

NO. B1. III

OVERFØRT TIL KARTPLATE

DATO:

SIGN:

NO. B1

4 1 3 8

Nybygg i Stortingsgt. 10, Oslo.

Grunnundersøkelser og utredning om fundamenteringsforhold.

14/1.1959.

Rettet 20/1.1959.



NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS

JAN FRIIS

RÅDGIVENDE INGENIØRER

OSLO

X

Tilhører Undergrunnskartverket
Malke Hjørnes

ans
BS

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL

RÅDGIVENDE INGENIØRER

AVDELING FOR GRUNNUNDERSØKELSER, FUNDAMENTERING OG GEOTEKNIKK

SIVILINGENIØR JAN FRIIS, M.N.I.F., M.R.I.F.

ANSVARLIGE MEDARBEIDERE:

SIVILINGENIØR SV. SKAVEN-HAUG, M.N.I.F.

SIVILINGENIØR O. S. HOLM, M.N.I.F.

OSCARSGT. 46 B. OSLO

TELEFON *364690

TELEGR.ADR.: NOTEBY

BANK: REALBANKEN

POSTGIRO NR.: 16 016

Deres ref.:

Vår ref.: JF/KH.

OSLO, 14. januar 1959.

Rettet 20/1.1959.

Grunnundersøkelser og utredning om fundamenteringsforhold
for nybygg i Stortingsgt. 10, Oslo.

Tegning nr. 4138-1-2-3-4-5.

A. INNLEDNING.

Det skal føres opp et nybygg på 7 etasjer med en tilbaketrukket 8. etasje på tomt Stortingsgt. 10. På den bakre del av tomt skal det anlegges 2 kjellere uten bygning over bakken, mens høybygget nærmest gaten skal ha 1 kjeller. Nederste kjeller blir henholdsvis på kote minus 0.05 m og pluss 1.95 m.

Gjennom nybyggets rådgivende ingeniører i bygningsteknikk, siv.ing. Borring & Rognerud, er vi blitt anmodet om å utføre de nødvendige grunnundersøkelser og utrede fundamenteringsforholdene.

Nabobyggene er fundamentert dels på såler og dels til fjell, som vist på situasjonsplanen, tegning nr. 4138-1. Det er foretatt sjaktninger til fundamentunderkant på bygningen Stortingsgt. 10 og fundamenteringen av dette bygg er utført som vist på tegning nr. 4138-3.

Den prosjekterte dype utgravning på den bakre del av tomt medfører graving under fundamentunderkant for deler av de bestående nabobygg og de nødvendige forholdsregler må tas for å sikre stabilitetsforholdene under utgravningen.

Disse spørsmål og hvorledes de forskjellige bygningsdeler etter vår oppfatning bør fundamenteres blir diskutert nedenfor.

B. BORINGSUTSTYR OG UNDERSØKELSESMETODER.

Vi har først utført sonderboringer i en del punkter på tomt til orientering om dybdene til fjell eller fast grunn og art

og lagringsfasthet av massen over fjellet. Derneft har vi tatt opp 3 prøveserier, dels med 40 og dels med 54 mm prøvetaker, for laboratorieundersøkelse av grunnens geotekniske data. For å få sikrest mulig bestemmelse av grunnens skjærfasthet med tanke på de foreliggende stabilitetsproblemer i forbindelse med utgravningen har vi utført en vingeboring på tomten.

Dreiebor er 20 mm spesialstål i 1 m lengder som skrues sammen og som nederst har en 30 mm skruespiss. Boret belastes med 100 kg og dreies ned. Resultatene tegnes opp med en tverrstrek dit borspissen er nådd for hver 100 halve omdreining. Skravert borhull betyr at boret er sunket uten dreining for den belastning som er påført antall halve omdreininger. Etter at boret er slått ned (kryss) eller etter synk (skravert borhull), begynner tellingen av omdreininger på nytt.

40 mm prøvetaker for opptaking av uforstyrrede prøver består i prinsippet av en tynnvegget messingsylinder med et stempel. Sylinderen presses ned ved hjelp av 1" rør mens stempelet holdes i sylinderens nedre ende. Stempelet er forbundet til overflaten ved 20 mm børstenger (dreieborstål). Når en prøve skal tas, fastholdes stempelet og sylinderen trykkes ned og skjærer ut prøven. Prøvene skyves over i 15 cm messingsylindere som vokses til og sendes laboratoriet for undersøkelse.

54 mm prøvetaker for opptaking av uforstyrrede prøver består i prinsippet av en tynnvegget stålsylinder med stempel. Sylinderen presses ned ved hjelp av 5/4" rør mens stempelet holdes i sylinderens nedre ende. Stempelet er forbundet til overflaten ved 20 mm børstenger (dreieborstål). Når en prøve skal tas, fastholdes stempelet og sylinderen trykkes ned og skjærer ut prøven. Sylinderen skrues av prøvetakeren, vokses i begge ender og sendes laboratoriet for undersøkelse.

Vingebor brukes for direkte bestemmelse av leirens skjærfasthet i marken uten å ta opp prøver. Et vingekorset føres ned til det dyp det skal måles. Vingekorset dreies rundt og tofsjonsmomentet avleses på et instrument oppe på bakken. Skjærfastheten finnes av en kalibreringskurve.

Grunnvannstanden eller poretrykket er målt i nedsatte piezometere. Et piezometer består av et porøst messingfilter som evner å

slippe vannet igjennom mens leirpartiklene holdes tilbake. Fra filteret fører en tynn plastslange opp til overflaten. Vannstanden måles i plastslangen ved hjelp av et elektrisk måleinstrument. Hvor vannstanden stiger over terreng, måles poretrykket med et manometer påsatt plastslangen. Det foretas flere avlesninger over noen tid til konstante verdier blir oppnådd.

Laboratorieundersøkelsen av de opptatte prøver har bestått i beskrivelse og klassifisering samt bestemmelse av følgende verdier:

Skjærfastheten (K) er bestemt dels ved trykkforsøk med uhindret sideutvidelse, dels ved konusforsøk og dels direkte i marken ved vingebor. Skjærfastheten er uttrykt i t/m^2 og opptegnet i diagrammer på tegningen.

Relativ fasthet (H_1) er et sammenligningstall som gir uttrykk for hvor løs en leire er i omrørt tilstand. H_1 varierer vanligvis fra verdier på ca. 80 til verdier under 1.

Sensitiviteten (S) er forholdet mellom leirens skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand. Sensitiviteten varierer vanligvis mellom verdier på ca. 3 til verdier over 100.

Vanninnholdet (W) er uttrykt i % av tørrsubstans.

