner p.g.a. dårlig stabilitet kan bli skjevnesvangre for prosjektet.

Stabilitetsberegninger for så vel nordre som søndre baneområde er utført etter den såkalte s_u -analysemetoden. Med denne metoden legger man de målte udrenerte skjærfastheter til grunn for beregningene. Man har erfaring for at denne metoden gir meget pålitelige resultater for et plant område som enten blir utgravet eller oppfylt.

Vi har søkt å finne frem til de ugunstigste profilene både for søndre og nordre baneparti. På det søndre parti er det derfor vesentlig benyttet de målte skjærfastheter i hull 124 og tilsvarende er det for nordre parti lagt størst vekt på vinge-boring nr. 119. Videre er det både for nordre og søndre parti regnet med en gjennomsnittlig romvekt av jordmassene 1,9 t/m³. I tørrskorpesonen er det regnet med en maksimal skjærfasthet 4 t/m² og en sprekkedybde av 3 m.

For det permanente anlegg er det regnet med 0,5 t/m² nyttelast fra tribuneanlegg og publikum.

På nordre baneparti er det regnet med et terrengnivå utenfor banen på kote 93. Dette er omtrent det samme nivå som man har i dag. Skråningen fra dette nivå og mot banenivået er satt til 1:2. Videre er det regnet med to forskjellige banenivå, nemlig kote 88,7 som opprinnelig planlagt og kote 90,0. For begge disse nivåene er det regnet med et fundamentlag av 1,5 m tykkelse. Denne tykkelse er betinget av varmekabler i underkant av fundamentet for å hindre frosten i å trenge ned i leiren. For byggetilstanden er det derfor regnet med et utgravingsplan 1,5 m under banenivået. Langs ytterkant av banen skal det gå en rørkanal. Kanalen er satt til 4 m bredde og 3,5 m dybde, alternativt 2 m dybde.

En del av de beregnede glidesirkler som gir lavest sikkerhet er vist på bilagene 30 og 31 med henholdsvis banekontene 88,7 og 90,0.

På søndre parti er det for byggetilstanden regnet med nåværende terrengnivå på kote 91,0. Det er her tenkt fylt opp en voll til kote 93. Som på nordre parti er skråningen satt til 1:2. Også her er det regnet med banenivåene 88,7 og 90,0. Rørkanalen er her satt til 4 m bredde og 3,5 m dybde som på nordre parti,

Bilagene 32 og 33 viser søndre parti med en del beregnede glideflater.

For byggetilstanden må det kreves at den beregningsmessige sikkerhetsfaktor må være minst 1,3. For det permanente anlegg bør sikkerhetsfaktoren være over 1,5.

Resultatet av stabilitetsberegningene er nedenfor sammenstillet i tabell 1 og 2 hvor tabell 1 gjelder nordre parti og tabell 2 søndre parti.

OVERSIKT OVER SIKKERHETSFAKTORER.

Tabell 1: Nordre parti av baneområdet.

Terrengnivå c=93,0
Tall uten () gjelder for 3,5 m kanaldybde
" 1 () " " 2,0 m "

	Byggetilstand	Permanent anlegg	Utgr. av kanal
Banenivå c=88,7	0,98(1,05)	1,25(1,35)	0,79(0,93)
Banenivå c=90,0	1,25(1,35)	1,52(1,73)	1,00(1,34)

Tabell 2: Søndre parti av baneområdet.

Terrengnivå for byggetilstand c=91,0
" " permanent anlegg c=93,0
Tall uten () gjelder for 3,5 m kanaldybde
" 1 () " " 3,0 m "

	Byggetilstand	Permanent anlegg	Utgr. av kanal
Banenivå c=88,7	1,27(1,30)	1,14(1,16)	1,22(1,30)
Banenivå c=90,9	1,80(1,85)	1,38(1,43)	1,52(1,60)

Som det fremgår av tabell 1 (nordre parti) har man for banekote 88,7 for lav sikkerhet både for byggetilstanden, det permanente anlegg og for selve kanalutgravningen. Ved å heve banenivået til kote 90 oppnår man tilfredsstillende sikkerhet for det permanente anlegg. Sikkerhetsfaktoren for byggetilstanden og for utgravningen av kanalen er fortsatt for lav. Ved å redusere kanaldybden fra 3,5 til 2 m oppnår man tilfredsstillende sikkerhet med banenivået kote 90 for både byggetilstanden, det permanente anlegg og for kanalen.

Tabell 2 viser en tilsvarende tabell over de beregnede sikkerhetsfaktorer for søndre parti. Det fremgår av denne tabell at med banenivå på kote 88,7 er sikkerhetsfaktorene for lave også på dette sted. Ved å heve banenivået til kote 90 og samtidig redusere kanaldybden fra 3,5 til 3 m, vil vi her oppnå tilfredsstillende sikkerhet for byggetilstanden og for kanalen. For det permanente anlegg blir sikkerhetsfaktoren 1,43 d.v.s. i underkant av det vi kan tillate. Det er imidlertid mulig at kanalens bredde kan reduseres noe, og dette vil antagelig være tilstrekkelig til å heve den beregningsmessige sikkerhetsfaktor for det permanente anlegg til ca. 1,5.

Av stabilitetsberegningene vil det fremgå at hvis man vil opprettholde banenivået kote 88,7, er det nødvendig å flå av terrenget bakenfor for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd. Videre vil den totale høydeforskjell som kan opprettholdes mellom banenivået og terrenget på sidene, bli mindre med banekote 88,7 enn med kote 90 da man med banenivå 88,7 får mindre igjen av tørrskorpen som virker stabiliserende. Av stabilitetsmessige grunner synes det derfor helt påkrevet å heve banenivået fra 88,7 til kote 90. Samtidig oppnår man den fordelene å ha fastere grunn under fundamentet med hensyn til anleggsdrift med tunge maskiner o.l. En heving av banenivået som angitt ovenfor vil dessuten medføre store fordeler med hensyn til utgravningsdybden for de frysetekniske anlegg og hallanlegget. Da utstrekningen av fyllingsområdene er noe usikker, og da selve fyllmassene antagelig er meget inhomogene, må det tas et visst forbehold for sikkerhetsberegningene. Det kan derfor vise seg nødvendig på mindre partier å grave noe dypere for fundamentet, og kanskje også grave av terrenget bakenfor noe for å sikre stabiliteten hvis fyllmassene viser seg å være meget bløte.

UTGRAVNING FOR KJØLETEKNISK ANLEGG OG GARDEROBEANLEGG:

Disse anlegg blir behandlet spesielt her selv om de inngår i det fremtidige hallanlegg.

Ved den endelige prosjektering av disse anlegg bør man søke å legge kjellernivået så høyt som mulig av hensyn til utgravningsvanskelighetene. I området ved boring nr. 113, 114 og 115 kan man grave til kote 85 med tilfredsstillende sikkerhet mot grunnbrudd.

Grunnen til at man på dette området kan grave så langt ned som til kote 85, er den høyere fastheten som er målt i leiren på dette partiet enn på det stedet hvor stabiliteten av banen er beregnet. Graveskråningene bør ikke være steilere enn 1:1. Før vi kan angi nærmere retningslinjer for utgravningen av disse anlegg, må det foreligge nærmere planer fra konsulentene spesielt med hensyn til eventuelt dypere utgravninger på dette partiet.

Da det frysetekniske anlegg og garderobeanlegget kommer til å

inngå i det fremtidige hallanlegg og da hallanlegget sannsynligvis må peles til fjell, bør også frysetekniske anlegg og garderobeanlegget i sin helhet fundamenteres på peler til fjell. De forskjellige spørsmål angående fundamenteringen av disse anleggene må drøftes mer i detalj når de endelige planer foreligger.

FORSLAG TIL FREMDRIFTSPLAN:

For tiden pågår det utgravning av hele baneområdet til kote 90. På dette arealet er det foreskrevet isolering inntil det kommer et tilstrekkelig snødekke. Hensikten med denne isolasjon er å unngå tele i de massene som utover våren skal graves bort. Den videre utgravning av baneområdet må ikke utføres før det alt vesentlige av frostperioden er forbi.

Etter at baneområdet er gravet av til kote 90 (det pågående arbeid), kan man grave ut videre for det frysetekniske anlegg og garderobeanlegget. Det forutsettes da at de ferdige planer for disse anlegg foreligger.

Utgravningen for kanalen bør ikke påbegynnes før i slutten av februar. Vi vil senere ta stilling til utgravningsmetoden når de endelige planer for rørkanalen foreligger. Utgravning og støpning av kanalen må gå foran oppbygging av banefundamentet.

Når det gjelder utgravningen for baneområdet, er det viktig at man med gravemaskinen ikke graver dypere enn ca. 20 cm over underkant av fundament. De siste 20 cm kan antagelig tas med en lett shovel eller annet lettere utstyr som ikke rører om massene under fundamentet. Det anses videre for å være en fordel om oppbyggingen av fundamentet følger relativt raskt etter utgravningen. Dette for å hindre eventuell uttørring og oppsprekking i de underliggende masser. Drensledningene for baneområdet må legges ned i lave grøfter, og disse grøfter bør helst utgraves for hånd.

KONTROLL I ANLEGGSTIDEN:

Alle de geotekniske forhold som er berørt foran, er av meget stor viktighet for å oppnå et godt resultat for det ferdige anlegg. Vi vil derfor anse det for sterkt ønskelig å ha en geoteknisk kontrollør tilstede i hele anleggstiden.

De viktigste oppgavene for kontrolløren vil bli å påse at gravearbeidet blir utført på en helt ut forsvarlig måte og i overensstemmelse med de retningslinjer som er gitt i denne rapport. Videre skal han kontrollere at fundamentet blir bygget opp og komprimert overensstemmende med retningslinjer som vil bli gitt fra dette kontor i en senere rapport. Kontrolløren skal også utføre nødvendig kontroll i forbindelse med eventuelle pelearbeider for anlegget.

KONKLUSJON:

De utførte grunnundersøkelser for kunstfrosne baner på Valle-Hovin har vist at dybdene til fjell varierer stort sett fra ca. 10 m til ca. 27 m. De naturlige løsavsetningene består øverst av en tørrskorpelleire av 4 - 6 m tykkelse. Under tørrskorpelaget er det en leire med til dels liten skjærfasthet. På begge sidene av banen er det områder med fyllmasser.

På grunnlag av de utførte grunnundersøkelser er det utført relativt omfattende stabilitetsanalyser av utgravningen for banen. Resultatet av disse stabilitetsanalyser viser at det planlagte banenivå på kote 88,7 vil medføre store vanskeligheter med stabiliteten. Dette gjelder også for utgravning av de fremtidige hallanlegg. Dertil kommer vanskeligheter i anleggstiden ved å bygge opp fundamentet på en meget bløt leire. Disse vanskelighetene vil bli vesentlig redusert ved å heve banenivået 1,3 m d.v.s. til kote 90,0.

Selv om man hever banenivået til kote 90 vil allikevel hele banen bli liggende lavere enn nåværende terreng. Setninger i den underliggende leire skulle det således ikke være grunn til å tro vil oppstå. For å være helt på den sikre side at det ikke pågår små setninger i undergrunnen for tiden, vil vi imidlertid sette ned en såkalt presisjonssetningsmåler i området hvorved vi i løpet av et par måneder skulle kunne se helt sikkert om området er setningsmessig stabilt.

For å sikre området mot eventuell fremtidig dyp drenasje må et parti i ca. 100 m avstand rundt hele baneområdet "fredes" for dyp drenasje. Særlig anlegg i fjell vil kunne være meget farlige for drenering av baneanlegget.

Permanente poretrykksmålere vil bli nedsatt for å påse at det i framtiden ikke skjer forandring i poretrykket.

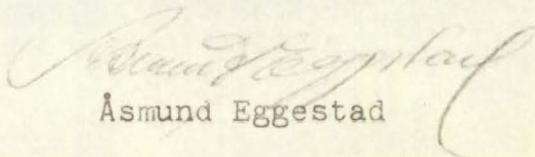
Da de geotekniske forhold vil være av meget stor betydning for et heldig resultat, vil vi foreslå at det daglig er en kontrollør fra dette kontor tilstede på byggeplassen.

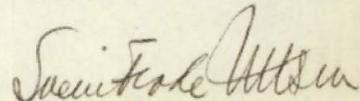
Utgravning og fundamenteringsspørsmål i forbindelse med fryseanlegget og garderobeanlegget må diskuteres mere i detalj når det foreligger nærmere planer for disse anlegg.

Banefundamentets tykkelse er i denne rapport forutsatt 1,5 m. Dette krever at man legger inn varmekabler i underkant av fundamentet for å hindre frosten i å trenge ned i leiren. Selve oppbyggingen av fundamentet vil bli behandlet i en senere rapport fra dette kontor. Det samme gjelder undersøkelsene for hallanlegget.

Oslo, den 16. januar 1964.

Geoteknisk konsulent


Åsmund Eggestad


S. F. Nilsen

Beskrivelse av prøvetaking og måling av skjærfasthet og porevannstrykk i marken.

PRØVETAKING:

A. 54 mm stempelprøvetaker Med dette utstyr kan man ta opp uforstyrrede prøver av finkornige jordarter. Prøven tas ved at en tynnvegget stålsylinder med lengde 80 cm og diameter 54 mm presses ned i grunnen. Sylinderen med prøven blir forseglet med voks i begge ender og sendt til laboratoriet.

B. Skovelbor Dette utstyr kan anvendes i kohesjonsjordarter og i friksjonsjordarter når disse ligger over grunnvannsnivået. Det tas prøver (omrørt masse) for hver halve meter eller av hvert lag dersom lagtykkelsen er mindre.

C. Kannebor Prøvetakeren består av en ytre sylinder med en langsgående skjærformet spalteåpning, løst opplagret med en dreiefrihet på 90° på en indre fast sylinder med langsgående spalteåpning. Prøvetakeren fylles ved at skjæret ved dreining skraper massen inn i den indre sylinder. Utstyret kan anvendes ved friksjons- og kohesjonsjordarter.

VINGEBORING:

Skjærfastheten bestemmes i marken ved hjelp av vingebor. Et vingekors som er presset ned i grunnen dreies rundt med en bestemt jamm hastighet inntil en oppnår brudd. Maksimalt torsjonsmoment under dreiningen gir grunnlag for beregning av skjærfastheten. Grunnens skjærfasthet bestemmes først i uforstyrret og etter brudd i omrørt tilstand. Målingene utføres i forskjellige dybder. Ved vurdering av vingeborresultatene må en være oppmerksom på at målingene kan gi gale verdier dersom det finnes sand, grus eller stein i grunnen. Skjærfasthetsverdien kan bli for stor dersom det ligger en stein ved vingen, og den målte verdi kan bli for lav dersom det presses ned en stein foran vingen, slik at leira omrøres før målingen.

PIEZOMETERINSTALLASJONER:

Til måling av poretrykket i marken anvendes et utstyr som nederst består av et porøst \varnothing 32 mm bronsefilter. Dette forlenges oppover ved påskrudde rør. Fra filteret føres plastslange opp gjennom rørene. Filteret med forlengelsesrør presses eller rammes ned i grunnen. Systemet fylles med vann og man måler vanntrykket ved filteret ved å observere vannstanden i plastslangen. Poretrykksmålninger må som regel foregå over lengre tid for å få registrert variasjoner med årstid og nedbørsforhold.

Beskrivelse av vanlige laboratorieundersøkelser:

I laboratoriet blir prøvene først beskrevet på grunnlag av besiktigelse. For sylinderprøvenes vedkommende blir det skåret av et tynt lag i prøvens lengderetning. Derved blir eventuell lagdeling synlig.

Dernest blir følgende bestemmelser utført:

Romvekt 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 konsistensgrenser er meget viktige ved en bedømmelse av jordartenes egenskaper. Et naturlig vanninnhold over flytegrensen viser f.eks. at materialet blir flytende ved omrøring. Konsistensgrensene blir vanligvis bestemt på annenhver prøve.

Skjærfastheten s (t/m^2) er bestemt ved enaksede trykkforsøk. Prøven med tverrsnitt 3.6×3.6 cm og høyde 10 cm skjæres ut i senter av opptatt prøve, \varnothing 54 mm. Det er gjennomgående utført to trykkforsøk for hver prøve. Det tas hensyn til prøvens tverrsnittssøking under forsøket. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Videre er '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.

Sensitiviteten $S_t = \frac{s}{s'}$, er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand. I laboratoriet er sensitiviteten bestemt på grunnlag av konusforsøk. Sensitiviteten bestemmes også ut fra vingeborresultatene. Ved små omrørte fastheter vil imidlertid selv en liten friksjon i vingeboret kunne influere sterkt på det registrerte torsjonsmoment, slik at sensitiviteten bestemt ved vingebor blir for liten.

Beskrivelse av spesielle laboratorieundersøkelser:

ØDOMETERFORSØK:

For å finne en leires sammentrykkbarhet utføres ødometerforsøk. Prinsippet ved ødometerforsøkene er at en skive av leiren med diameter 5 cm og høyde 2 cm belastes vertikalt.

Prøven er innesluttet av en sylinder og ligger mellom 2 porøse filtersteiner. Lasten påføres trinnvis, og sammentrykkingen av prøven observeres som funksjon av tiden for hvert lasttrinn.

Sammentrykkingen av prøven uttrykkes ved forandringen av leirens poreteknologi, når trykket p økes. Resultatet fremstilles i et $e - \log p$ diagram.

Forsøkene danner grunnlag for beregning av størrelsen og tidsforløpet av konsolideringssetningene i marken. Tidsforløpet er i vesentlig grad avhengig av dreneringsforholdene og beregningen av dette er derfor relativt usikker.

PROCTOR STANDARDFORSØK:

Proctorapparatet består av en prøvesylinder og et fall-lodd. Sylindere hvori prøven stemples, har en diameter på 10 cm og en høyde på 18 cm. Den er delt i to deler, slik at man etter at prøven er ferdig stampet kan løsgjøre den øverste sylinder og skjære av jordprøven, hvorved man i den nederste sylinder får en prøve med høyde 10 cm til bestemmelse av tørr-romvekten. Prøvesylindere står på et dreibart underlag. Fall-loddets diameter er halvt så stor som sylindere, og ved å dreie denne en viss vinkel mellom hvert slag, kan prøven få en jevn kompromering.

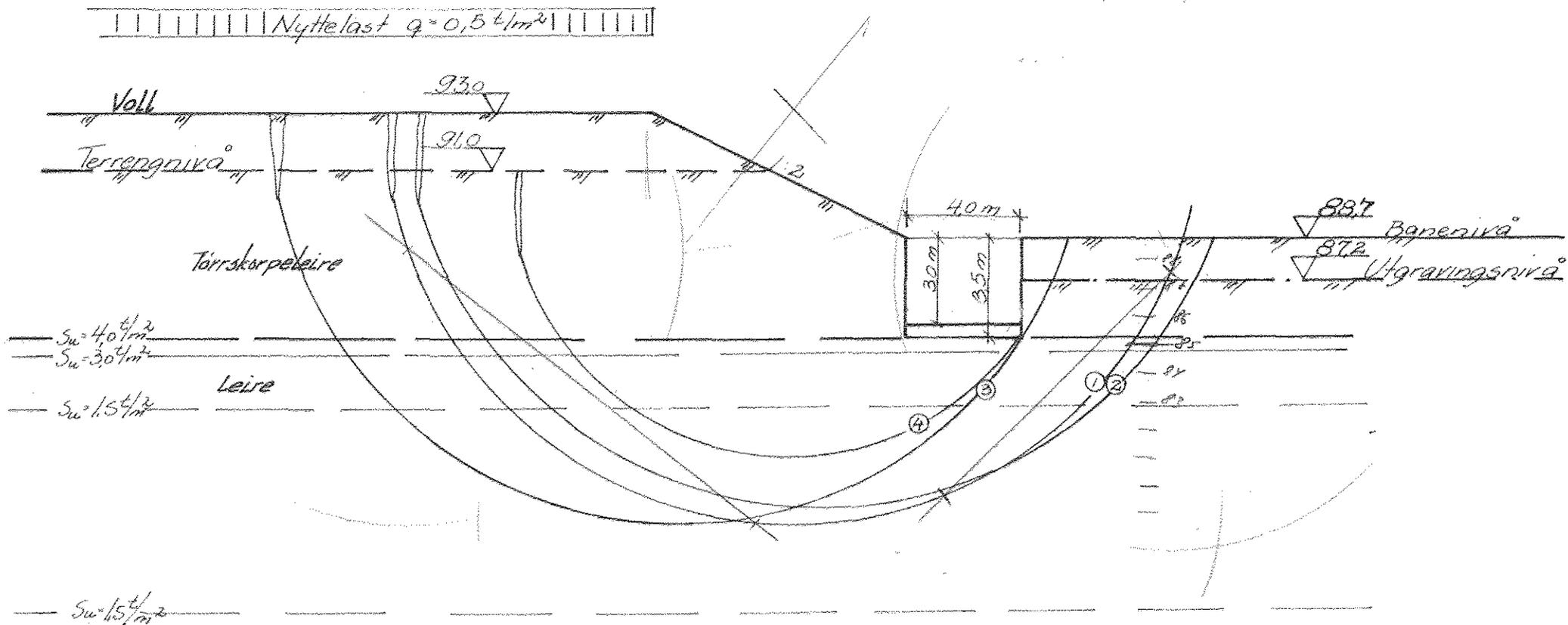
Fall-loddet har en vekt på 2,5 kg. og ved standardforsøk lar man det falle fritt 30 cm.

Prøvematerialet må være frasiktet komponenter større enn 16 mm.