Atterbergs grenser bestemmes for klassifisering av leirmassen, slik at generelt geoteknisk erfaringsmateriale kan benyttes.

Flytegrensen (W_L) er det vanninnhold hvor den omrørte leiren går over fra plastiske til løs konsistens.

Utrullingsgrensen (W_p) er det vanninnhold hvor den omrørte leire går over fra plastisk til smuldrende konsistens.

Porøsiteten (n) er volumet av porene i % av volumet av hele prøven.

Humusinnholdet (O) er bestemt ved en kolorimetrisk natronlutmetode og uttrykt i % av tørrsubstans,

Romvekten er bestemt for samtlige prøver.¹

Ödometerforsøk utføres for måling av sammentrykningstall og konsolideringskoeffisient for en leire. Disse verdier gir uttrykk

for henholdsvis leirens kompressibilitet og den tid som setningsprosessen krever. Forsøkene utføres ved at en leirprøve anbringes i en sylinder med et stempel og belastes i ökende trinn. Sammenpressningen måles på hvert trinn og resultatene gjengis i en kurve som gir poretall som funksjon av belastning.

C. RESULTATET AV UNDERSÖKELSENE

fremgår av profilene på tegning nr. 4138-2. Profilenes beliggenhet er vist på situasjonsplanen, tegning nr. 4138-1.

Fjellet ligger på dybder varierende mellom kote minus 12 og minus 20 ifölge de utförte sonderboringer. Fjelleverflaten löper fölgelig noe skrått og man bör regne med at overflaten er vesentlig mere uregelmessig enn man får inntrykk av etter sonderboringene.

Over fjellet ligger en forholdsvis fast leire med skjærfasthet i uforstyrret tilstand på mellom $2\frac{1}{2}$ og 5 t/m^2 og med beskjedent sensitivitet. Massen er fölgelig forholdsvis fast også i omrört tilstand.

Vanninnholdet ligger höyt i endel av de prøver som er tatt i de övre lag på tomten, hvilket henger sammen med et höyt innhold av humus og som bevirker en forholdsvis höy kompressibilitet. Mot dypet avtar vanninnholdet og kompressibiliteten avtar tilsvarende. Det er utfört konsolideringsforsök i ödometer på 3 prøver fra prøveserie I med resultater som vist på tegning nr. 4138-5. Sammentrykningstallet varierer mellom 0.24 og 0.29.

D. FUNDAMENTERINGEN AV NYBYGGET.

Det prosjekterte nybygg vil representere en belastning ved fundamentunderkant på omkring 10 t/m^2 . Avlastningen av byggegruppen på grunn av kjellerutgravningen vil representere omkring 5 t/m^2 , hvilket vil si at nybygget vil gi en belastningstilvekst ved fundamentunderkant på omkring 5 t/m^2 . Det bygg som tidligere sto på tomten har sannsynligvis veiet omtrent tilsvarende vekten av tidligere kjellerutgravning eller muligens noe mere, men man kan neppe regne med at grunnen er vesentlig forbelastet.

Under disse forhold ville en fundamentering av nybygget direkte på en hel jernbetongsåle resultere i forholdsvis store og lang-

varige setninger. Vi har ikke foretatt noen nøyaktig setningsberegning, men setningene ville bli av størrelsesorden 10-20 cm. Slike setninger ville i sterk grad påvirke nabobyggene og ville utvilsomt føre til sprekkdannelser i nabobygget Stortingsgt. 8, som er fundamentert på såler, og ville også resultere i en merbelastning på pelene under det bestående bygg på tomten Stortingsgt. 12.

Vi vil følgelig fraråde fundamentering på hel jernbetongsåle for nybygget og anbefale at det fundamenteres på peler til fjell.

Hva den bakenforliggende kjeller angår, finner vi imidlertid at fundamentering på såler kan anbefales. Utgravningen for de 2 kjellere representerer en avlastning av terrenget på omkring 7 t/m^2 , mens den prosjekterte kjeller med nyttelast neppe veier mer enn ca. 3 t/m^2 . Selv om belastningen konsentreres på såler, vil allikevel setningene bli meget små. Grunnens fasthet er tilstrekkelig til at man kunne benytte grunntrykk under sålene for den bakre kjeller på opptil 15 t/m^2 , men vi vil allikevel anbefale at sålene dimensjoneres etter et grunntrykk på ca. 10 t/m^2 . Man vil derved redusere tendensen til setningsbevegelser på grunn av belastningskonsentrasjonen på sålene og under denne forutsetning mener vi det ikke skulle være nødvendig å legge glidefuge mellom hovedbygget med fundamentering på peler til fjell og kjellerbygget med fundamentering på såler. Vi vil imidlertid sterkt anbefale at kjellerveggene armeres med tanke på å kunne oppta og utjevne mindre setningsbevegelser som eventuelt vil oppstå.

Grunnvannstanden på tomten ligger i dag på ca. kote pluss 2.5, hvilket vil si at det teoretisk kan oppstå et vanntrykk under gulvet på den dype kjeller på ca. 2.5 t/m^2 . Vanntrykket er med andre ord så stort at det er på grensen til å kunne heve kjellerbygget i været. Imidlertid går grunnvannsstrømmingen i en leirmasse meget langsomt, strømningshastighetene dreier seg om størrelsen 1 cm i året. En heving av kjelleren ville følgelig være en meget langsom prosess og sannsynligvis vil grunnvannet slippe igjennom betongveggen selv om denne utføres "vanntett". Man kan neppe regne med å støpe en betongvegg med mindre permeabilitet enn leiren omkring.

Dette vil si at man i alle tilfelle må regne med at grunnvannstanden trekkes ned til nederste kjellergulv, d.v.s. til ca. kote 0, og vi finner derfor at den logiske konsekvens av dette er å utføre nedre gulv i den dype kjelleren som et vanlig kjellergulv på grus og ikke lage en hel jernbetongplate under bygget.

Som referert ovenfor er en hel jernbetongplate heller ikke nødvendig av hensyn til fundamenteringen av kjelleretasjen.

Etter vår oppfatning bør kjellergulvet ikke støpes på kult, men på 20-25 cm grus, som legges ut i bunnen av utgravet byggegrop. Det bør legges drenerør i grusen med fall til en pumpekum, slik at det grunnvann som etterhvert strømmer til gruslaget blir ledet til pumpekummen og over i kloakken.

I og med at grunnvannet under den dype kjelleren holdes nede på kote 0, oppstår spørsmålet om hvilke konsekvenser dette vil ha med hensyn til setninger på nabobygget. Som fremhevet ovenfor, mener vi at selv om man støper en "vanntett" kjeller vil resultatet allikevel bli det samme, nemlig at grunnvannstanden trekkes ned til kote 0, idet man ikke kan regne med å få den gjennomsnittlige permeabilitetskoeffisient for betongveggen høyere enn permeabiliteten av den omkringliggende leire.