KORNFORDELINGSANALYSER:

Korngraderingen av grovkornige masser ($d > 0,06$ mm) som sand og grus blir bestemt ved sikting. Det benyttes en vanlig siktesats med maskeåpninger 8.0 - 4.0 - 2.0 - 1.0 - 0.5 - 0.25 - 0.12 og 0.06 mm.

For finkornige jordarter ($d < 0.06$ mm) som silt og leire benyttes hydrometeranalyse. En viss mengde tørt materiale oppslemmes i en bestemt mengde vann. Ved hjelp av et hydrometer bestemmes synkehastigheten av de forskjellige kornfraksjoner og på grunnlag av Stoke' s lov kan kornstørrelsen tilnærmet beregnes.



Beregnete sikkerhetsfaktorer

Glideflate nr.		1	2	3	Kanal
Byggetilstanden	Kanaldybde 3.5 m	1.27	1.60		1.22
	Kanaldybde 3.0 m	1.30			1.30
Permanent anlegg	Kanaldybde 3.5 m	1.14	1.16	1.27	
	Kanaldybde 3.0 m	1.16	1.18		

Valle Hovin
 Banenivå 88.7
 Søndre baneparti
 Stabilitetsberegning
 OSLO KOMMUNE
 Geoteknik Laboratoriet

Målestokk
 1:200

R. 545
 Bilag 32

Jan 64

OSLO KOMMUNE
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR
VINGEBORING
 Sted: Volle Hovin

Hull: III Bilag: e
 Niva: 89.93 Oppdr.: R-545
 Ving: 65x130 Date: 15-10-63

Merknad

Dybde

Sensi-
 tivitet

Skjærfasthet t/m^2
 1 2 3 4 5 6 7 8 9

Skovlet

enkelt steiner

ant. fjell

35

30

25

20

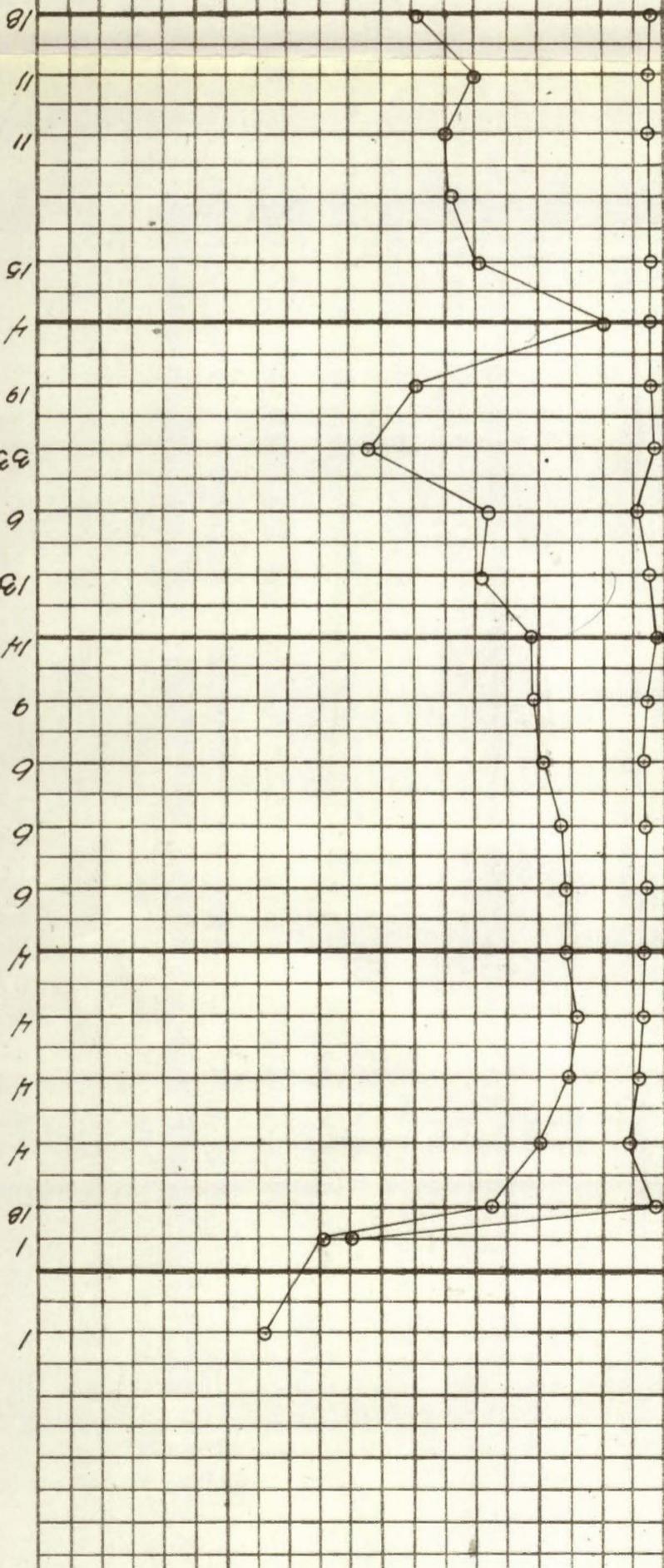
15

10

5

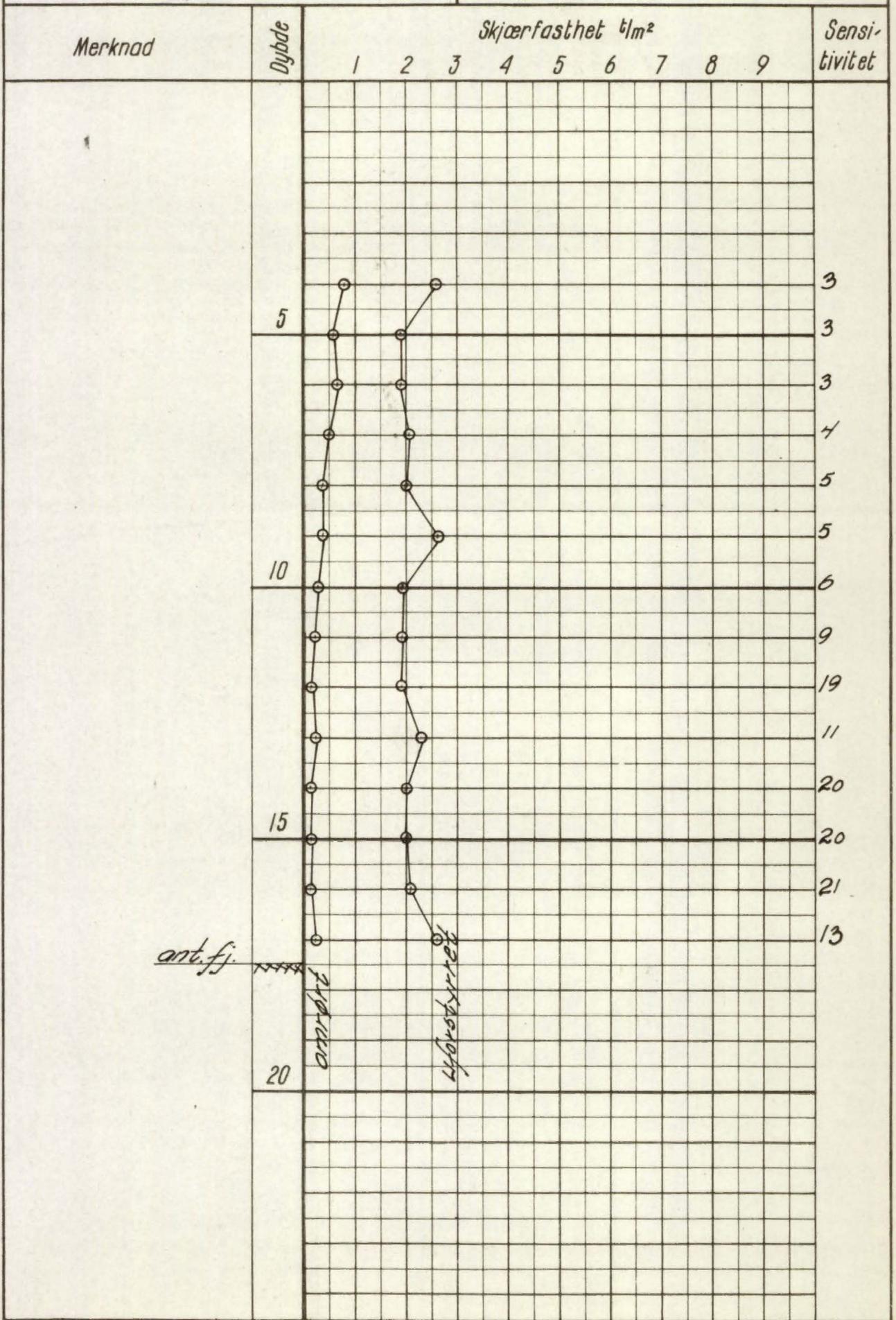
omrind

hydrostat



OSLO KOMMUNE
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR
VINGEBORING
 Sted: Valle Hovin

Hull: 117 Bilag: 13
 Nivå: 90,65 Oppdr.: R-545
 Ving: 65 x 130 Dato: 14/11-63



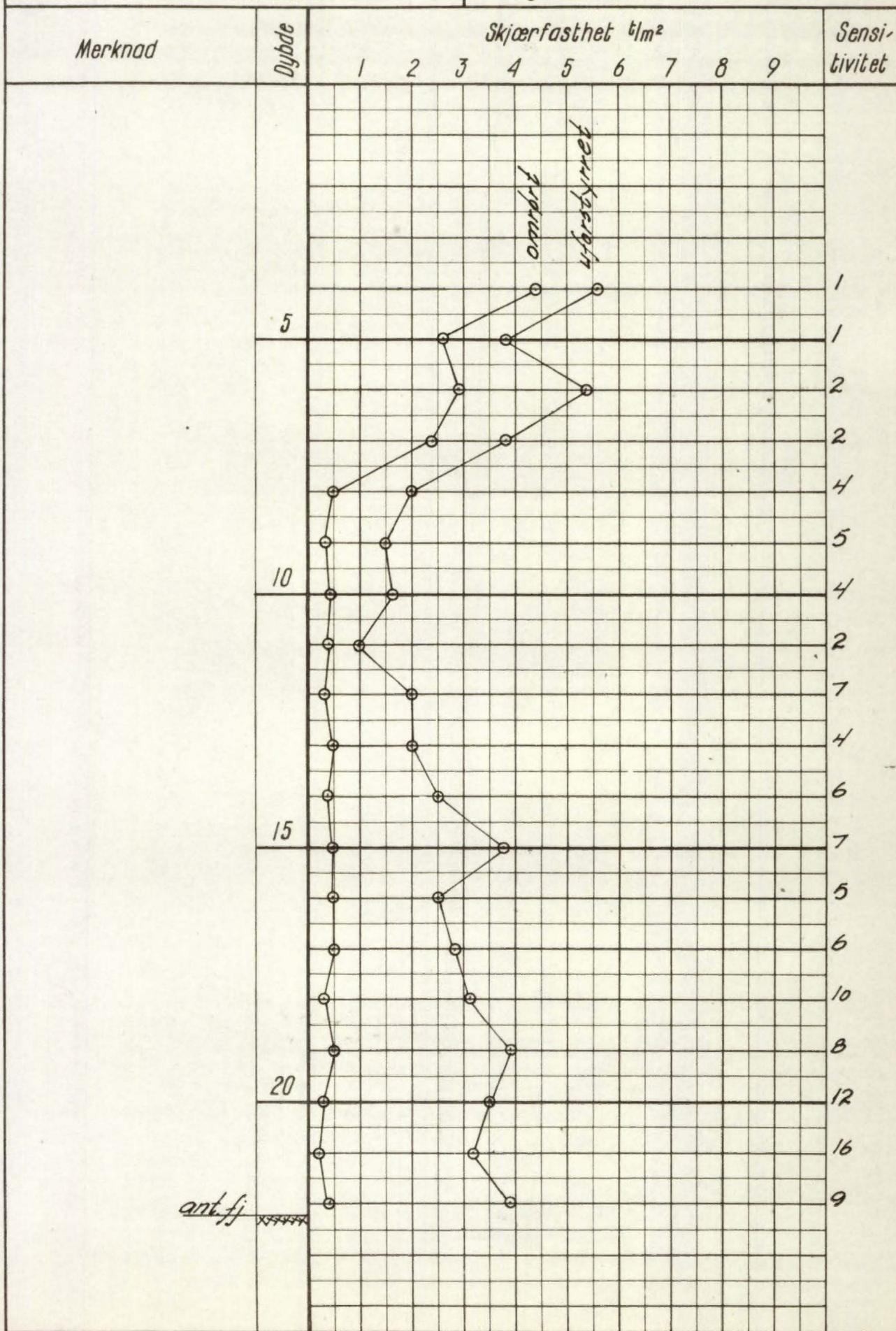
OSLO KOMMUNE
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR
 VINGEBORING

Sted: Valle Hovin.

Hull: 119 Bilag: 14

Nivå: 93,13 Oppdr.: R-545

Ving: 65x130 Dato: 13/11-63



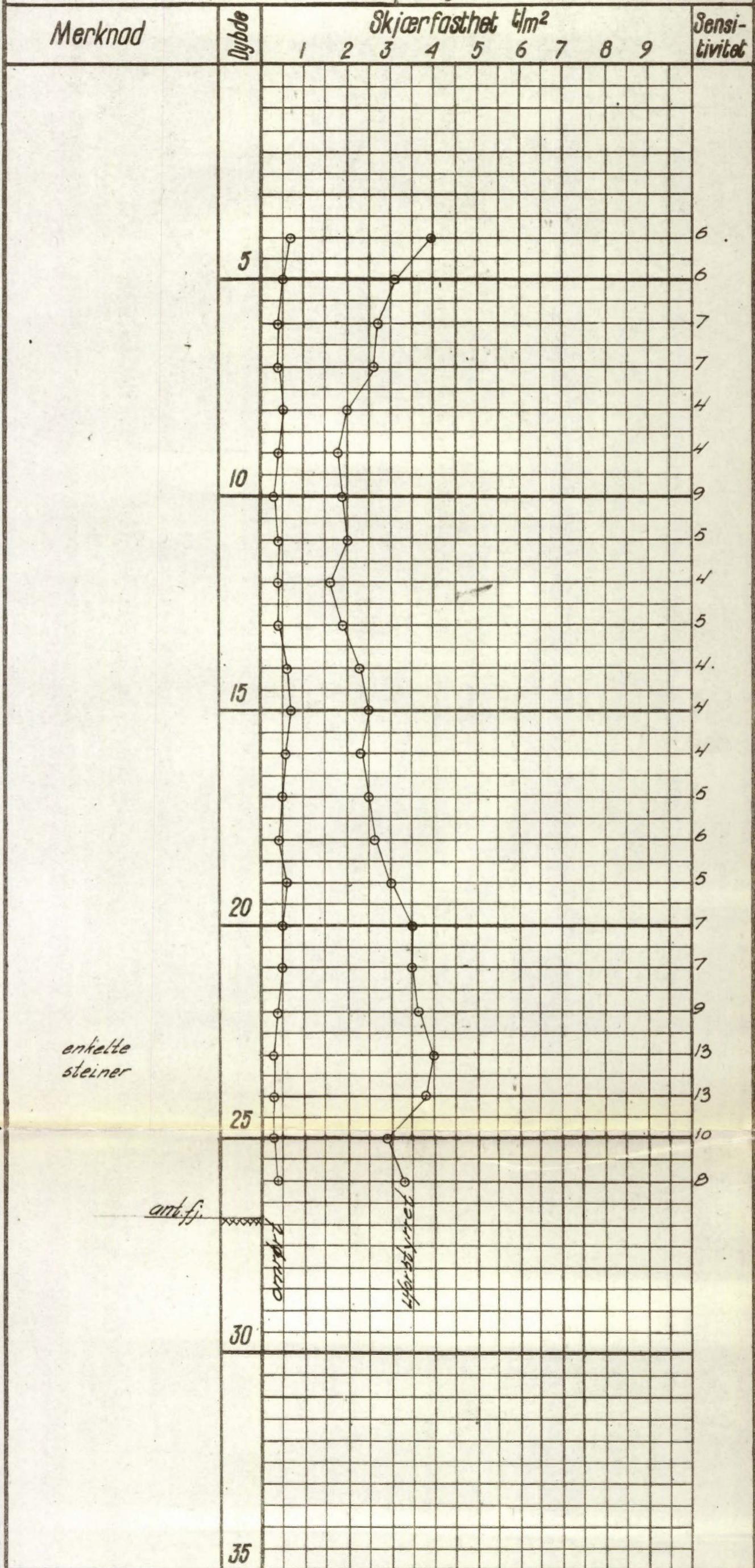
OSLO KOMMUNE
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR
VINGEBORING

Sted: Valle Hovin

Hull: 121 Bilag: 15

Nivå: 92.98 Oppdr.: R-545

Ving: 65x130 Dato: 9/11-63



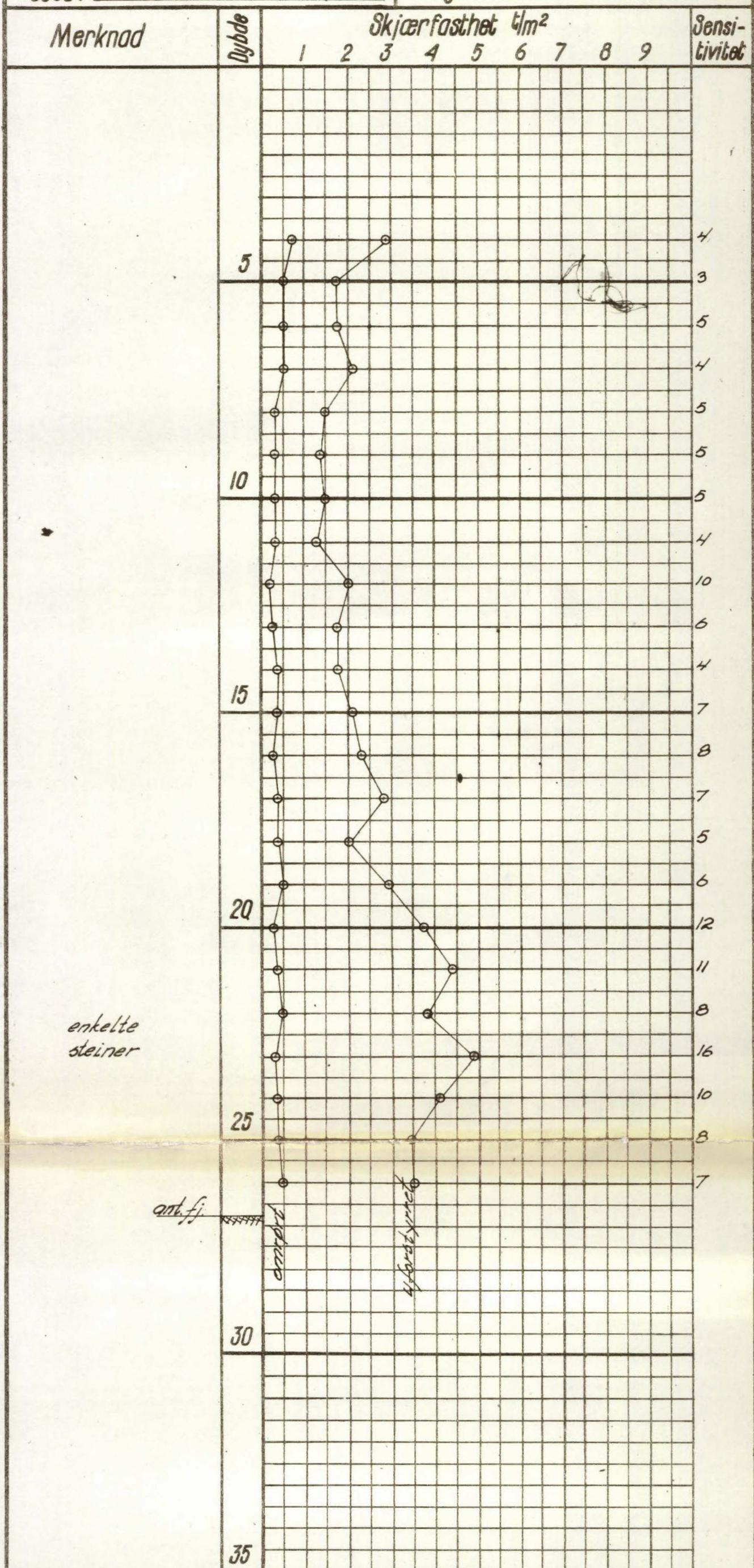
OSLO KOMMUNE
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR
VINGEBORING