Senkningen av grunnvannet vil bare skje i den umiddelbare nærhet av den dype kjelleren og vil følgelig bare ha konsekvenser for de fundamenter på nabobyggene som ligger inn mot nybygget. Det ligger tildels treflåte under disse fundamenter og treflåten er tildels råttet, som følge av den alminnelige grunnvannssenking i byområdet. Det kan diskuteres om man burde benytte anledningen til å fjerne treverket under nabobyggets fundamenter og understøpe disse, men dette spørsmål faller noe utenfor rammen av denne rapport. Vi vil imidlertid sterkt anbefale at man sørger for at massene på utsiden av kjellermurene for nybygget blir så tette som mulig. På de strekninger hvor det skal benyttes spuntvegg bør det støpes direkte mot denne og spuntveggen bør ikke trekkes opp, og på de strekninger hvor det skal graves og støpes en kjellermur i forskalling bør massene som tilbakefylles på utsiden av kjellermuren består av plastisk leire som stapes omhyggelig inn mot naturlig grunn og inn mot kjellermuren. Man har derved foretatt det som best kan gjøres for å senke grunnvannstanden utenfor nybygget minst mulig.

Med hensyn til utgravningen av byggegropen forövrig, refererer vi til kapitlet nedenfor.

Valg av peletype under høybygget er avhengig av både tekniske og økonomiske faktorer. Vi antar at jernbetongpeler faller billigere enn stålpeler, og som redegjort for nedenfor mener vi at jernbetongpeler også er å foretrekke fra teknisk synspunkt.

Bruk av stålpeler medfører den vanskelighet at man må regne med å beskytte pelene mot korrosjon ved katodisk installasjon, idet det er lite sannsynlig at grunnens korrosivitet er tilstrekkelig liten til at det er forsvarlig å ha pelene stående ubeskyttet. En installasjon av katodisk beskyttelse kompliserer og fordyrer fundamenteringen i noen grad, spesielt i et tilfelle som dette, hvor det ene nabobygget etter hva vi må formode er fundamentert på ubeskyttede stålpeler. Man må i slike tilfeller sørge for at den katodiske beskyttelse på nybygget ikke bevirker en økning av korrosjonen på nabobygget.

Det er ennå ikke utført måling av korrosiviteten av leirmassen på tomten, men erfaringer fra bygg i nærheten tilsier at beskyttelse er nødvendig og som redegjort for nedenfor finner vi at jernbetongpeler i alle tilfelle er å foretrekke fremfor stålpeler.

Ved bruk av jernbetongpeler må man overveie om den forholdsvis store massefortrengning kan bevirke skader på nabobyggene. Vi har imidlertid erfaring for at massefortrengningen konsentreres i området omkring pelene og konsentreres i byggegropen, forutsatt at pelene rammes fra fullt eller delvis utgravet nivå. Vi mener følgelig at man ikke behøver å frykte at den massefortrengning som ramming av jernbetongpeler vil medføre vil forårsake skader på nabobyggene.

Det finnes i dag flere typer fabrikkfremstilte jernbetongpeler i handelen, og etter det inntrykk vi har fått er samtlige peletyper av jevn og høy kvalitet. Forskjellen mellom peletypene ligger vesentlig i konstruktive detaljer og om pelene har forspenning eller ikke.

Ved det foreliggende byggeprosjekt vil det bli nødvendig å skjote jernbetongpeler, hvilket tidligere har vært et vanskelig

punkt, men i dag foreligger minst 2 teknisk tilfredsstillende peleskjöter som sikrer at peleskjöten får minst like stor böyningsstivhet og strekkfasthet som pelen forövrig.

Vi har for vår del hatt anledning til å gjøre erfaringer med "Herkules-pelen", som fabrikkeres i Göteborg, og som også kan leveres i Oslo.

Vi vil anbefale at nybygget i Stortingsgt. 10 fundamenteres på jernbetongpeler av typen Herkules eller av lignende type av tilsvarende kvalitet og med en teknisk tilfredsstillende peleskjöt. Hvis det skulle bli valgt en peletype med en peleskjöt som tidligere bare har vært prøvet i liten utstrekning, vil vi anbefale at man blir forelagt resultatet av prøver på materialpröveanstalt, fra prøvepeling og lignende som kan overbevise om kvaliteten av pelen og skjöten.

De skjötte jernbetongpeler rammes til det nödvendige rammekriterium er oppnådd og bör kappes med en karborundum-skive eller på annen tilfredsstillende måte. Ved dette prinsipp unngår man vanskeligheten med at det i praksis ikke er mulig å forhåndsbestemme pelelengder med særlig stor nöyaktighet.

Det må stilles opp et rammekriterium som viser når pelene har oppnådd tilstrekkelig bæreevne og rammingen kan avsluttes. Rammekriteriet kan stilles opp når peletypen og pelerammingsutstyret er kjent. Vi vil anbefale at man forlanger et rammekriterium og beskrivelse av fremgangsmåten ved pelerammingen fra peleleverandören, men at dette rammekriterium diskuteres nærmere för det avgjöres hvilken fremgangsmåte som skal benyttes. I prinsippet vil et rammekriterium alltid gå ut på at pelen skal vise en viss minimal synkning for de siste slagserier og også en minimal synkning for et kraftigere prøveslag med ramloddet. Vanligvis bör rammekriteriet tilpasses noe under arbeidets gang og på grunnlag av de erfaringer man etterhvert gjør.

Vi tror ikke at man i dette tilfelle skulle behöve å prøvebelaste noen peler, men også dette spørsmål vil være avhengig av hvilken peletype som blir valgt og de erfaringer man tidligere måtte ha med denne peletype.

Pelespissen bör utformes som en Oslo-spiss med brinellhardhet på ca. 400 langs den skålformede spissen og avtagende hardhet

innover mot overgangen mellom spiss og pel. Spissen bör stikke så langt nedenfor pelen at en linje fra kant av pel til kant av spiss får en skråning 1 horisontalt til 2 vertikalt.

Detaljer i utforming av pelespiss kan eventuelt også diskuteres når valg av peletype er truffet.

E. UTGRAVNINGEN AV BYGGEGROPEN.

Under den del av nybygget hvor det skal graves ut for 1 kjeller vil det ikke oppstå stabilitetsproblemer eller være nødvendig med spesielle forholdsregler for å hindre at det oppstår setningsbevegelser på nabobyggene.

På den delen hvor det skal graves ut for 2 kjellere står nabobyggene enten på peler, i større avstand fra kanten av byggegroppen eller skal rives, med unntagelse av en kortere strekning mot nabobygget Stortingsgt. 8. På denne strekning vil utgravningen bli ført ca. 3 m dypere enn de bestående fundamenter på nabobygget, og det må treffes tiltak for å sikre at det ikke skjer bevegelser i leirmassene under utgravningsarbeidet.

Man kan oppnå den nødvendige sikring ved hjelp av en spuntvegg eller ved "soldier beam"-metoden, som begge må ha tilstrekkelig böyningsstivhet til at veggen kun får ubetydelige deformasjoner under jordtrykket. Vi har overveiet saken og er kommet til at vi vil anbefale at det benyttes en stålspunt i dette tilfelle. De krefter som kommer på stålspunten må opptas med avstemplinger eller forankringer som selvsagt også må være dimensjonert slik at deformasjonene blir ubetydelige. I prinsippet kan spuntveggen enten forankres ved ankerstag ført inn på naboens tomter og eventuelt gjennom naboens kjelleretasje eller den kan stemples av inn i byggegroppen. I siste tilfelle bör først den ene halvdel av byggegroppen graves ut og kjelleretasjene støpes ferdig på denne del, slik at spuntveggen kan stemples av mot jernbetongkonstruksjonene mens den annen halvdel av tomten graves ut. En stempling mot leirmassene i bunnen eller på siden av byggegroppen tror vi lett vil resultere i så store deformasjoner i avstemplingen at det oppstår setningsbevegelser og skader på nabobygget.

Det nødvendige beregningsgrunnlag for rammedybde og tregghetsmoment av spuntvegg, dimensjoner på avstemplinger o.s.v. fore-

ligger på tegningene til denne rapport. Vi vil gjerne diskutere fremgangsmåten i detalj og utføre de nødvendige jordtryksberegninger, men vi tror det har liten hensikt å utarbeide et detaljert forslag til fremgangsmåte i denne rapport. Vi tror saken løses mer praktisk ved direkte diskusjon mellom entreprenør, rådgivende ingeniører i bygningsteknikk og vårt firma.

F. KONKLUSJON.

De utførte undersøkelser på tomten har vist at grunnforholdene er forholdsvis gode, men vi vil allikevel anbefale at det prosjekterte høybygg fundamenteres på peler til fjell, fordi direkte fundamentering på en hel jernbetongsåle vil gi såvidt store setninger at nabobyggene vil ta skade.

Vi anbefaler høyblokken fundamentert på fabrikkfremstilte jernbetongpeler med en peleskjöt som har minst samme böyningsstivhet og strekkfasthet som pelen forövrig.

Når valg av peletype og rammeutstyr er truffet, må det utarbeides et kriterium for når pelenes bæreevne er oppnådd og rammingen kan avsluttes.

Forutsatt at pelene rammes fra helt eller delvis utgravet nivå tror vi ikke at pelerammingen vil medføre skader på nabobyggene, idet vi mener massefortrengningen vil konsentreres i byggegroppen.

Den bakre del av nybygget som skal utføres som 2 kjellere uten overbygning, vil vi anbefale fundamentert på såler, dimensjonert for et grunntrykk på 10 t/m^2 . Vi mener at setningene vil bli små, slik at glidefuge mellom kjellerbygget og høybygget ikke skulle være nødvendig, forutsatt en kraftig armering i kjellermurene.

Nedre kjellergulv vil vi anbefale utført som et vanlig kjellergulv lagt på 20-25 cm grus, som dreneres til en pumpekum. Vi mener at selv med hel jernbetongsåle under bygningen vil grunnvannstanden i alle tilfelle bli trukket ned til fundamentunderkant og at omkostningene med en hel jernbetongsåle derved er overflödige.

Man bör sørge for at massene på utsiden av kjellermuren blir så tette som mulig og at tilbakefyllingen skjer med plastisk

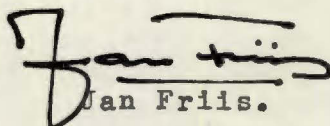
leire som stapes best mulig.

Utgravningen av byggegropen byr ikke på problemer på det område hvor det skal legges 1 kjeller, mens byggegropens sider må sikres ved spuntvegg på den del hvor det skal legges 2 kjellere.

På strekningen langs nabobygget Stortingsgt. 8 må spuntveggen forankres eller avstemples meget omhyggelig for å unngå deformasjoner som medfører setninger og sprekker i nabobygget. Den beste metode er sannsynligvis å føre opp kjelleretasjene i den ene halvdel av tomtén og stemple av spuntveggen mot disse ferdige konstruksjoner etter hvert som utgravningen på den annen halvdel av tomtén foregår. Avstemplingen kan eventuelt gjøres med forspenning.

Vi bistår gjerne under den detaljerte planlegning av fundamenteringsarbeidet.