Sted: Valle Hovin

Hull: 122 Bilag: 16

Nivå: 92.74 Oppdr.: R-545

Ving: 65x130 Dato: 1/11-63



BORPROFIL

Sted: Valle Hovin

Hull: 116 Bilag: 21
Nivå: 90.34 Oppdr.: R-545
Pr. ϕ : 54 mm Dato: 10-10-63

TEGNFORKLARING:

w = vanninnhold

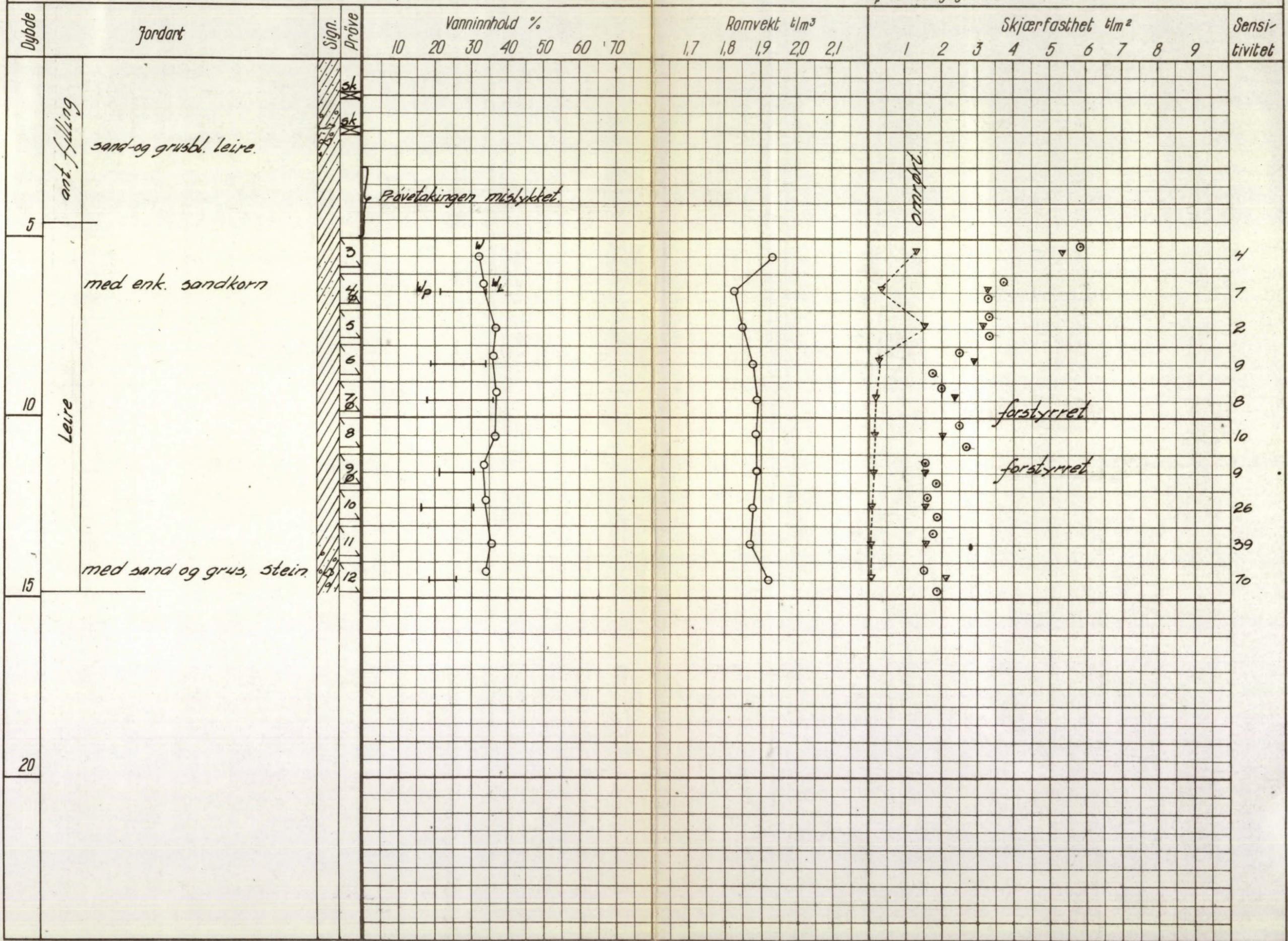
+ vingebor

w_L = flytegrense

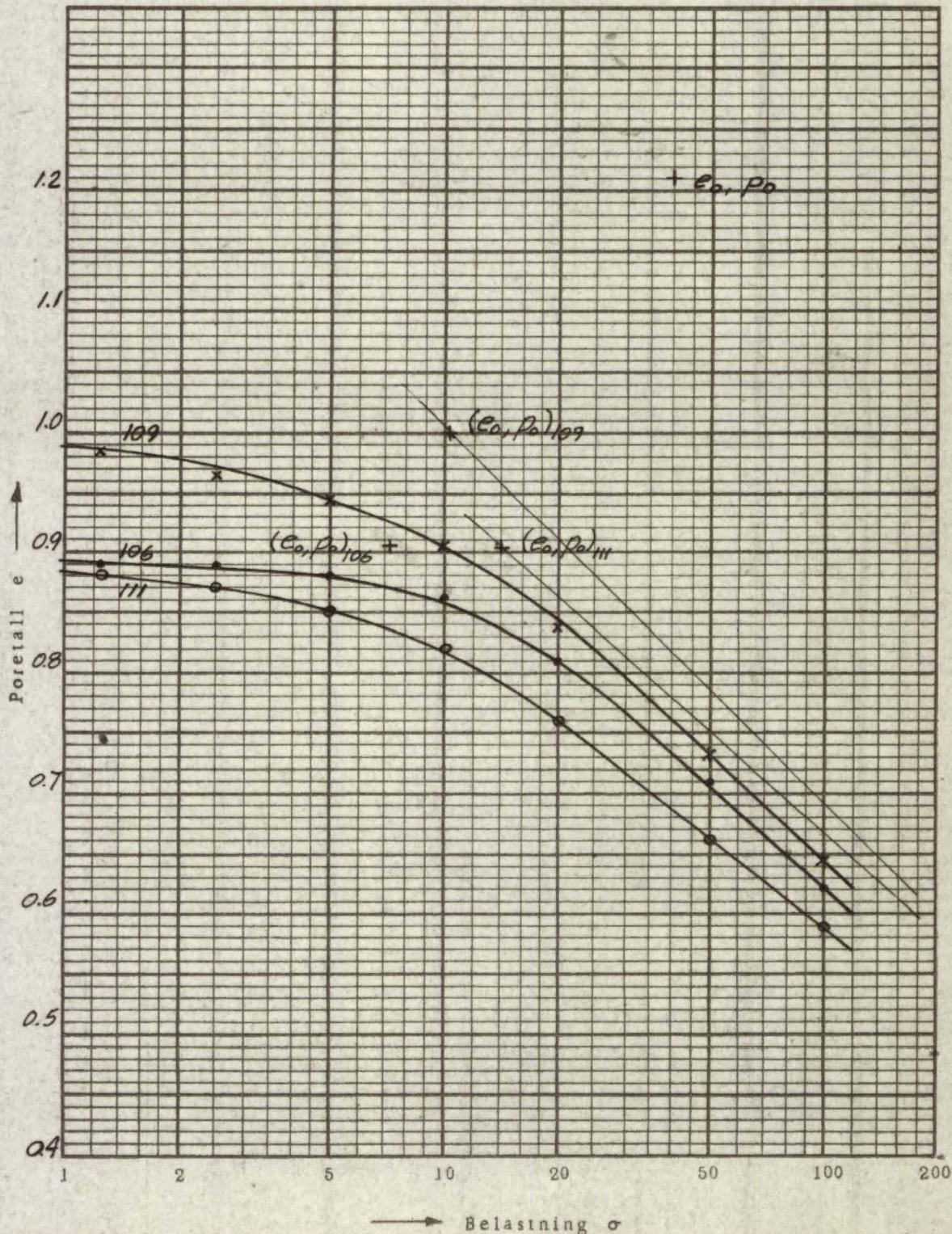
○ enkelt trykkforsök

w_p = utrullingsgrense

▽ konusforsök

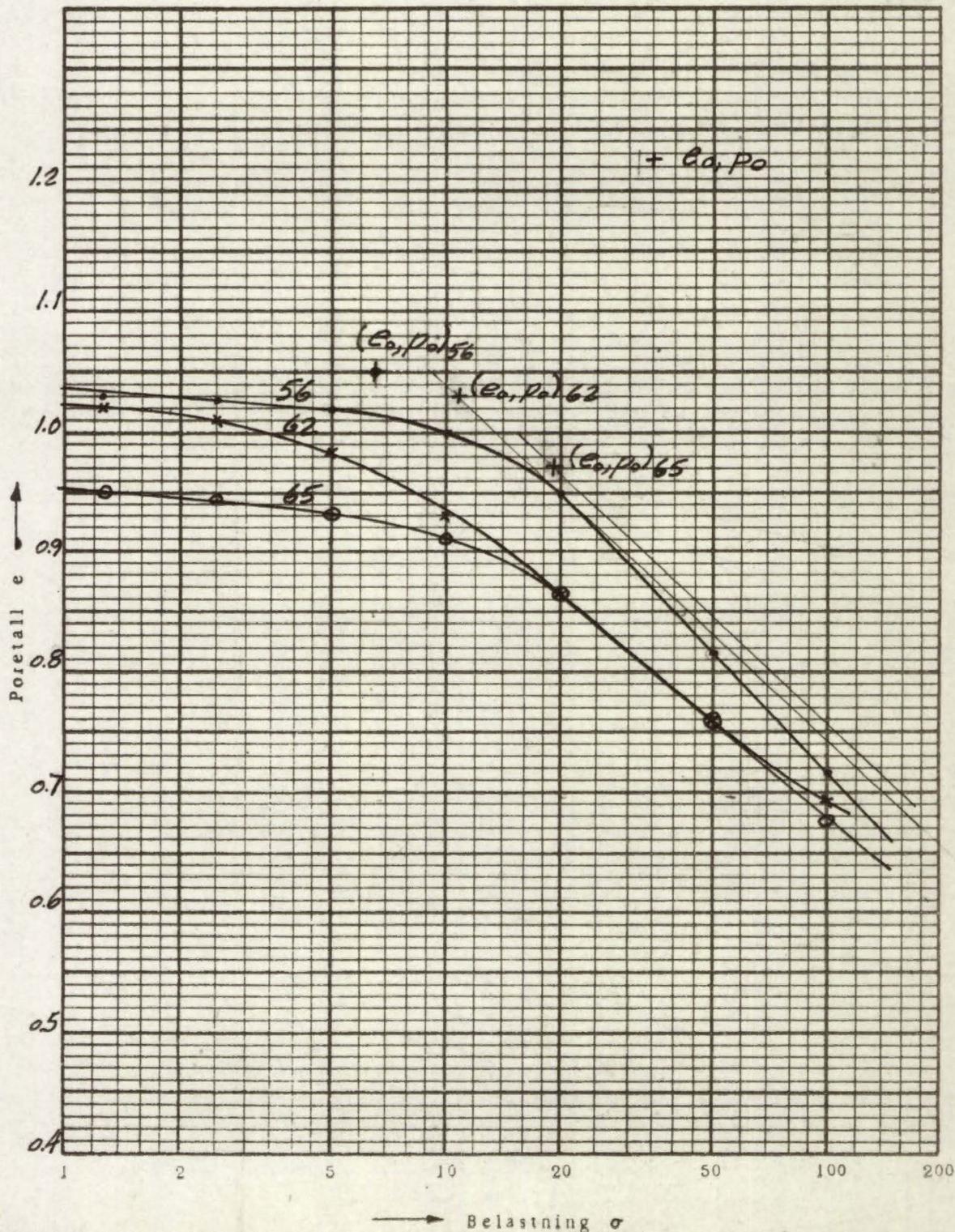


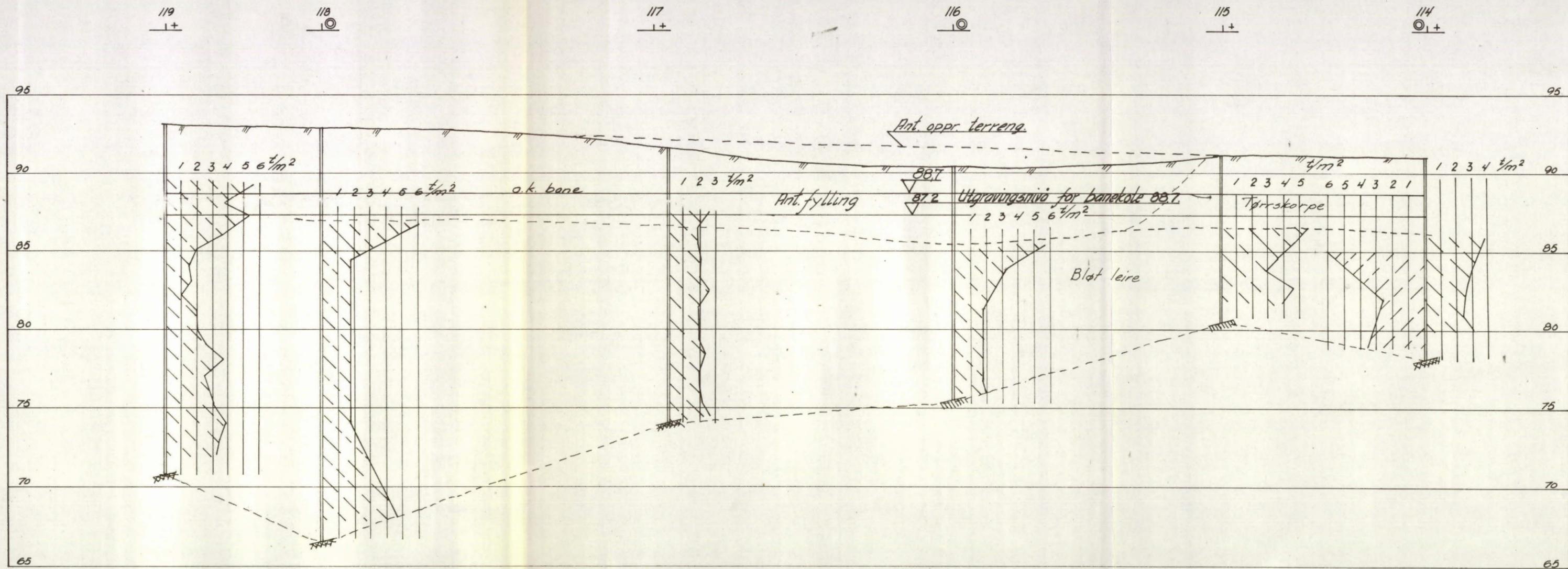
Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde <i>m</i>	Effektivt overlagrings-trykk t/m^2	For-belastning t/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	c_v Konsolide-ringskoeff. $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisitets-modul t/m^2
<i>545-106</i>		<i>6.45</i>	<i>7.4</i>	<i>~ 16</i>	—	—	—	—
<i>545-109</i>		<i>9.30</i>	<i>10.3</i>	<i>~ 12</i>	<i>0,285</i>	<i>86</i>	<i>51,2</i>	—
<i>545-111</i>		<i>11.55</i>	<i>14.0</i>	<i>~ 14</i>	<i>0,242</i>	<i>77</i>	<i>1,54</i>	—



Anmerkninger