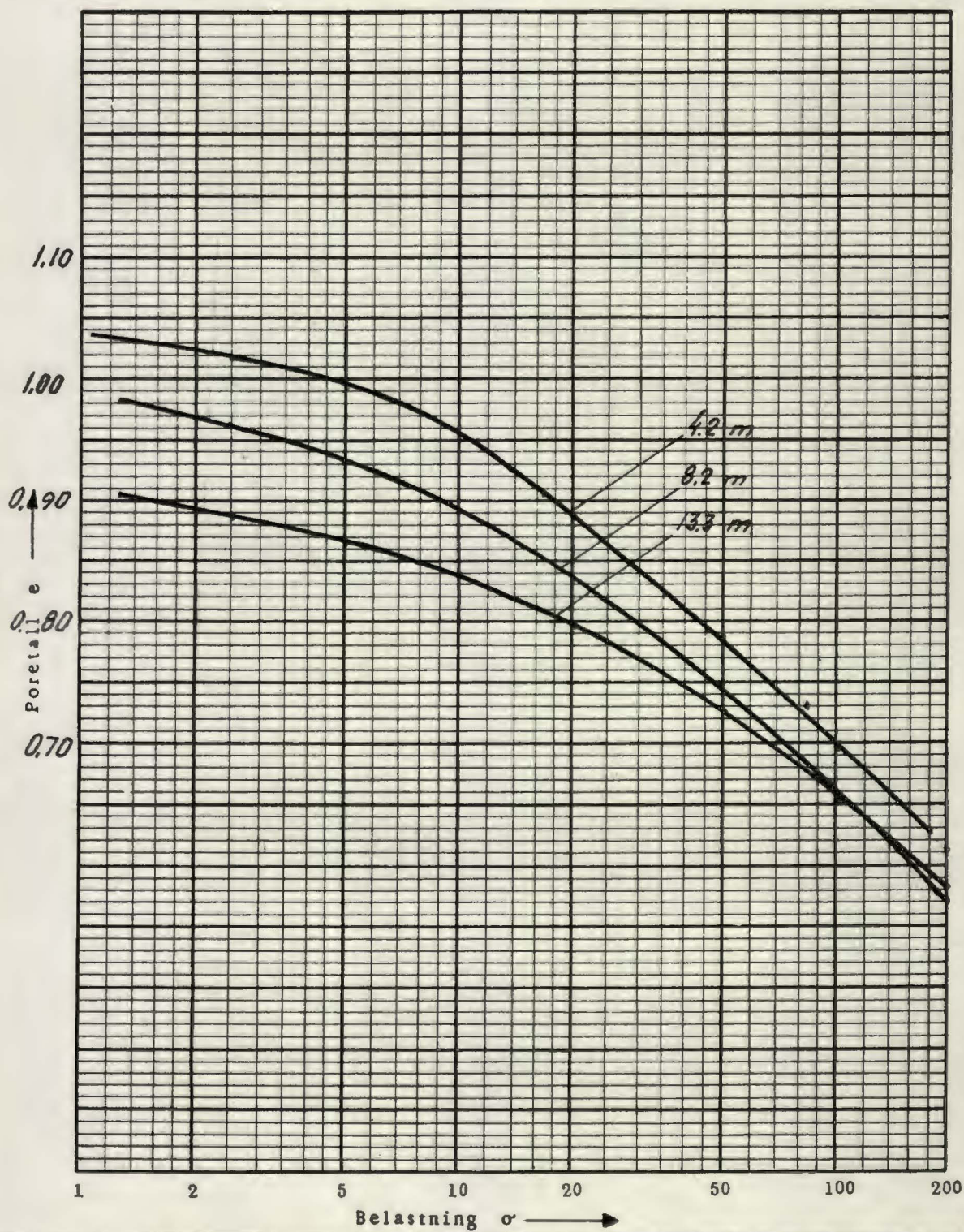
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL


Jan Friis.

Ødometerforsøk

Stortingsgt. 10.

Lab. nr.	Prøve-serie nr.	Dybde i m	Grunn-vann-stand	Effektivt over-lagrings-trykk t/m^2	For-belast-ning t/m^2	C_c Sammen-tryknings-tall	% Primær-setning	C_v Konsoli-derings-koeff. $m^2/sek \times 10^7$	E Elastisi-rets-modul t/m^2
	I	4.2				0.29		1.8	
	I	8.2				0.26		1.8	
	I	13.3				0.24		2.5	