Lab. nr.	Prøve nr.	Dybde <i>m</i>	Effektivt overlagrings-trykk t/m^2	For-belastning t/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	c_v Konsolide-ringskoeff. $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisitets-modul t/m^2
<i>545-56</i>		<i>5,4</i>	<i>6,5</i>	<i>ca. 17,0</i>	—	—	—	—
<i>545-62</i>		<i>9,4</i>	<i>10,3</i>	<i>10,0</i>	<i>0,265</i>	<i>78,0</i>	<i>1,3</i>	—
<i>545-65</i>		<i>18,3</i>	<i>18,3</i>	<i>18,0</i>	<i>0,265</i>	<i>67,7</i>	<i>1,3</i>	—



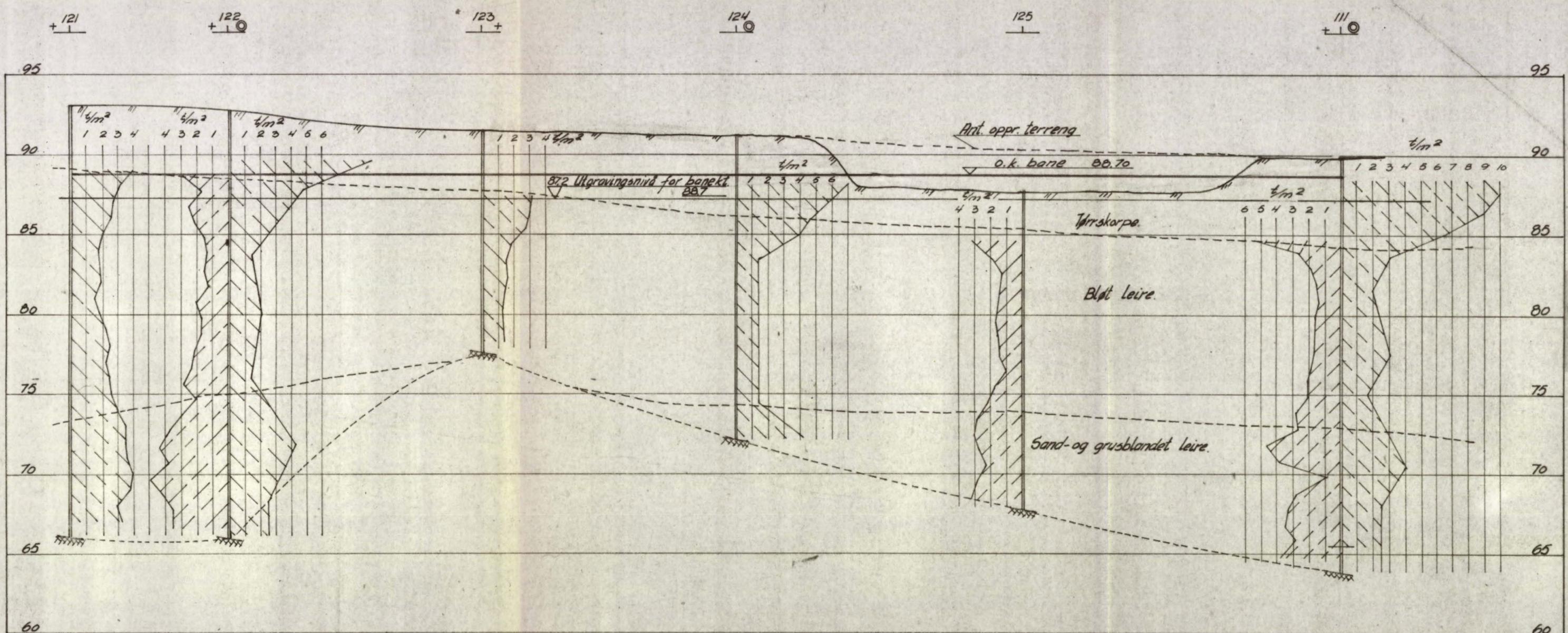


Tegnforklaring

- ⊙ Angir prøvetaking vingebaring
- + Ant. fjell.
- Hardt lag

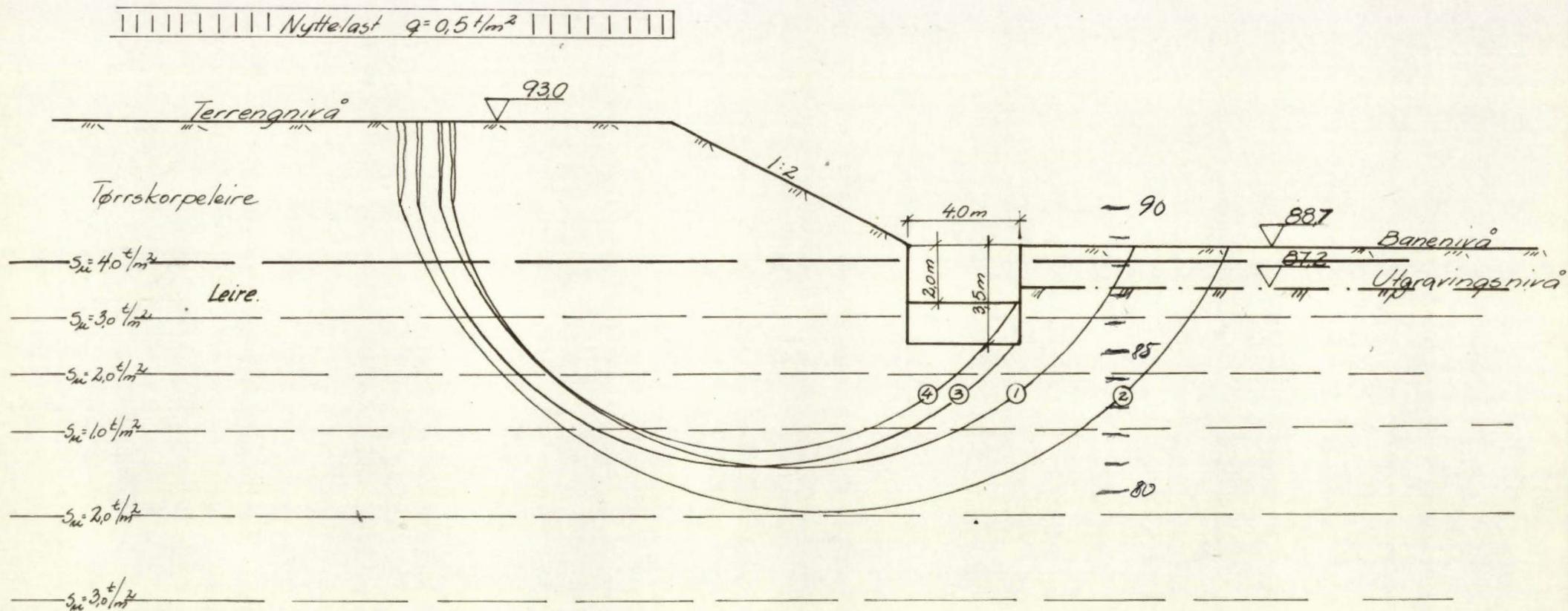
<u>Valle Hovin.</u>		Målestokk H.L. 1:500 V.L. 1:200
<u>Profil A.</u>		R- 545 Bilag 28
OSLO KOMMUNE Geoteknisk konsulent		Jan. 64

Kart ref. NOFG1



Tegnforklaring
 ⊙ Angir prøvetaking
 + vingebooring
 ▨ Ant. fjell

Valle-Hovin Profil B		Målestokk	Tegn. 9-12-63 Hd
		H.L. 1:500	Trac.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT		V.L. 1:200	
		R-545-62 - bilag 29	
			NOFG1



Beregnete stabilitetsfaktorer

Glideflate nr.		Kanal			
		1	2	3	4
Byggetilstand	Kanaldybde 3,5 m	0,98	1,00	0,79	
	Kanaldybde 2,0 m	1,05	1,05		0,93
Permanent anlegg	Kanaldybde 3,5 m	1,25	1,28		
	Kanaldybde 2,0 m	1,35			

Valle Hovin
 Banenivå 88,7
 Nordre baneparti
 Stabilitetsberegninger

OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk konsulent

Målestokk

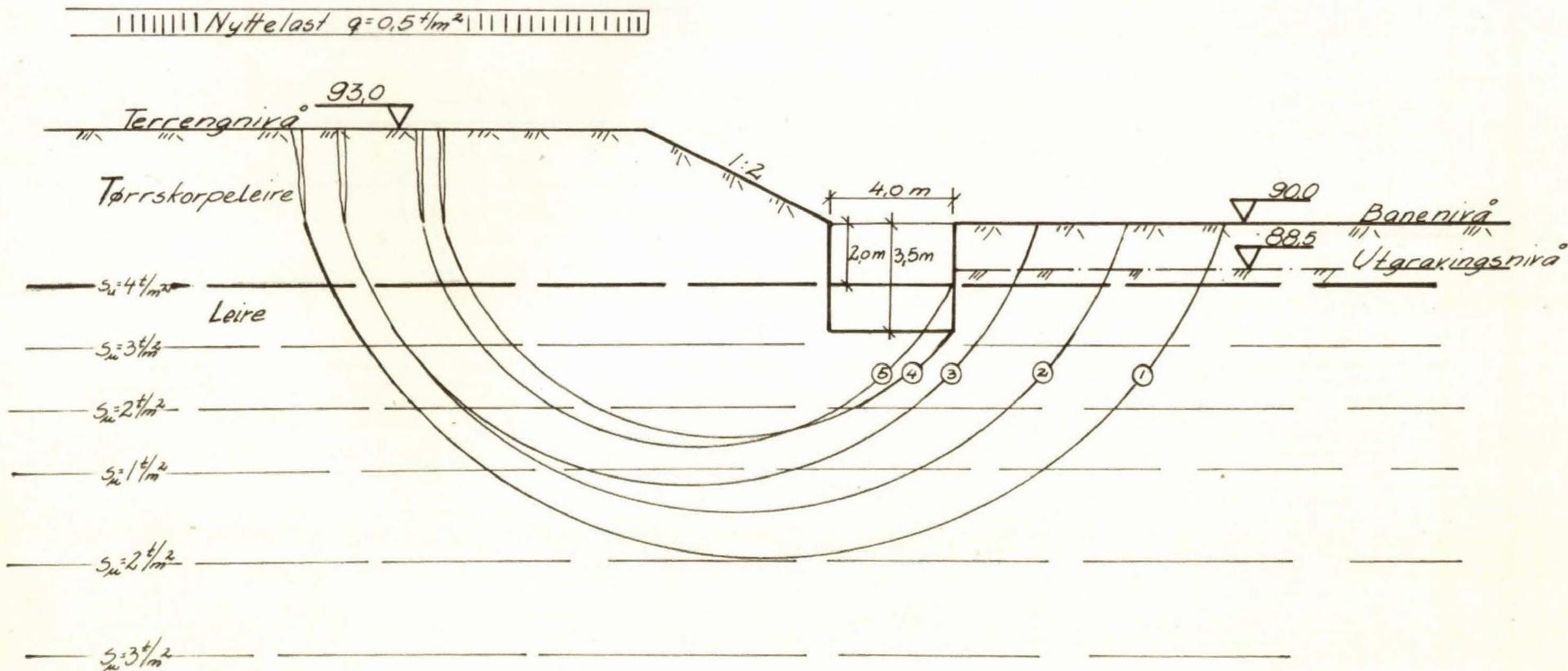
1:200

R- 545

Bilag 30

Data Jan 64

Kart ref.



Beregnete stabilitetsfaktorer

Glideflate nr.		Kanal				
		1	2	3	4	5
Byggetilstand	Kanaldybde 3,5m	1,31	1,25	1,25	1,00	
	Kanaldybde 2,0m		1,35	1,41		1,34
Permanent anlegg	Kanaldybde 3,5m		1,54	1,52		
	Kanaldybde 2,0m		1,73	1,77		

Valle Hovin

Banenivå 90,0
 Nordre baneparti
 Stabilitetsberegning

OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk konsulent

Målestokk

1:200

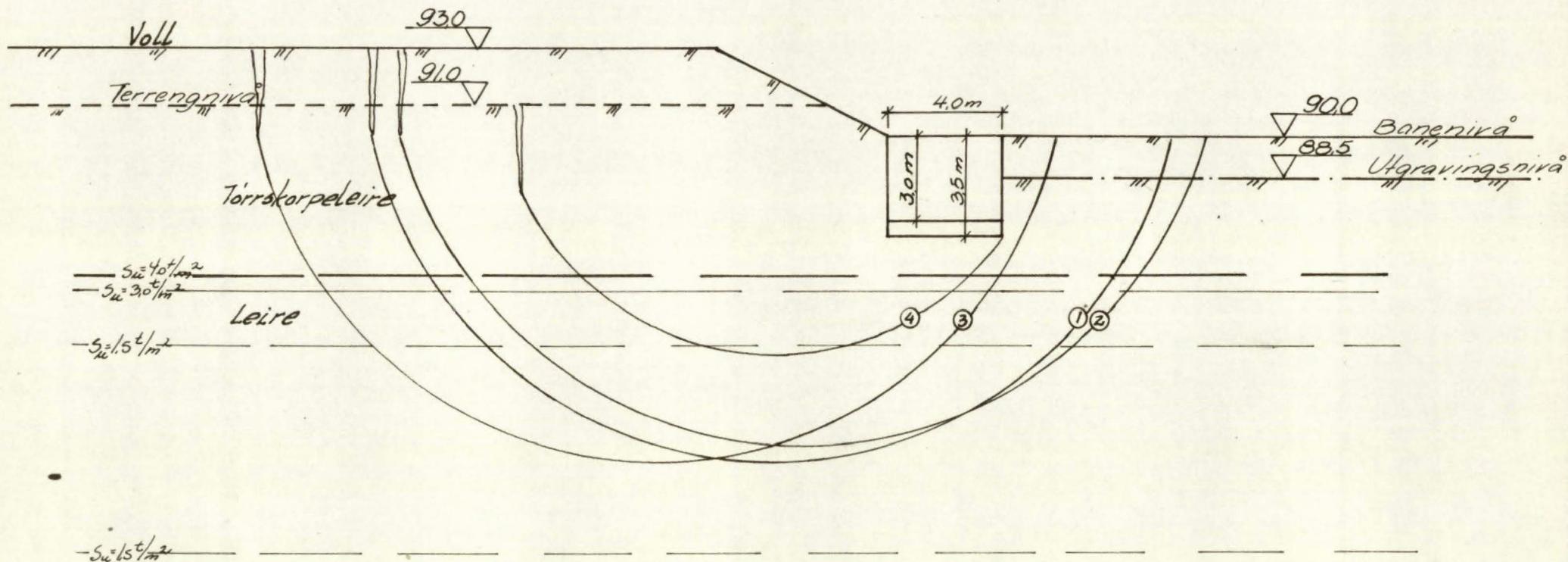
R- 545

Bilag 31

D. 10 Jan. 64

ref.

||| Nyttelast $q = 0.5 \text{ t/m}^2$ |||



Beregnete sikkerhetsfaktorer

Videflate nr.		1	2	3	Kanal
Byggetilstander	Kanaldybde 3,5 m	1,80	2,00		1,52
	Kanaldybde 3,0 m	1,85			1,60
Permanent anlegg	Kanaldybde 3,5 m	1,38	1,54	1,47	
	Kanaldybde 3,0 m	1,43			

Valle Hovin

Banenivå 90.0

Søndre baneparti
Stabilitetsberegning

OSLO KOMMUNE

Geoteknisk konsulent

Målestokk

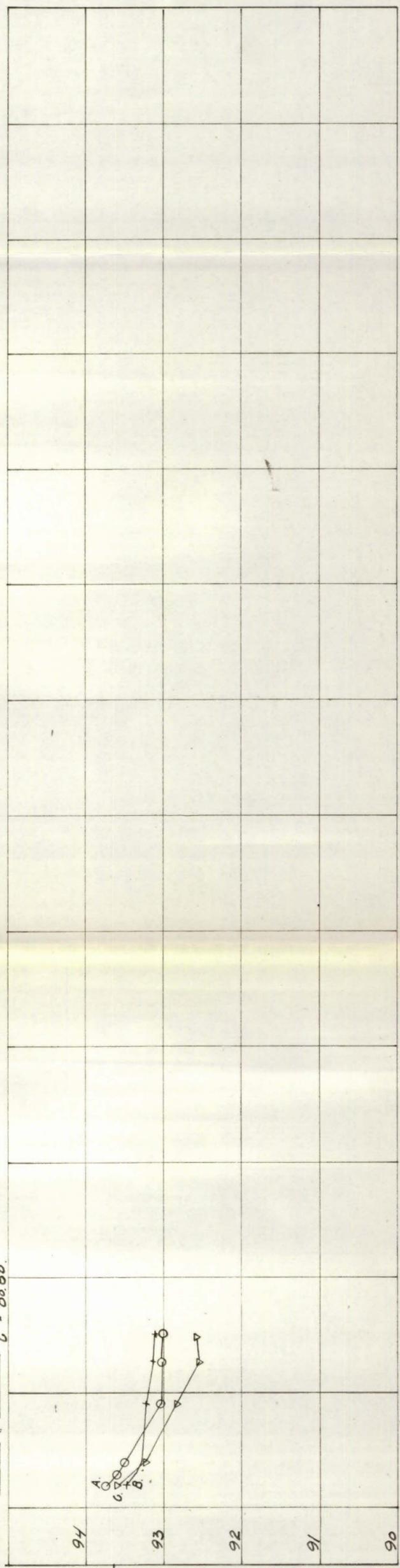
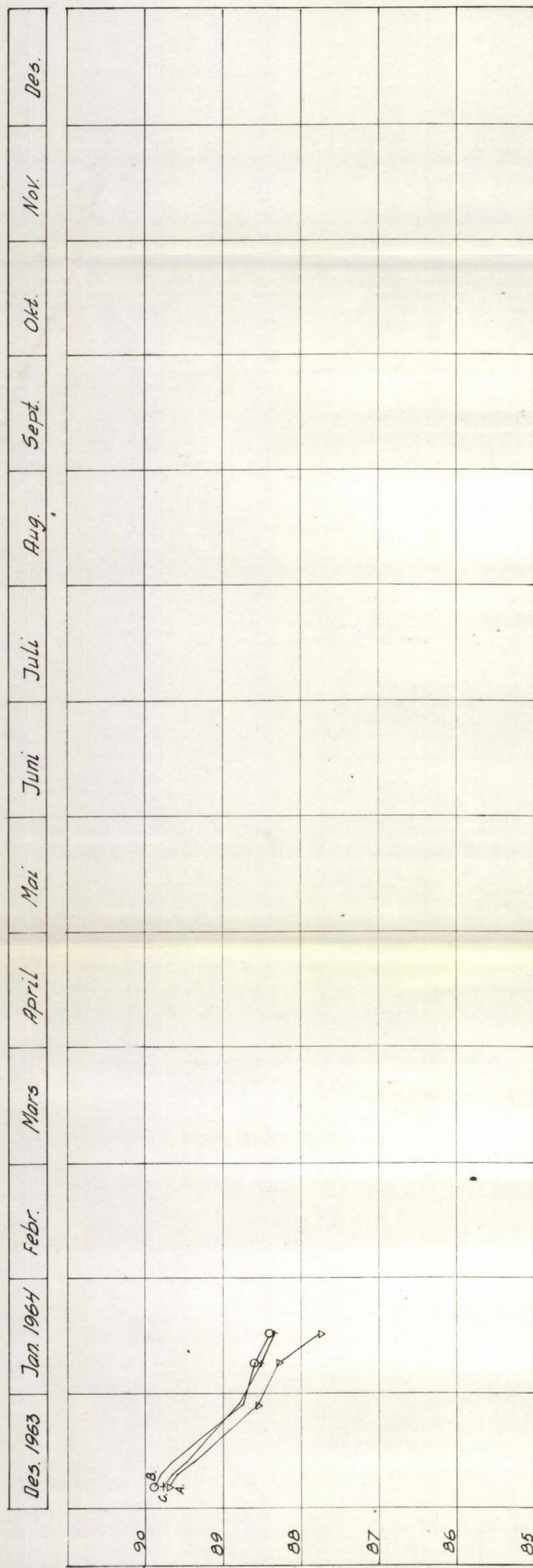
1:200