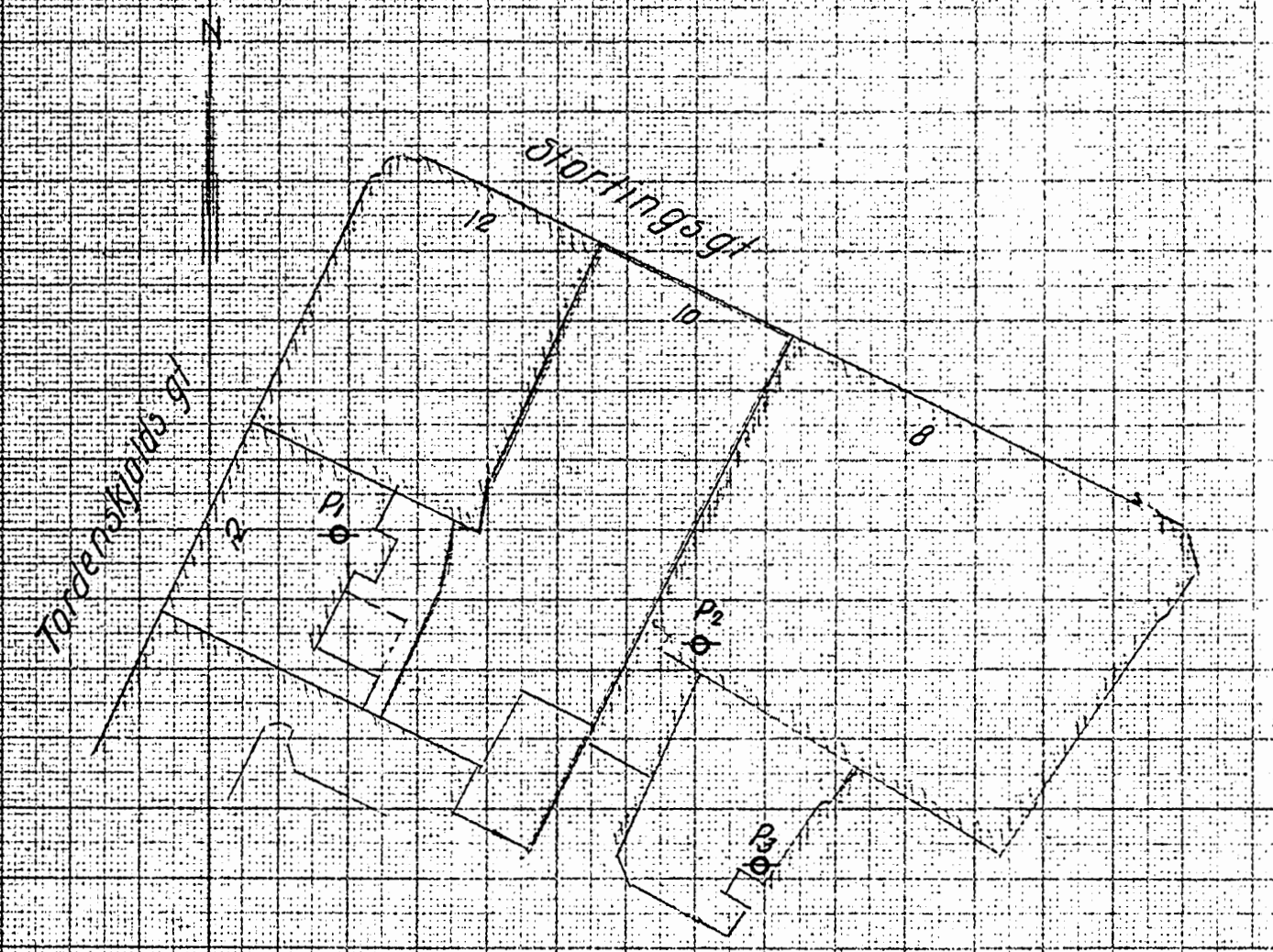


Merknader

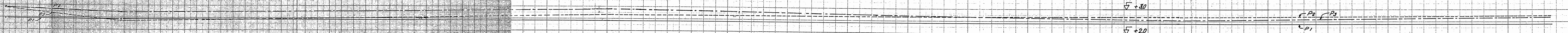
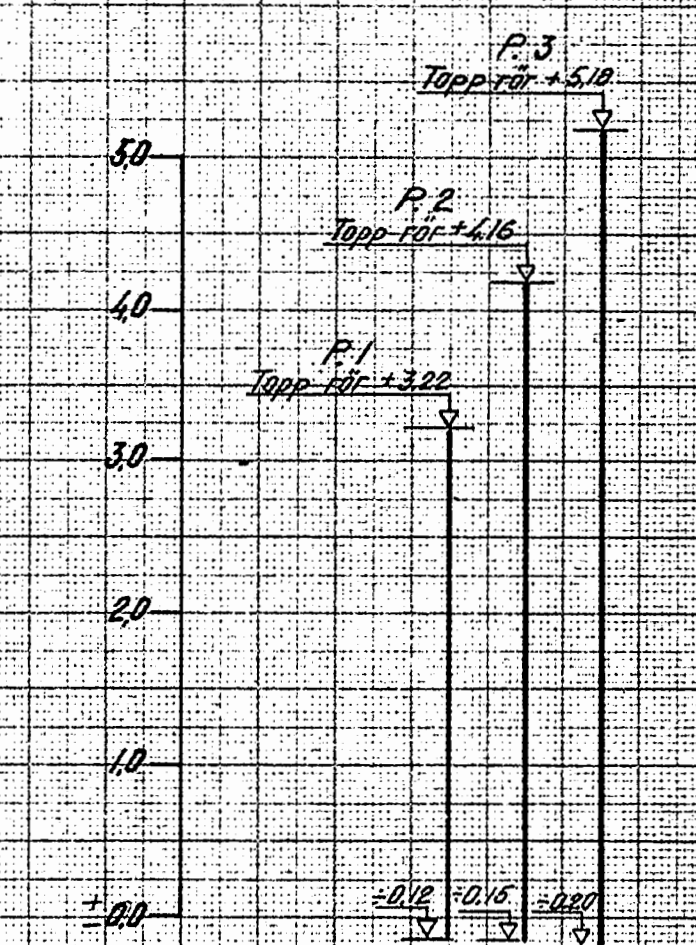
dato
5/1-59

sign.
L

nr.
4/38-5



30/11 31/12 31/1-59 31/2 31/5 31/11 31/15 31/20 30/6 31/4 31/6 30/7 31/10 30/11 31/12-59 31/1-60 29/2-60 31/3-60 30/4 31/5 30/6 31/4 31/4-60



Geoteknisk utredning av 10/1-59 vid 77

Startingsgt 10
Mätning av porevansstrykk

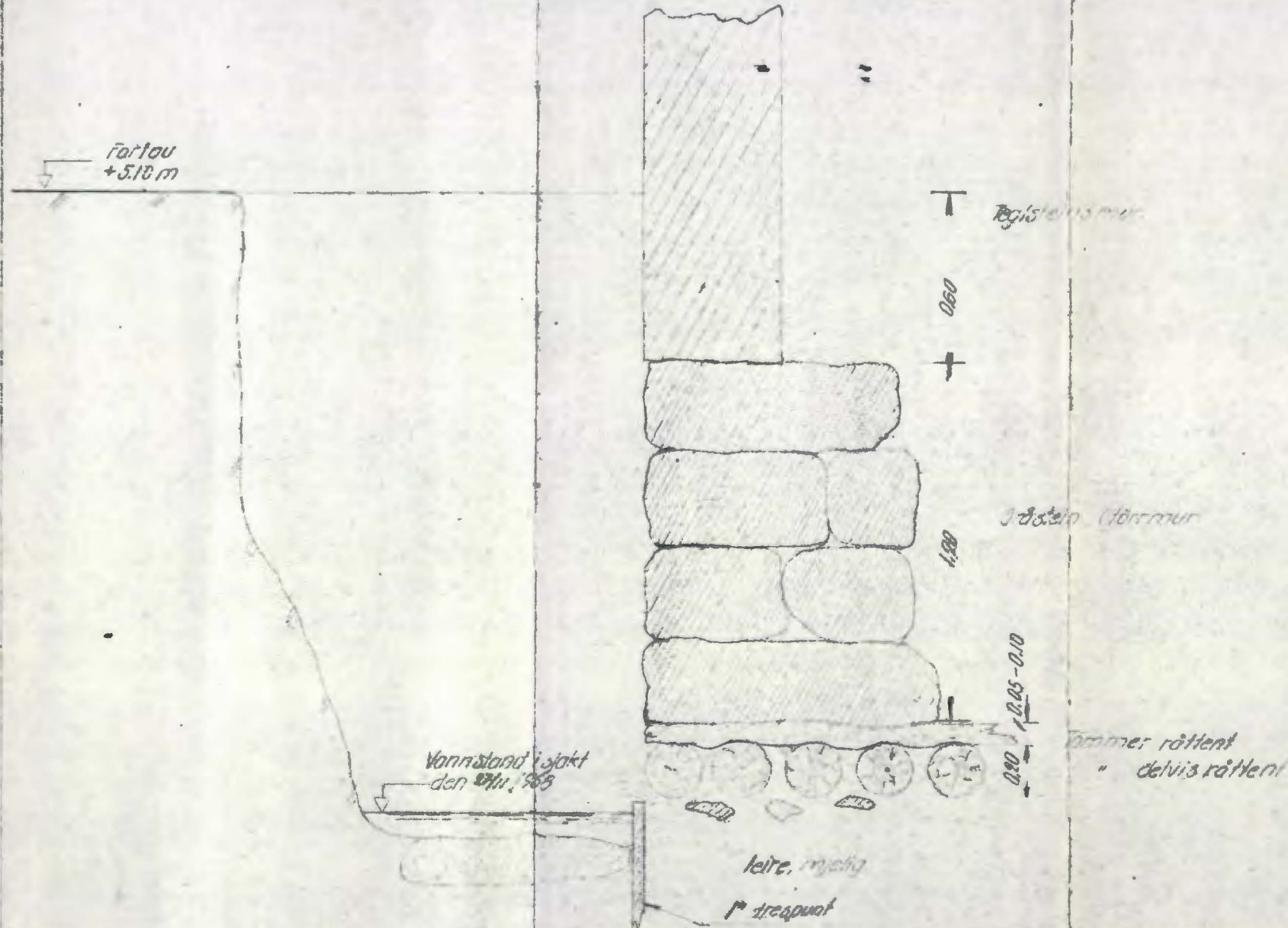
NORSK TEKNISK BYGGKONTORET
Oscars gt 45b. 0 310

4/38-4

Fundament under Stortingsgt nr. 8.
 I snittene C-C, D-D og E-E.