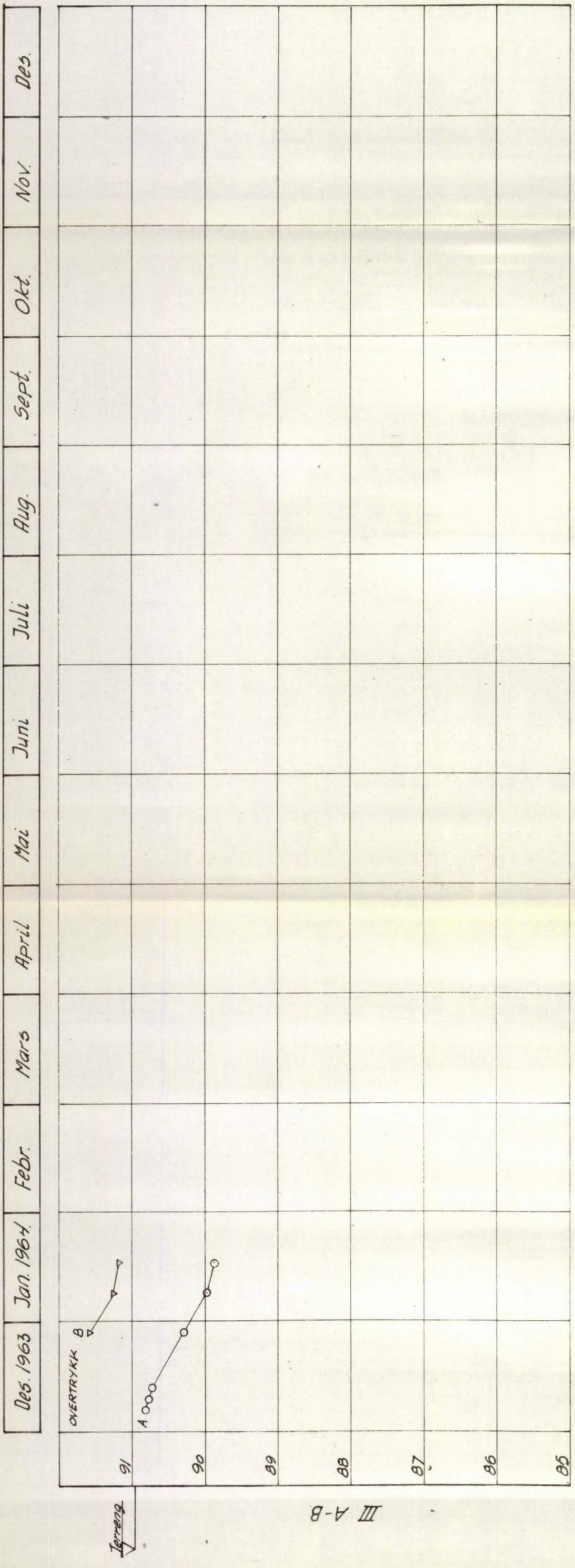
R. 545

Bilag 33

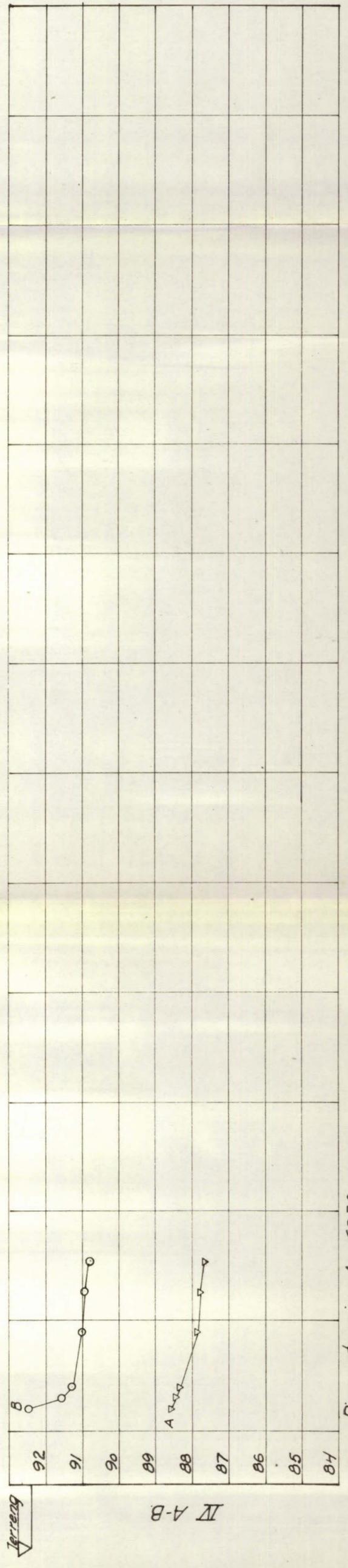
Date Jan. 64

Kart ref.

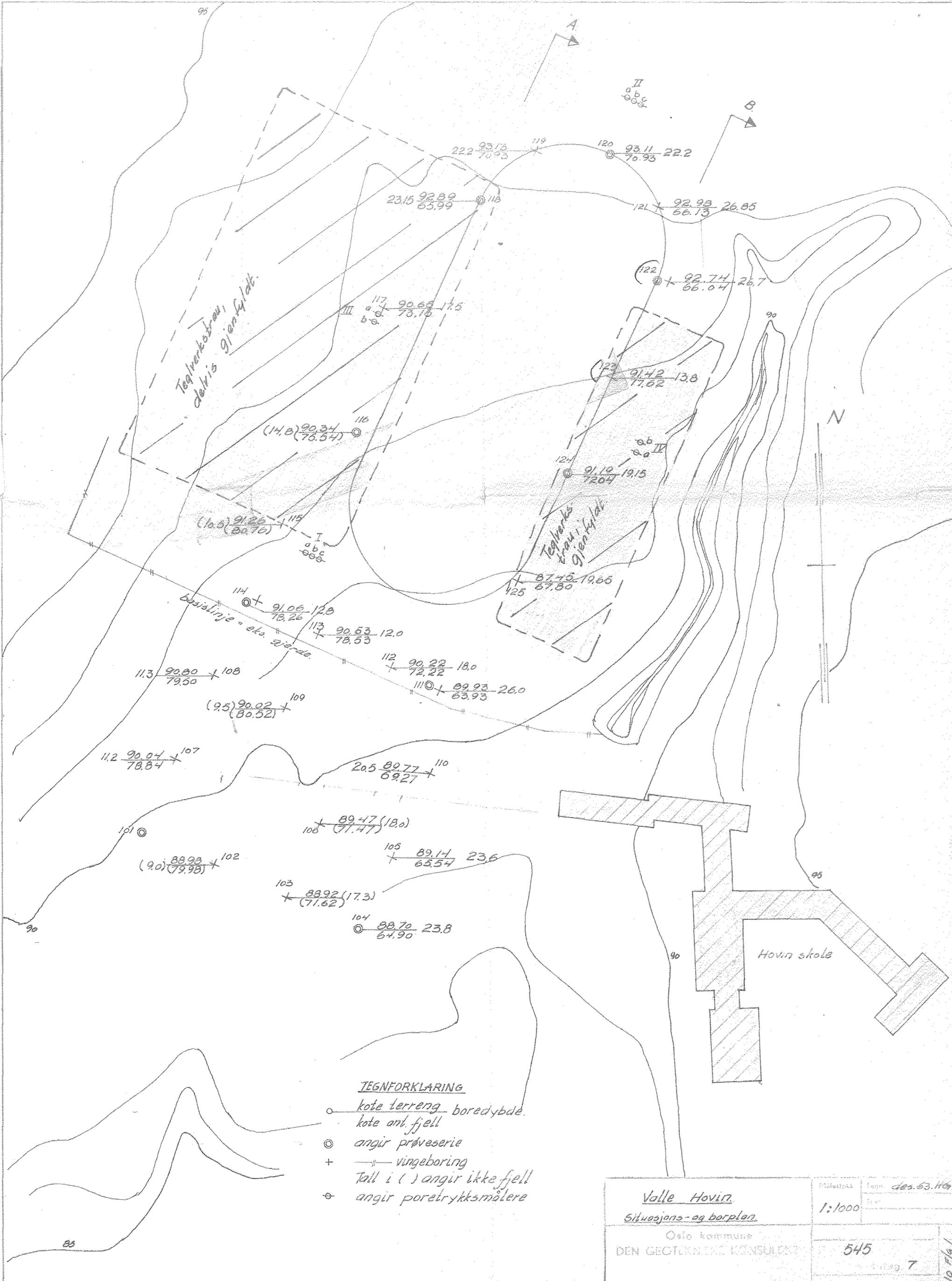




Piezometerspiss A - 66.37.
 B - 78.69.



Piezometerspiss A - 68.38.
 B - 80.42.



TEGNFORKLARING

- kote terreng boreddybde
- kote ant. fjell
- ⊙ angir prøveserie
- + — vingebooring
- Tall i () angir ikke fjell
- ⊕ angir poretrykksmålere

<p>Valle Hovin. Situasjons- og berplan.</p>		Målestokk 1:1000	Tegnet des. 63. H6
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULDET		545	Teg. 7 No. 7/61