M = 1:20

Matr. nr. Stortingsgt. 10 ← Matr. nr. Stortingsgt. 8.

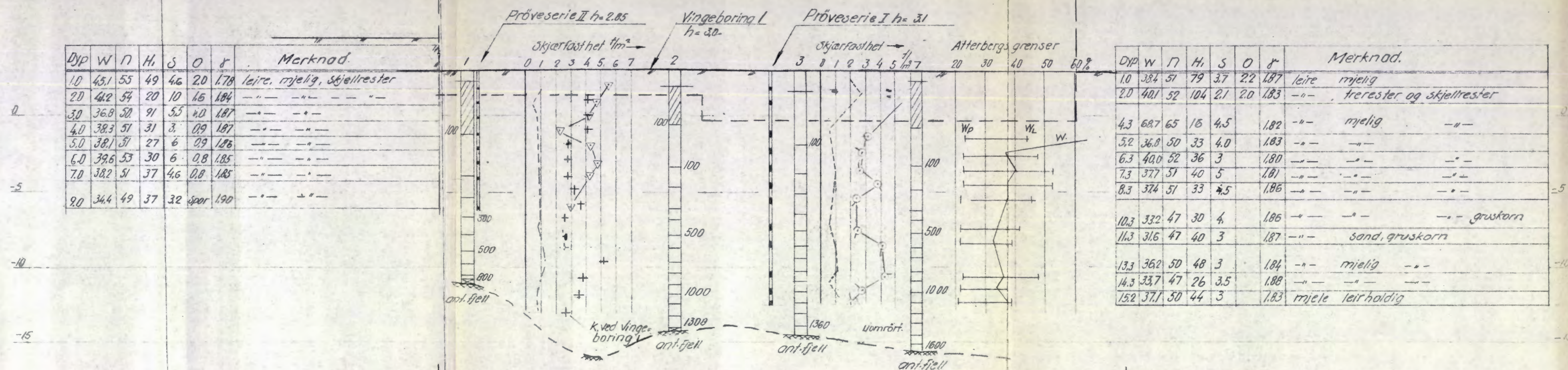


Geoteknisk utredning av M/ 59

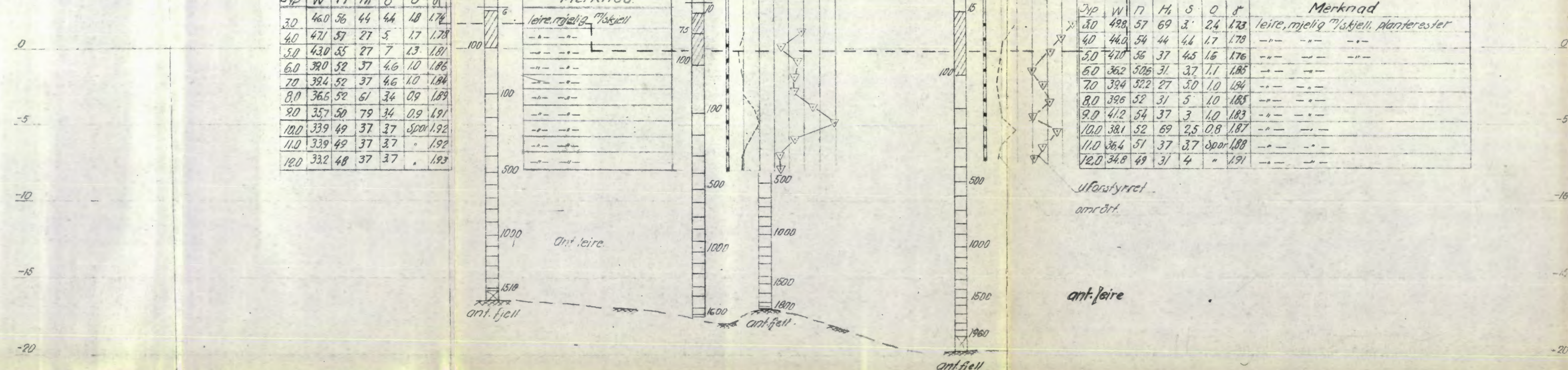
ved J.F.

<p>Stortingsgt. 10 Snitt fundament nr. 8.</p>	Målestokk	Tegn. <i>J.F.</i> 12/1-59
	1:20	
Erstatning for:		
<p>NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL Oscars gt. 46b — Oslo</p>		4138-3.
		Erstattet av:

Profil A-A
M-1:200



Profil B-B
M-1:200

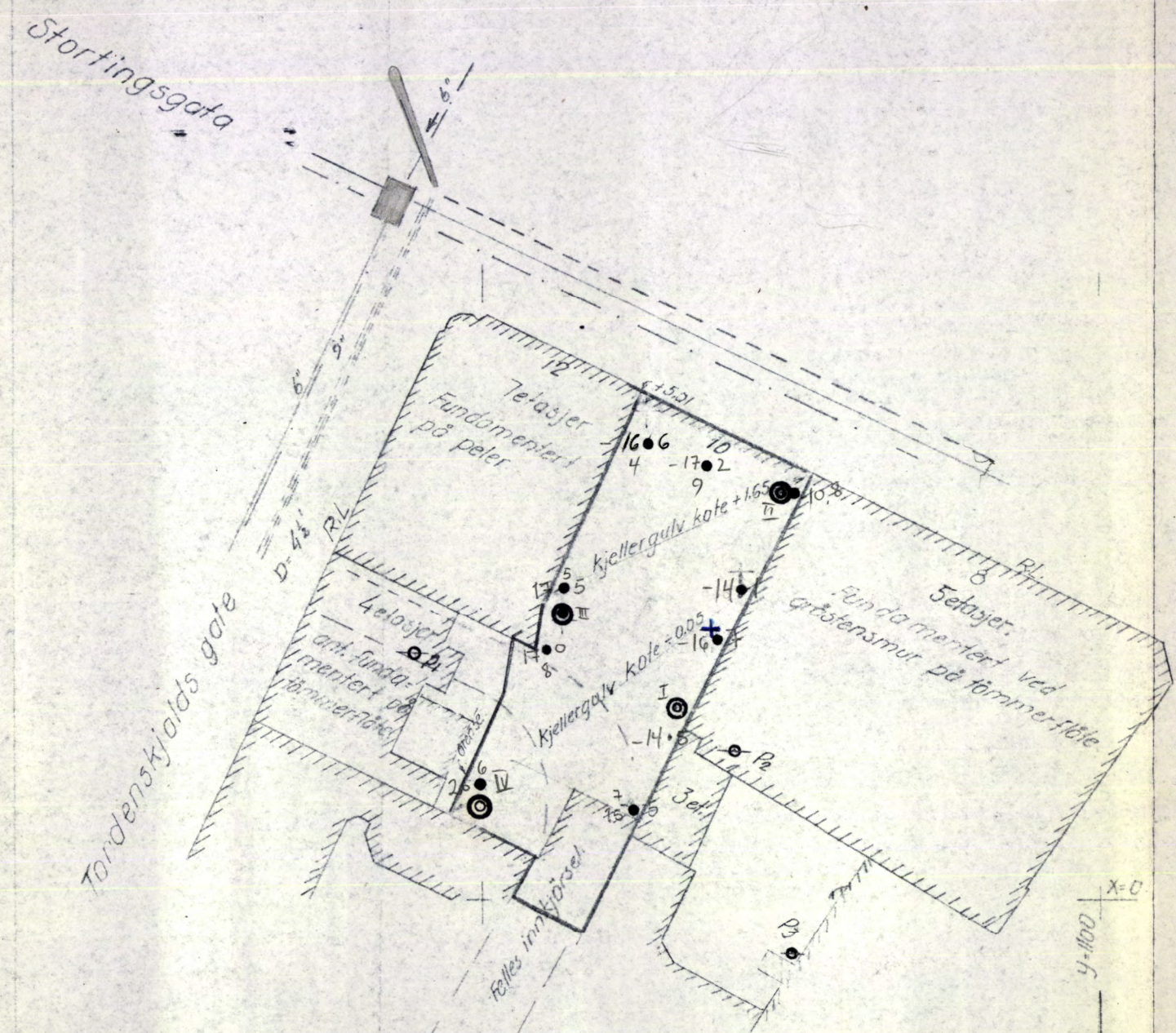


Geoteknisk utredning av 14/1-59

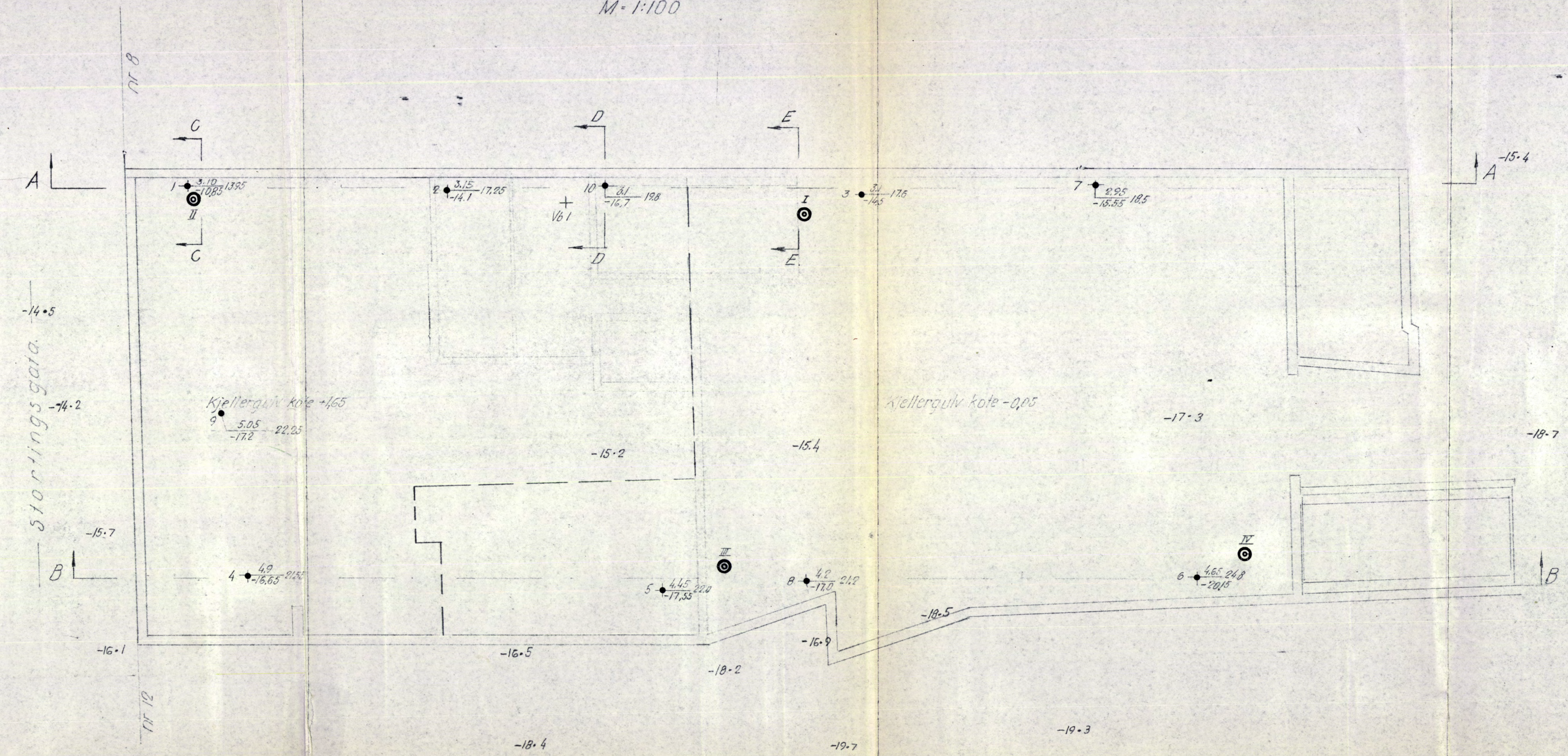
ved JF

<p>Stortingsgt. 10. Profil A-A og B-B.</p>	Målestokk	Tegn. nr.
	1:200	12/1-59
<p>NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL Oscars gt. 46b — Oslo</p>	Erstattet av:	
	<p>4138-2</p>	

Situasjonsplan.
M = 1:500



M = 1:100



- Dreieboring
- ⊙ Spyleboring
- ▼ Rensboring
- ⊙ Prøveserie
- + Vingebooring

Borhull nr. + Terrang(Bunn-)kote. Antatt fjellkote. Boret dybde.

Lab. bok nr. 337 og Borebok nr. 1243
Utgangspunkt for nivellement er Geoteknisk utredning av 191-59 ved JF.

Startingsgt. 10 Borplan	Målestokk 1:500	Tegn. d. 191-59
	1:100	
Erstatning for:		4138-1
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL Oscars gt. 46b - Oslo		Erstattet av: