

NO. B7.

overf. Feb. 89/ams

NO B 7

4 8 6 2

Ullevål Stadion.

Ombygging av tribune- og baneanlegg. Kontorblokk.

Grunnundersøkelser og foreløpig fundamenteringsteknisk utredning.

26/9.1962.



NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL

SIV.ING. JAN FRIIS M.N.I.F., M.R.I.F.

RÅDGIVENDE INGENIØRER

AVDELING FOR GRUNNUNDERSØKELSER, FUNDAMENTERING
OG GEOTEKNIKK

OSCARSGT. 46 B, OSLO

TELF. * 56 46 90

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL

RÅDGIVENDE INGENIØRER

AVDELING FOR GRUNNUNDERSØKELSER, FUNDAMENTERING OG GEOTEKNIKK

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

ANSVARLIG MEDARBEIDER:
SIVILINGENIØR O. S. HOLM
M.N.I.F.



OSCARSGT. 46 B. OSLO

TELEFON *86 46 90

TELEGRAMADR. NOTEBY

BANK: REALBANKEN

POSTGIRO NR.: 160 16

Deres ref.:

Vår ref.: OSH/KH.

OSLO, 26. september 1962.

4 8 6 2

Ullevål Stadion.

Ombygging av tribune- og baneanlegg. Kontorblokk.

Grunnundersøkelser og foreløpig fundamenteringsteknisk utredning.

Tegning nr. 4862-1	Borplan
-2	Kart med orienterende fjellkoter
-2.1	Utbygging, alternativ 1
-2.2	Utbygging, alternativ 2
-3	Profil A, øst-vest
-4	Profil B, øst-vest
-5	Profil C, øst-vest
-6	Profil D, øst-vest
-7	Profil E og F, nord-syd
-8	Profil G, nord-syd
-9	Profil H, nord-syd
-10	Profil I, nord-syd
tegning nr. 4000-54	Fundamenters bæreevne på leire
Bilag 1 og 2.	

Innholdsfortegnelse:

A. INNLEDNING	side 3
B. BORINGSUTSTYR OG UNDERSØKELSESMETODER	" 3
C. RESULTATET AV UNDERSØKELSEN	" 4
D. FUNDAMENTERING, VURDERING AV PROSJEKTFORSLAG	" 6
Alternativ 1	" 6
Alternativ 2	" 8
Kontorblokk	" 8
E. SUPPLERENDE UNDERSØKELSER	" 9
F. KONKLUSJON	" 9

A. INNLEDNING.

Det foreligger planer om en ombygging av anleggene på Ullevål Stadion og videre å føre opp en kontorblokk i det sydvestre hjørne av tomten.

Ombyggingen etter alternativ 1 forutsetter at selve banen forblir uendret, men at det bygges nye tribuner. Hovedtribunen blir i nord. Både denne og tribunene i svingene blir i to skråplan med den bakre delen hevet ca. en etasjehøyde over den forreste delen. I syd blir det tribune i ett skråplan.

Alternativ 2 forutsetter fullstendig ombygging av hele anlegget. Ombyggingen skal foregå trinnvis. Først skal man føre opp en tribune i vest etter samme prinsipp som for alternativ 1, men noe større. Deretter bygges halvdelen av den østre tribunen hvoretter banens lengdeakse legges nord-syd og den østre delen av den gamle banen overbygges med en tribune i fortsettelse av det foregående byggetrinnet. Anlegget får derved en stor tribune ved hver langside og bare med et lavt 1-etasjes bygg for garderobes og lignende ved hver kortside.

I begge alternativ skal det legges garderobes og rom for innendørs sport og andre formål under deler av tribunene.

Kontorblokken vil bli bygget i en firkant rundt en åpen plass. Den ene siden i kvadranten blir på 7 etasjer, mens resten får 4 etasjer.

Utførende arkitekter er Ark. MNAL Rinnan & Tveten.

Rådgivende ingeniører i byggeteknikk er Ingeniørkontoret E.N. Hylland.

Vårt firma har gjennom arkitektene fått i oppdrag å virke som rådgivende ingeniører i geoteknikk og i denne forbindelse å utføre de nødvendige grunnundersøkelser for å kunne fastlegge fundamenteringen og løse andre geotekniske spørsmål.

B. BORINGSUTSTYR OG UNDERSØKELSESMETODER.

Vi har utført et større antall sonderboringer med normalt dreiebor for å få et første inntrykk av grunnens art og lagringsfasthet samt dybdene til fast grunn eller fjell. Dreieboringene er i enkelte punkter supplert med ramboringer for å verifisere dybdene til fjell.

Det er tatt opp 4 prøveserier med 54 mm prøvetaker for nærmere laboratorieundersøkelse av grunnens geotekniske data.

Grunnvannstanden er målt ved hjelp av 2 piezometre.

Vi viser forøvrig til bilag 1 og 2 med en beskrivelse av utstyr og undersøkelsesmetoder.

C. RESULTATET AV UNDERSØKELSEN

er vist i profiler på tegning nr. 4862-3-4-5-6-7-8-9 og -10. Boringenes beliggenhet er angitt på borplanen, tegning nr. 4862-1. På tegningen er videre angitt de opprinnelige terrengkoter med Gaustadbekkens gamle løp. Dessuten er tracéen for kulverten for den første lukningen av Gaustadbekken vist. Bekken er nå lagt i en ny kulvert langs Store Ringvei. I den gamle kulverten gjennom tomten går det derfor nå bare overflatevann fra tomten.

På tegning nr. 4862-2 er det lagt inn orienterende fjellkoter basert på de utførte boringer. Kotekartet gir kun en oversikt over fjellets generelle forløp og er ikke ment som et eksakt fjellkotekart. Et pålitelig fjellkotekart ville kreve et betydelig større antall boringer.

På transparenttegning nr. 4862-2.1 og -2.2 er lagt inn henholdsvis alternativ 1 og 2. Transparenttegningene kan legges over plantegningene, slik at man kan få oversikt over hvor undersøkelsene er utført i forhold til de fremtidige prosjekter samt de omtrentlige dybder til fjell.

Sonderboret har møtt noe varierende motstand, idet det enkelte steder har sunket uten dreining og tildels for redusert belastning, mens det andre steder er blitt dreiet ned og har møtt betydelig motstand. De kontrollerende ramboringer tyder på at dreieboret har nådd til fjell eller har stoppet like over fjell med unntak av i et par punkter.

Fjellkotekartet viser at fjellet stort sett ligger på 6-12 m langs Sognsvannsbanen og at det faller nordvestover til omkring kote 60 ved krysset mellom Sognsveien og Kai Munchs vei. Ved opptegetningen av fjellkotene er det ikke tatt hensyn til punkt 9, profil B-B til venstre, idet det ser ut til at boret her har stoppet på en stein i leiren og ikke på fjell.

Prøvetakingene er begrenset til de 4 seriene, som er tatt omtrent i hvert

av tomtens kvadranter. Seriene dekker de geologiske avsetningene, men ikke de øvre påfylte masser innenfor og utenfor det nåværende stadion inklusive fyllmassene i bekkedalen. Dreieboringene gir endel supplerende opplysninger om disse jordmassene, men for å få den fulle oversikten er det ønskelig med endel korte supplerende prøveserier.

Undersøkelsene viser at tomten stort sett er dekket av et lag fyllmasse av sand, grus og kult med unntak av i det nordvestre og sydøstre hjørne. De boringene er som utført innenfor bekkedalen tyder på at dalen er fylt opp med leire. Man må regne med at fyllmassene er lagt direkte på den naturlige bakken og at det derfor ligger et matjordlag og i selve bekkeløpet også et slanlag under fyllmassene.

Under opprinnelig terreng ligger det stort sett meget fast siltig tørrskorpelleire av 2-3 m tykkelse. I det sydvestre hjørne ved prøveserie IV ser det ut til at tørrskorpelaget er forsvinnende og at de øvre massene istedet består av siltig finsand.

Under tørrskorpelaget ligger det vekslende lag med siltig leire, tildels kvikkleire, og finsand. Sandlagene er tynne og forekommer som sønner.

Under tørrskorpen avtar leirens skjærfasthet mot dypet til 2-3 t/m² i 3-8 m dybde. Det faste laget iberegnet tørrskorpen ser ut til å være tykkest i den nordvestre delen av tomten. Videre ned viser skjærfastheten noe stigende tendens.

Prøveseriene er avsluttet i 8-13 m dybde. Der fjellet ligger dypere tyder dreieboringene på at det ligger noe fastere og mindre sensitiv leire videre ned til fjell.

Leirens vanninnhold ligger stort sett på 25-35 % og leiren må betegnes som middels til noe under middels kompressibel. Det vil bli utført ødometerforsøk til nærmere bestemmelse av kompressibiliteten. Det naturlige vanninnholdet er tegnet opp i et diagram sammen med plastisitetsgrensene. Det fremgår av diagrammet at den mest utpregede kvikkleiren har et naturlig vanninnhold betydelig over flytegrensen.

Leiren har et ikke ubetydelig innhold av humus.

Det er satt ned 2 piezometre som vist i profil H-H, ett nærmest Sognsvannsbanen og ett opp mot Kai Munchs vei. I begge piezometre ble grunnvannstanden målt til å ligge ca. 1.5 m under terreng.

Undersøkelsene for kontorblokken omfatter bare 5 sonderboringer til fjell med en prøveserie i det nordøstre hjørne. Boringene tyder på at fjellet faller fra ca. kote 93 i det sydøstre hjørne til ca. kote 72 i det nordvestre hjørne. Fjellet skråner derfor gjennomsnittlig 1 : 3 nordvestover. Da fjellets beliggenhet bare er bestemt i noen få punkter, kan den virkelige fjelloverflaten ligge betydelig mer kupert enn vist på fjellkotekartet, tegning nr. 4862-2.

Prøveserien tyder på at det ligger siltig finsand i et 1.5 m tykt lag øverst og at det videre ned ligger vekslende lag av leire og finsand med et kvikkleirelag på dypet. Ifølge prøveserie IV mangler tørrskorpen helt eller er av ubetydelig tykkelse. Fra ca. 2 m dybde har leiren en skjærfasthet på 2-3 t/m² med en økende tendens mot dypet. Vanninnholdet ligger på 25-30 % og leiren må betegnes som under middels kompressibel.

D. FUNDAMENTERING. VURDERING AV PROSJEKTFORSLAG.

Fundamenteringen av det nye anlegget kompliseres ved at fjellet ligger skrått under tomten og særlig av forholdene ved den gjenfylte dalen for Gaustadbekken. Vi vil nedenunder redegjøre for hvilke fundamenteringsløsninger som kan komme på tale for de enkelte tribuneanlegg. Videre vil vi gi en vurdering av fundamenteringen av kontorblokken.

Alternativ 1.

Tribune syd vil kunne fundamenteres direkte på grunnen på såler. Den tillatte belastning på grunnen kan tas ut av diagrammet på vedlagte bilag, tegning nr. 4000-54. Som et foreløpig dimensjoneringsgrunnlag kan man regne med en tillatt belastning på 10 t/m² på grunnen. Setningene må vurderes nærmere når man kjenner belastningene, men vi antar at de vil bli små og uten praktisk betydning.

Tribune øst blir i 2 plan med det bakre på betongsøyler. Tribunen kan fundamenteres direkte på grunnen på såler etter de samme retningslinjer som for sydtribunen. Setningene må vurderes nærmere og i denne forbindelse også spørsmålet om fuge mellom den høye og lave delen.

Tribune nord, hovedtribunen, blir i 2 plan med det bakerste på høye betongsøyler. Tribunen kommer til å krysse den gamle bekken og kulverten.

Valg av fundamentering for denne tribunen kan først avgjøres etter at det

er foretatt en nøyere undersøkelse av fyllmassene i bekkedalen.

Den lavere delen av tribunen vil kunne fundamenteres frostfritt direkte på naturlig grunn eller eventuelt på fyllmassene.

Den høye tribunen som kommer på 10 rekker av søyler med 4 i hver, bærer foruten selve tribunen også trapper og repoer til tribunen. Videre skal det være sportssal og lignende under tribunen.

Da denne konstruksjonen antagelig vil bli forholdsvis setningsømfintlig, vil den bare kunne fundamenteres direkte på grunnen hvis setningsdifferensene mellom fundamentene ikke blir så store at de fører til skader og ulemper. Omtrent halvparten av fundamentene vil i vanlig frostfri dybde komme ned i naturlig grunn på tørrskorpeleiren, mens resten vil komme over kulverten og bekken. Man må regne med å måtte føre fundamentene helt ned til naturlig grunn. Dette vil maksimalt gi en utgraving på ca. 3 m. Den tillatte belastningen på grunnen kan fastsettes når det er utført en supplerende undersøkelse langs bekken.

Hvis en nærmere vurdering av setningene på grunnlag av de bygningsstatistiske beregninger viser at det er fare for skadelige setninger, må konstruksjonene settes på friksjonspeler av tre eller spissbærende peler til fjell. Leirens skjærfasthet er forholdsvis lav og for en 12 m lang pel kan man ikke regne med en større tillatt belastning enn 15 tonn. For å få tilstrekkelig bæreevne og for å unngå oppråtning må pelene rammes til hodet står i høyde med naturlig terreng. Utgiftene til trepeler kommer derfor i tillegg til omkostningene ved direkte fundamentering på såler, som også må føres ned til naturlig terreng. Regner man med at det i ugunstigste fall blir peler under alle fundamenter og peleantallet blir ca. 250, skulle omkostningene ved pelingen komme på ca. kr. 75 - 100.000.-. Hertil kommer utgiftene for utgraving og støping av fundamenter og søyler opp til terreng.

En setningsfri fundamentering vil man oppnå ved fundamentering direkte til fjell. Vi antar at prefabrikerte skjøtbare betongpeler forsynt med herdet stålspliss ville være den gunstigste peltypen i dette tilfelle. Pelene måtte rammes med tungt fallodd. En fundamentering på betongpeler har den fordel at pelene vil kunne rammes fra terreng og det vil ikke bli nødvendig å legge fundamentene dypere enn vanlig frostfri dybde. Fundamenteringen ville imidlertid bli temmelig kostbar og for hovedtribunen anslagsvis av størrelsen kr. 150.000.-. De angitte tall for pelfundamenteringene er kun meget grove overslag, da bygningsvektene for tiden ikke er kjent.

Tribune vest blir i 2 plan med den bakre delen på høye betongsøyler. Den lave delen av tribunen vil kunne fundamenteres direkte på grunnen på såler etter de samme retningslinjer som for syd- og østtribunen.

Den søndre delen av den høye tribunen vil kunne fundamenteres direkte på grunnen på såler. Den nordre delen vil komme utover bekkedalen og krysse kulverten. Dybden til bunnen av bekken er ca. 3 m, mens kulverten antagelig ligger noe dypere. Det er muligheter for at også den nordre delen kan fundamenteres direkte på grunnen på såler, men dette forutsetter at en nærmere vurdering av setningene gir et gunstig resultat. Alternativt kan den nordre delen settes på svevende trepeler eller betongpeler til fjell, som nevnt for tribune nord. I det siste tilfelle må man regne med å måtte legge en fuge mellom den nordre og søndre delen.

Alternativ 2.

Fullt utbygget består alternativ 2 av selve banen lagt om med lengdeaksen nord-syd og 2 store tribuner mot øst og vest.

Tribune øst blir i 1 skråplan med den bakre delen på høye betongsøyler. Tribunen vil kunne fundamenteres direkte på grunnen etter de samme retningslinjer som tidligere.

Tribune vest får 2 skråplan med det bakre som en høy konstruksjon på betongsøyler. For denne delen gjelder de samme betraktninger som nevnt under omtalen av nord- og vesttribunen for alternativ 1.

Ved alternativ 2 vil den nordre del av banen komme ut over bekkedalen. Man kan regne med at både fyllmassene og leiren under er fullt konsolidert og det skulle derfor ikke være noen grunn til å vente noen setninger av betydning for banen.

Kontorblokk.

Grunnen har tilstrekkelig bæreevne til å kunne fundamenteres bygningskomplekset direkte på grunnen på såler. Det som imidlertid blir bestemmende for fundamenteringen er setningene og særlig setningsdifferensene. Vi har foretatt en vurdering av setningene for høyblokken på grunnlag av en antatt belastning og finner at de i den nordlige delen etter en årrekke vil kunne komme opp i ca. 20 cm, mens det for den søndre delen bare dreier seg om noen få centimeter. Samtidig vil det bli en viss vridning av bygningen på grunn av at fjellkotene faller diagonalt på bygningen. Selv om setnings-

differenser av denne størrelsesorden ville kunne tolereres kompliseres forholdet ved at høyblokken kommer inntil den lavere del på 4 etasjer, som får tilsvarende mindre setninger. Dette skaper tekniske og estetiske problemer i sammenføyningene av bygningsdelene.

Etter å ha vurdert problemene er vi kommet til at man foreløpig bør gå ut fra at bygningen fundamenteres til fjell på pilarer og peler. Det bør brukes fabrikkfremstilte skjøtbare betongpeler forsynt med herdet fjellspiss. "In situ"-peler kan også komme på tale.

Omkostningene ved en pilar- og pelfundamentering for hele komplekset skulle ligge på anslagsvis kr. 250.000.-.

E. SUPPLERENDE UNDERSØKELSER.

De utførte undersøkelser gir ikke tilstrekkelig opplysning om løsavleiringene i området ved bekkedalen og en supplerende undersøkelse er her nødvendig. Det bør utføres supplerende boringer til fjell under de delene av tribunene som vil bli fundamentert til fjell.

Videre er undersøkelsene utilstrekkelige for kontorblokken. Når de endelige planene er fastlagt, bør det utføres supplerende boringer til fjell samt tas en prøveserie eller vinge boring mot Sognsvannsbanen av hensyn til stabiliteten av utgravingen.

F. KONKLUSJON.

De lavere tribuneanlegg og anlegg ellers som kommer på naturlig grunn i øst og syd vil kunne fundamenteres direkte på grunnen på såler. Det samme gjelder høye tribuneanlegg i øst og sydvest.

De lavereliggende tribuneanlegg som kommer ut over fyllmassene i nord og vest kan fundamenteres på såler til naturlig grunn eller kan eventuelt settes på fyllmassene.

De høyereliggende tribuneanlegg mot nord og vest med tilhørende konstruksjoner kan muligens fundamenteres direkte på grunnen. Dette vil kunne avgjøres når man kjenner belastningene og konstruksjonene nærmere og det er foretatt supplerende undersøkelser i bekkedalen. Det kan bli aktuelt å sette fundamentene på svevende trepeler. Alternativt, men også den dyreste

løsningen, kan konstruksjonene settes på peler, fortrinnsvis skjøtbare betongpeler, til fjell.

Det er vanskelig på det nåværende grunnlag å ta standpunkt til hvilke av de 2 utkast som gir den gunstigste løsningen geoteknisk sett. Begge forslag innebærer problemer i forbindelse med fundamenteringen av den delen av konstruksjonene som kommer over bekkedalen. Det ser imidlertid ut til at alternativ 2 gir den gunstigste løsningen ut fra et geoteknisk synspunkt.

Kontorblokken kommer utover skrånende fjell og vi vil anbefale at man foreløpig regner med at bygningen fundamenteres til fjell på pilarer og peler, fortrinnsvis prefabrikerte skjøtbare betongpeler.

Når det er tatt endelig standpunkt til valg av prosjekt, vil vi i samarbeid med de rådgivende ingeniører i byggeteknikk og arkitektene utarbeide de endelige planer. I denne forbindelse vil vi utføre de nødvendige supplerende undersøkelser slik at alle geotekniske forhold kan bli klarlagt.

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL



O.S. Holm.

Boringsutstyr. Opptegning av resultatet av sonderboringer

HENSIKTEN MED MARKARBEIDET

Sonderboringer med forskjellige typer redskap brukes for å få den første orientering om dybdene til fjell eller fast grunn samt art og lagringsfasthet av massen. Ved sonderboringene finnes «antatt fjell» og orienterende verdier for massens geotekniske egenskaper.

Ved prøvetaking og laboratorieundersøkelsen av prøvene fåes nøyaktige data for prøvenes geotekniske egenskaper. Prøveseriene plaseres på grunnlag av resultatet av sonderboringene og det foreliggende tekniske problem, slik at de best mulig blir representative for byggegrunnen.

Undersøkelsene i marken kan foruten sonderboring og prøvetaking omfatte måling av grunnvannstanden eller porevannstrykket ved piezometere, vingeboring for skjærefasthetsbestemmelse, belastningsforsøk direkte på grunnen eller på peler, setningsobservasjoner osv.

DREIEBOR

er 20 mm spesialstål i 1 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 30 mm skruespiss. Boret belastes med 100 kg og dreies ned. Motstanden mot boret tegnes opp med en tverrstrek på borhullet dit borspissen er nådd for hver 100 halve omdreining. Antall halve omdreininger påføres høyre side av borhullet.

Skravert borhull angir at boret er sunket uten dreining for den belastning som er påført venstre side av borhullet. Er borhullet merket med kryss betyr det at boret er slått ned.

Dreieboret gir forholdsvis god orientering om art og lagringsfasthet av den masse som det bores gjennom.

RAMSONDERING

utføres med 32 mm borstål i 3 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 40 mm sylindrisk spiss. Boret rammes ned ved hjelp av et fallodd på 75 kg, som føres på borstangen og drives av en motornokk.

Rammearbeidet registreres som det antall slag med fallhøyde 50 cm som skal til for å drive boret ned 50 cm. Resultatet tegnes opp ved å avsette rammemotstanden

$$Q_0 = \frac{\text{Vekt av lodd} \times \text{fallhøyde}}{\text{Sykning pr. slag}} \quad (\text{tonn})$$

som funksjon av dybden.

$Q_0 = 1-3$ tonn tilsvarer en løs grunn.

$Q_0 = 8-15$ tonn tilsvarer en fast grunn.

Ramboret har normalt større nedtrengningsevne enn dreieboret, men gir mindre pålitelige opplysninger om arten av jordmassene. Ramboret gir gode opplysninger om den dybde peler må rammes til for å oppnå den forutsatte bæreevne.

SPYLEBOR

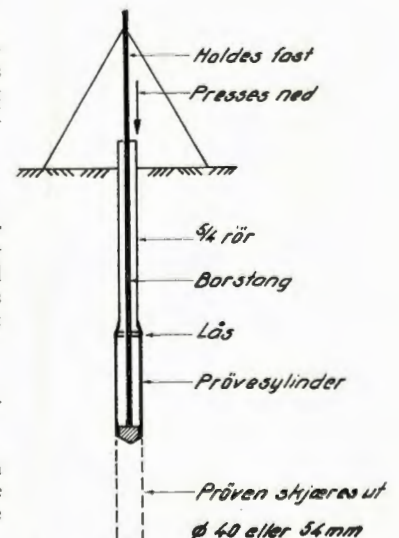
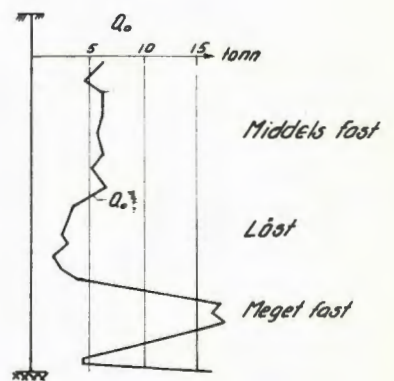
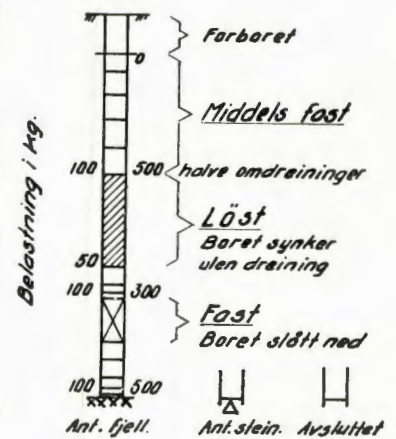
består av 3/4" rør som spyles ned i grunnen ved hjelp av trykkvann fra ledningsnett eller fra en motorpumpe. Spyleboret er nederst forsynt med en spylespiss med tilbakeslagsventil og øverst en vannsvivel. Spyleboret er egnet for oppsøking av fjell i finkornet masse, men boret stopper lett i grove masser. Spyleboret gir i alminnelighet ikke pålitelige opplysninger om grunnens art.

PRØVETAKING

De vanlig brukte prøvetakere er 40 og 54 mm stempelbor. Begge prøvetakere består av en tynnvegget sylinder, som forbindes opp til terrengoverflaten ved hjelp av 5/4" rør. Nederst i sylindern er et stempel som er forbundet til overflaten med borstenger. Stempelet er fastlåst i sylinderns nedre ende når prøvetakeren presses ned til ønsket dybde. Når en prøve skal tas, frigjøres låsen, stempelet holdes fast og sylindern presses ned ved hjelp av forlengelsesørene og skjærer ut prøven.

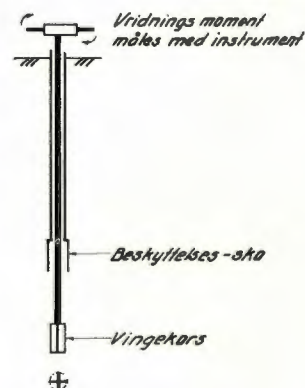
Prøvetakeren trekkes opp og etter forsegling med voks blir prøvene sendt til laboratoriet for undersøkelse.

Ram-prøvetakere brukes i meget fast masse. De er i prinsippet som 40 og 54 mm prøvetaker, men vesentlig solidere, slik at de kan rammes ned i grunnen. Prøvene blir ikke uforstyrrende, men blir representative for grunnen hva de øvre geotekniske egenskaper angår.



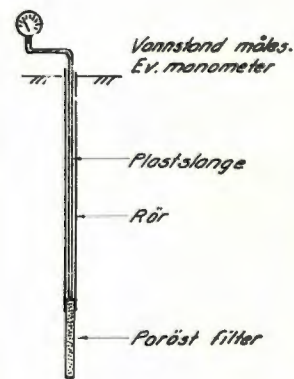
VINGEBOR

brukes for direkte bestemmelse av leirens skjærfasthet i marken uten å ta opp prøver. Et vingekorset som ligger inne i en beskyttelsessko føres ned til 60 cm over den dybde det skal måles og vingekorset skyves ut av beskyttelsesskoen og ned i leiren. Vingekorset er forbundet opp med borstenger, som gjør det mulig å dreie vingekorset rundt ved hjelp av et instrument som samtidig registrerer det maksimale torsjonsmoment ved brudd i leirmassen rundt vingekorset. Skjærfastheten finnes av en kalibreringskurve.



PORETRYKKSÅLING. BESTEMMELSE AV GRUNNVANNSTANDEN

Et piezometer for måling av porevannstrykket eller grunnvannstanden er et sylindrisk porøst filter med 32 mm diameter. Filteret presses ned i bakken ved hjelp av forlengelsesrør. Fra filteret går et stigerør av plast opp gjennom røret. Poretrykket bestemmes ved måling av vannstanden i røret ved et elektrisk instrument eller ved et tilkoblet manometer.



En brønnspeiss er et ca. 1 m langt perforert 1 1/2" rør, som er forsynt med en fin sildeuk. Brønnspeissene presses ned i bakken ved hjelp av 1" rør eller rammes ned.

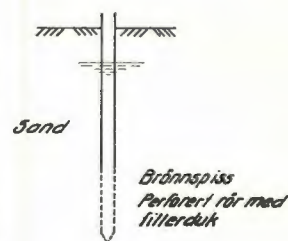
Brønnspeisser brukes til å finne grunnvannstanden i grov sand og grus. Vannstanden måles direkte i røret.

HJELPEUTSTYR

består av rør av forskjellig art som kan senkes, spyles eller rammes ned i grunnen for utforing av borhullet, og som ofte er forsynt med en rammespeiss som kan tas ut av røret når dette er rammet ned til ønsket dybde.

Tung borveske brukes i stor utstrekning ved prøvetakning i sand og grus. Borvesken består bl. a. av oppslemmet bentonit eller leire og hindrer borhull i sand fra å rase sammen.

I spesielle tilfeller blir borvesken pumpet ned gjennom en meisel som løsner massene ved bunnen av borhullet.



Det brukes motornokker, motorpumper og bortårn som muliggjør at redskapen kan heises opp til 20 m i luften over bakken uten å skru av rør.

Nedtrykkningsåk og forankringsrammer, sandpumper, verktøy, arbeidsbrakker osv. er vanlig hjelpeutstyr.

STØTBORING

foregår ved hjelp av en brønnboringsmaskin, som driver 5" solide foringsrør ned gjennom massen ved hjelp av en fallmeisel på flere hundre kilo, som går inne i røret og som vekselvis meisler i stykker stein eller løsner opp massene ved enden av røret og vekselvis brukes til drivning av røret. Massene hentes opp av røret ved hjelp av en sandpumpe. Større stein ved enden av røret kan det bli nødvendig å sprengte.

Det tas prøver av morenemassen ved spesielle ramprøvetakere. Hvis røret når ned i løsere masser, kan det tas prøver med 40 eller 54 mm prøvetakere, som beskrevet ovenfor.

Når fjellet er nådd, kan det bores 3—4 m ned i fjellet ved hjelp av fallmeiselen for å bevise at ikke boringsutstyret er stoppet på en større stein. Fjelltypen kan noenlunde bestemmes ved hjelp av borslammet.

ROTASJONSBORING

foregår ved hjelp av en diamantbormaskin, som roterer og mater et rør ned gjennom massen. Røret er nederst påskrudd hardmetall- eller diamantkroner. Inne i røret føres borstenger som nederst har et kjernerør med påskrudde hardmetall- eller diamantkroner for boring gjennom større stein og for boring ned i fjellet for påvisning av fjellets beliggenhet med full sikkerhet. Man får kjerner av større stein og av fjellet, men kun lite representative prøver av den masse som ligger over fjellet. Til kjøling av kronen og stabilisering av borhullet brukes enten vannspyling eller spyling med tung borvæske.

Geotekniske definisjoner. Laboratorieundersøkelse av prøver

LEIRE

er et meget finkornig materiale med kornstørrelser ned til noen hundredels millimeter, og hvor omtrent halvparten av volumet opptas av vann. Ved en økning av belastningen oppstår porevannstrykk, som etterhvert ebber ut. Denne konsolidering krever tid og medfører setninger og bare en langsom økning i fasthet.

SAND

er et grovkornet materiale, hvor porene kan utgjøre 20—60 % av volumet. Ved en belastningsøkning vil porevannstrykket straks dreneres ut og setningene og fasthetsøkningen kommer raskt.

SILT (MOSAND OG MJELE) er mellomjordarter.

SKJÆRFASHTHETEN (k , s_u eller τ_f)

av en leire bestemmes ved konusforsøk eller ved trykkforsøk med uhindret sideutvidelse på uforstyrrede prøver. Ved trykkforsøket settes skjærfastheten lik halve trykkfastheten. Ved konusforsøket måles nedsynkingen av en konus med bestemt form og vekt og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell.

Ved konusforsøk, enaksiale trykkforsøk eller vingebor bestemmes den udrenerte skjærfasthet hvis anvendelse i geotekniske beregninger er betinget av at belastningene påføres såvidt hurtig at jordarten ikke får anledning til å avgi eller oppta vann og endre sin skjærfasthet tilsvarende.

Skjærfastheten uttrykkes i t/m^2 og oppteignes oftest i diagram på tegningene med angivelse av bruddeformasjonen.

SKJÆRFASHTHETSPARAMETRENE (c' og φ')

(«tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkel») bestemmes ved triaksialforsøk og angir hvorledes skjærfastheten varierer med spenningen. En sylindrisk prøve omsluttet med en gummihud og får konsolidere med fri drenering under allsidig vanntrykk i en trykkselle. Prøven blir dernest belastet aksialt til brudd, mens porevannstrykket måles. Resultatet av flere forsøk med forskjellige konsolideringstrykk fremstilles i et Mohr's diagram hvor skjærfastheten angis som funksjon av de effektive hovedspenninger.

Skjærfasthetsparametrene må kjennes for å kunne utføre beregninger hvor det må tas hensyn til endringene i grunnens skjærfasthet som følge av endringer i belastningene og porevannstrykket.

SENSITIVITETEN (S)

er forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand, som bestemt ved konusforsøk. Sensitiviteten varierer vanligvis ved norske leirer mellom verdier på ca. 3 til verdier større enn 100 (kvikkleirer).

RELATIV FASTHET (H_1)

er et sammenligningstall som gir uttrykk for hvor løs en leire er i omrørt tilstand. H_1 bestemmes ved konusforsøk og varierer vanligvis mellom verdier på ca. 80 til verdier under 1.

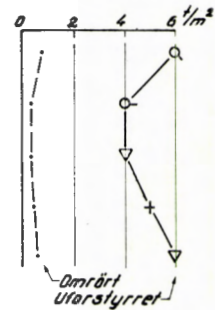
Vi definerer en kvikkleire som en leire med H_1 mindre enn 3.0, hvilket tilsvarende en flytende konsistens.

VANNINNHALDET (W)

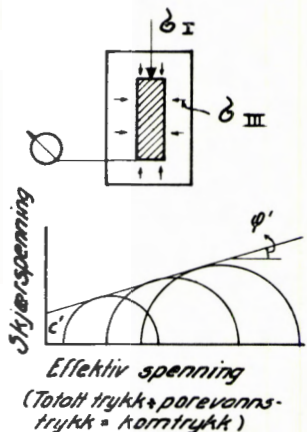
angir vekten av vann i % av vekten av fast stoff i prøven og bestemmes ved tørring under 110° C.

Ved sandprøver vil det bero på tilfeldigheter hvor meget vann det er i porene. Vanligvis oppgis det vanninnhold som tilsvarende vannfylte porer ved den målte porøsitet.

Normalt vanninnhold i norske leirer ligger på omkring 35 %. Høyt vanninnhold tyder på høy kompressibilitet.



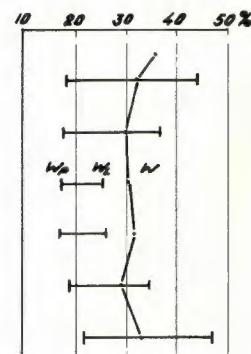
- Trykkforsøk
 - ▽ Konusforsøk
 - + Vingebor
- 15-0-5-10 % deformasjon ved brudd



FLYTEGRENSE (W_L) og UTRULLINGSGRENSE (W_p)

(Atterbergs grenser) er det vanninnhold hvor en omrørt leire går over fra plastisk til flytende konsistens henholdsvis fra plastisk til smuldrende konsistens.

Vanninnhold, flytegrense og utrullingsgrense settes gjerne opp i et felles diagram, som gir oversikt over karakteristiske egenskaper ved leirlagene.

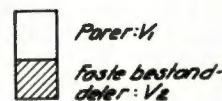


PORØSITETEN (n)

er volumet av porene i % av totalvolumet av prøven. En leire har normalt porøsitet på omkring 50 %. En sand kan ha porøsiteter fra ca. 20 % til ca. 60 %. En høy porøsitet tyder på en høy kompressibilitet.

PORETALLET (e)

er definert som forholdet mellom porevolumet og volumet av fast stoff i en prøve.



$$n = \frac{V_1 \cdot 100}{V_1 + V_2}$$

$$e = \frac{V_1}{V_2} = \frac{n}{1-n}$$

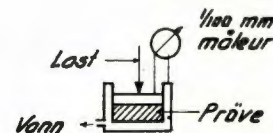
$$w = \frac{n}{1-n} \cdot \frac{L}{G_s} \%$$

ROMVEKTEN (γ)

er vekten pr. volumenhet av prøven. Romvekt, vanninnhold og porøsitet er sammenhengende verdier ved vannfylte prøver og er alle uttrykk for lagringsfastheten.

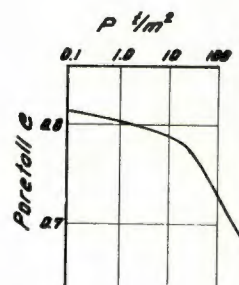
HUMUSINNHOLDET (o)

blir bestemt ved en kolorimetrisk natronlutmetode og angir innholdet av humuserte organiske bestanddeler tilnærmet i % av tørrstoff. Det tallmessige uttrykk har sin verdi bare for sammenligning. Høye humusinnhold på 2—3 % gir høy kompressibilitet og lang konsolideringstid.



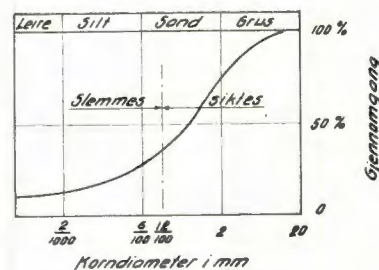
KOMPRESSIBILITETEN

måles ved ødometerforsøk, hvor en leirprøve påføres belastning trinnvis og sammentrykningen avleses på hvert belastningstrinn for bestemte tidsintervaller. Ved forsøket bestemmes jordartens sammentrykningstall (C_c) og konsolideringskoeffisient (C_v) som gir grunnlag for beregning av setningenes størrelse og tidsforløp.



KORNFORDELINGSANALYSE

utføres ved sikting for fraksjonene større enn 0,012 mm. For de mindre partikler bestemmes den ekvivalente korndiameter ved hydrometeranalyse. Materialet slemmes i vann og suspensjonens romvekt måles med bestemte tidsintervaller ved et hydrometer. Kornfordelingskurven beregnes ut fra Stokes lov om partiklers sedimentasjonshastighet.



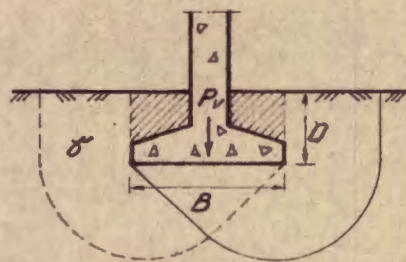
PERMEABILITETSKOEFFISIENTEN (K)

er definert ved Darcys lov, $V = K \cdot I$, hvor V er strømningshastigheten av porevannet og I er trykkgradienten. K uttrykkes vanligvis i cm/sek. og ligger for leirer i området 10^{-6} til 10^{-9} cm/sek. og for sand i området 10^{-1} til 10^{-3} cm/sek. Under en trykkgradient på $I = 1$ kan strømningshastigheten i fet leire følgelig være så liten som 1 cm i året.

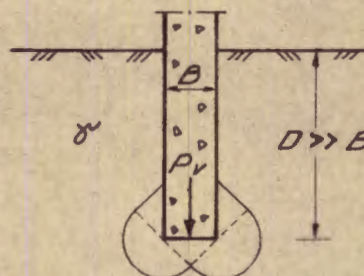
Permeabilitetskoeffisienten kan beregnes ut fra tidsforløpet ved ødometerforsøk eller kan bestemmes ved direkte forsøk, hvor det måles den vannmengde som går gjennom en prøve med et bestemt tverrsnit under kjent trykkfall.

Fundamenters bæreevne på leire

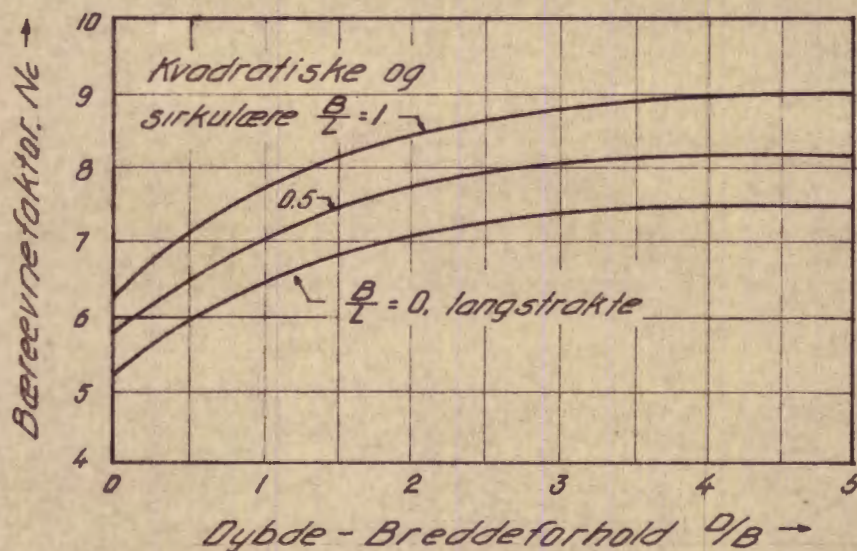
Ang.: Tillatt fundamenttrykk for sentrisk vertikal belastning



Sentrisk, grunt



Sentrisk, dypt



Tillatt fundamenttrykk:

$$q_a = N_c \frac{s}{F} + \gamma D$$

Overført fundamenttrykk:

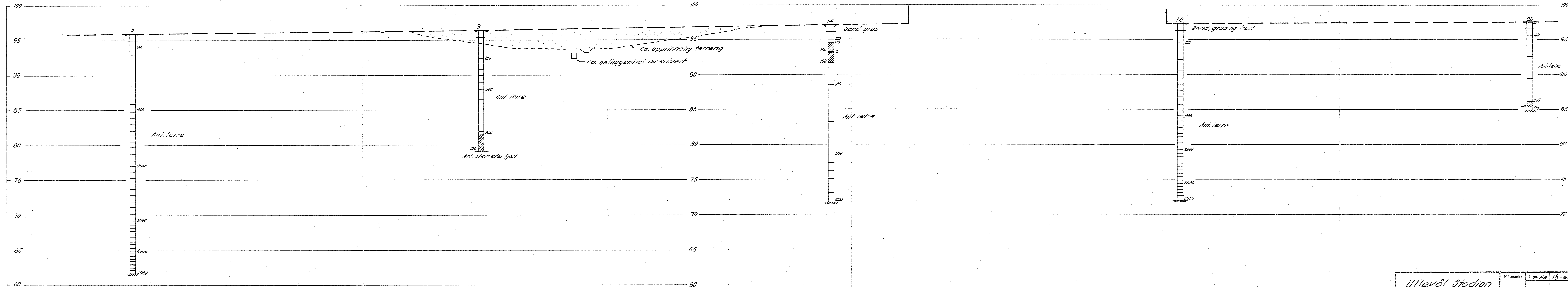
$$q = \frac{P_v}{A}$$

Betingelse for nødv. sikkerhet mot brudd: $q \leq q_a$

Betegnelser:

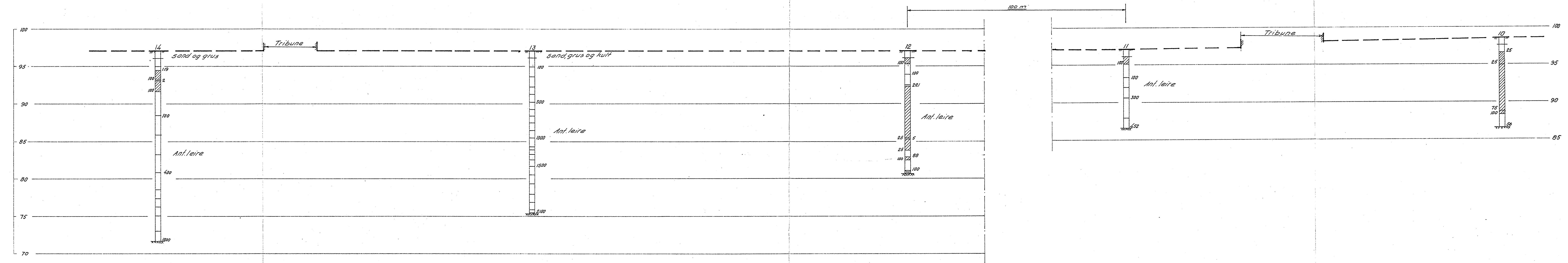
- N_c = dimensjonsløs bæreevnefaktor.
- s = midlere udrenert skjærfasthet langs bruddlinjen.
- F = sikkerhetsfaktor.
- D = dybde fra laveste terreng til underkant fundament.
- γ = midlere romvekt over fundamentplanet.
- Nødv. sikkerhetsfaktor ved pålitelig bestemmelse av skjærfastheten $F = 1.5 - 2.0$

Profil J-J



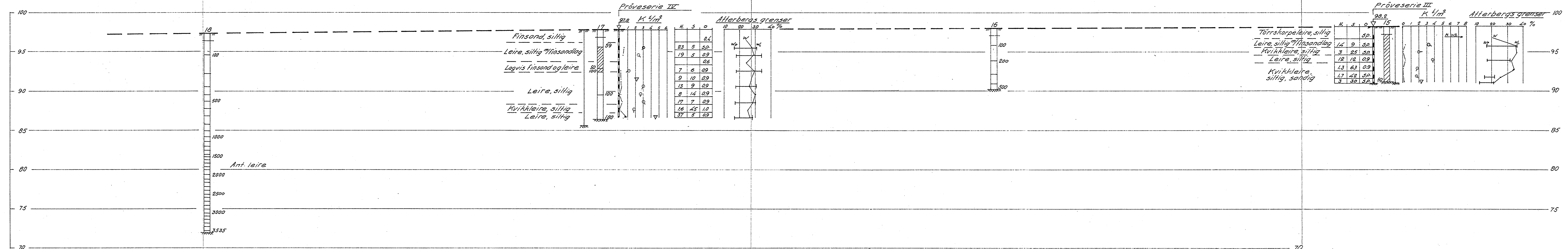
<u>Ullevål Stadion</u>		Målestokk	Tegn. no	1/6-62
<u>Profil J-J</u>		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		4862-10		
		Erstatet av:		

Profil C-C



<u>Ullevål Stadion</u>		Planestokk	tegn. AB	1/9-62
<u>Profil C-C</u>		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		4862-5		
		Erstattet av:		

Profil D-D



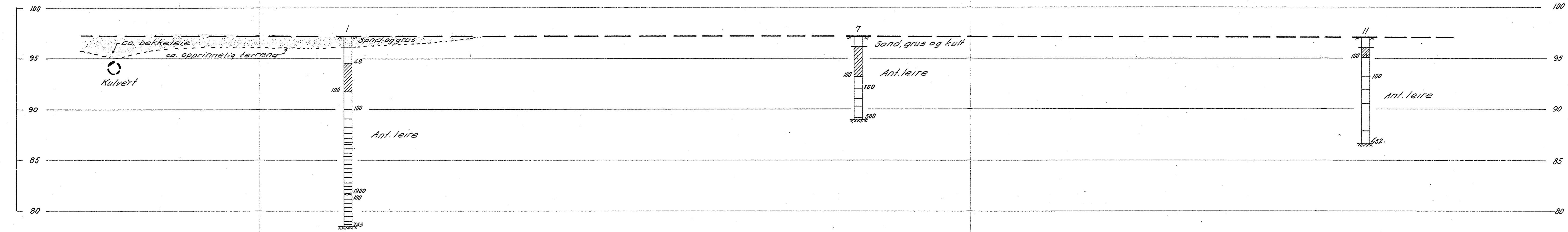
Ullevål Stadion
Profil D-D

Målestokk: 1:200
Tegn. No. 19-62

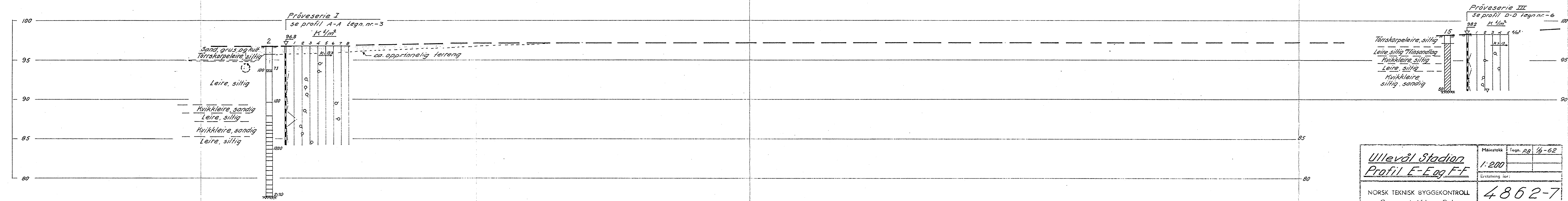
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL
Oscars gt. 46b. - Oslo

Erstatning for: **4862-6**
Erstatning av:

Profil E-E

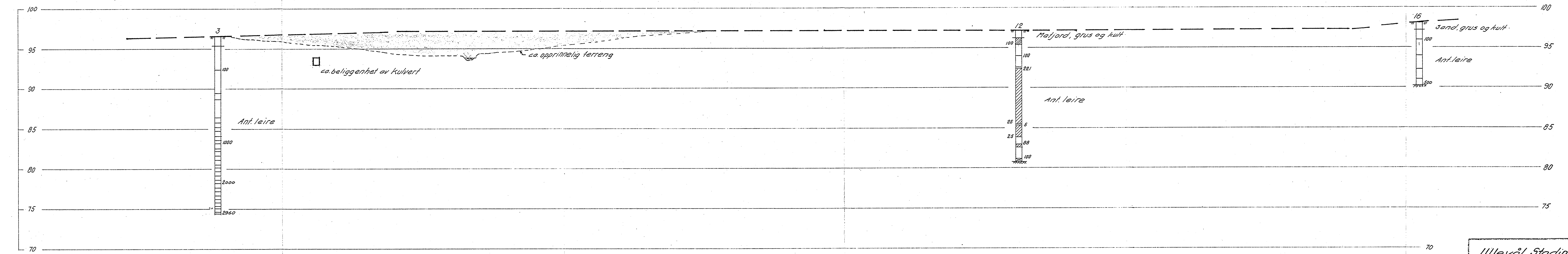


Profil F-F



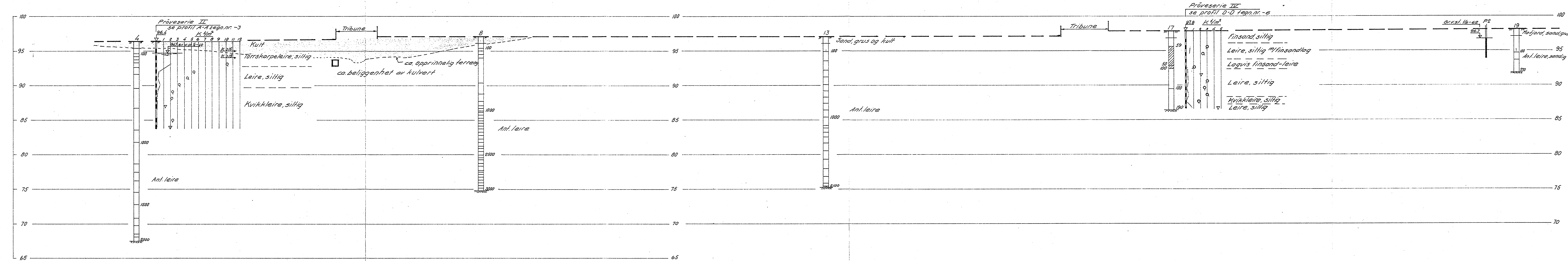
Ullevål Stadion		Målestokk	legn. nr.	1/9-62
Profil E-E og F-F		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		4862-7		
		Erstatning av:		

Profil G-G



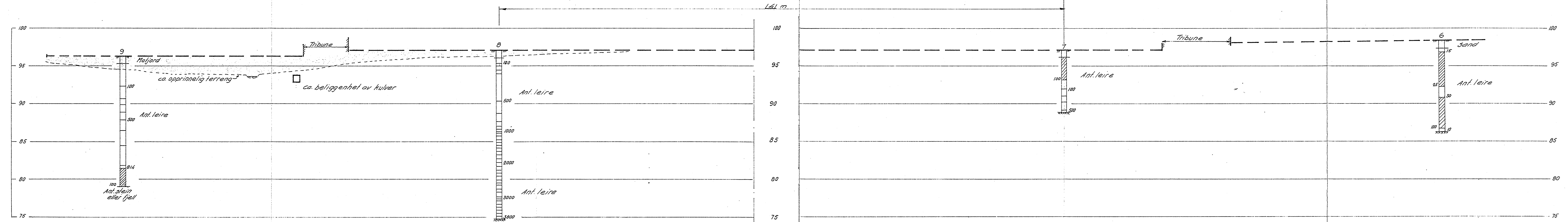
<u>Ullevål Stadion</u>		Målestokk	Tegn. No	16-62
<u>Profil G-G</u>		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		4862-8		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		Erfattet av:		

Profil H-H



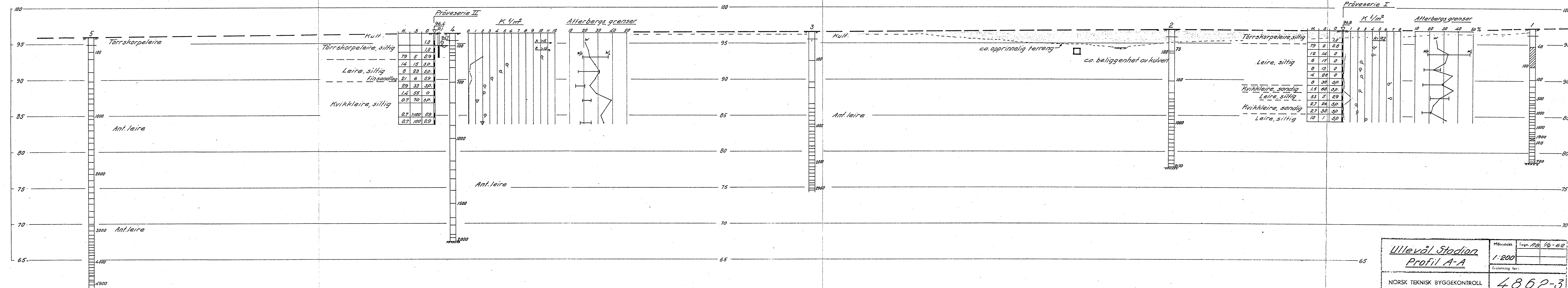
<u>Ullevål Stadion</u>		Målestokk	Tegn. 28	1/6-62
<u>Profil H-H</u>		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oslo, Postboks 464, Oslo		4862-9		
Erfollet				

Profil B-B

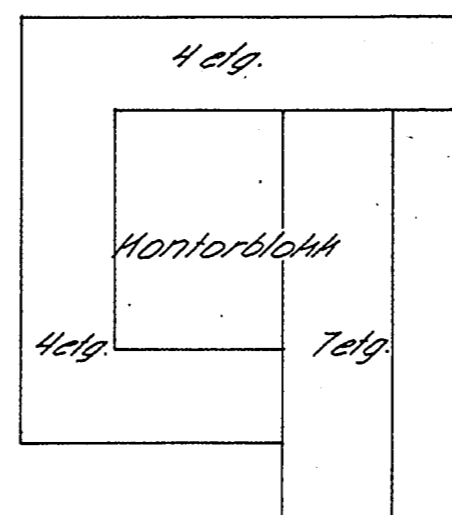
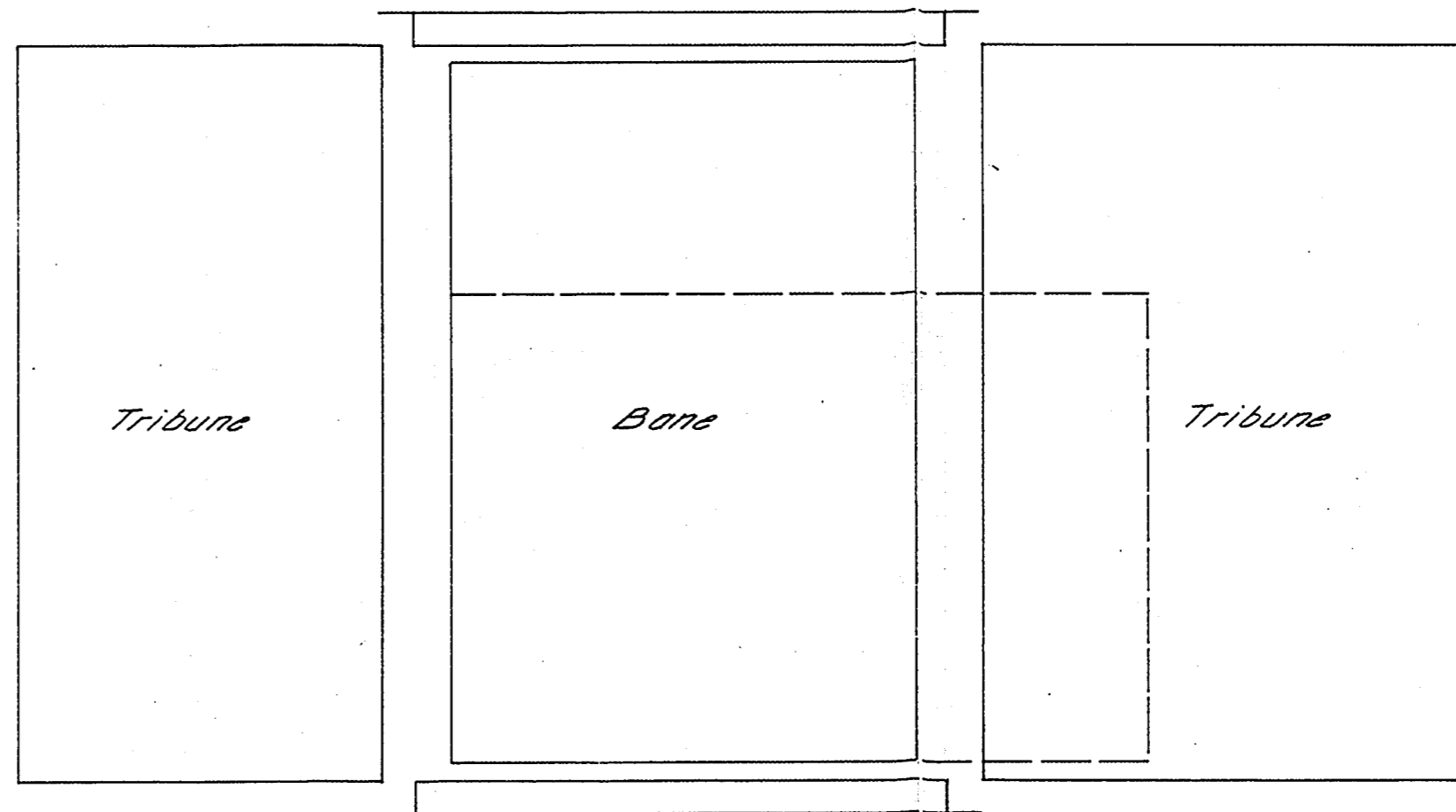


<u>Ullevål Stadion</u>		Målestokk	Tegn. 2B	19-62
<u>Profil B-B</u>		1:200		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		4862-4		
		Erfattet av:		

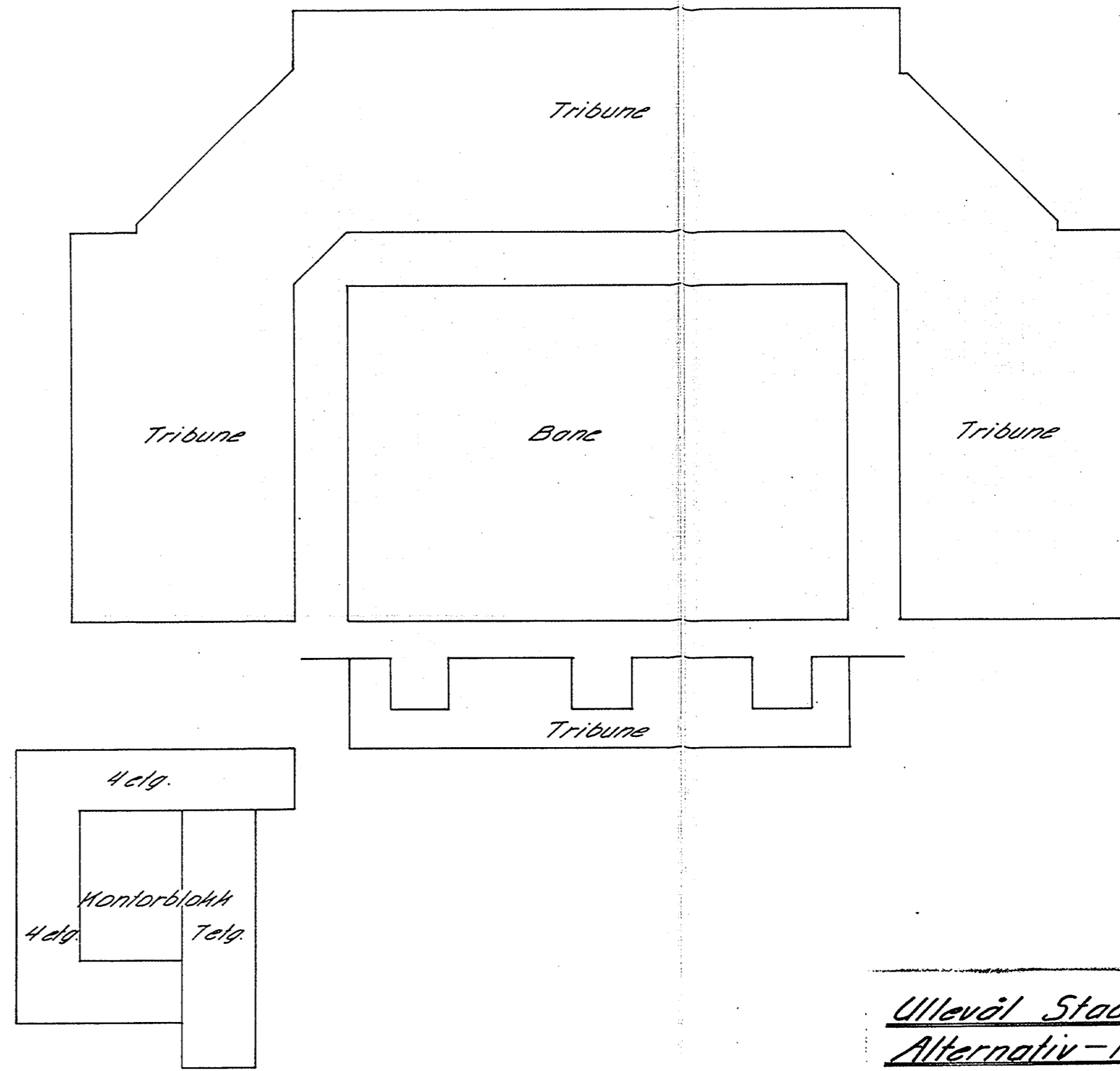
Profil A-A



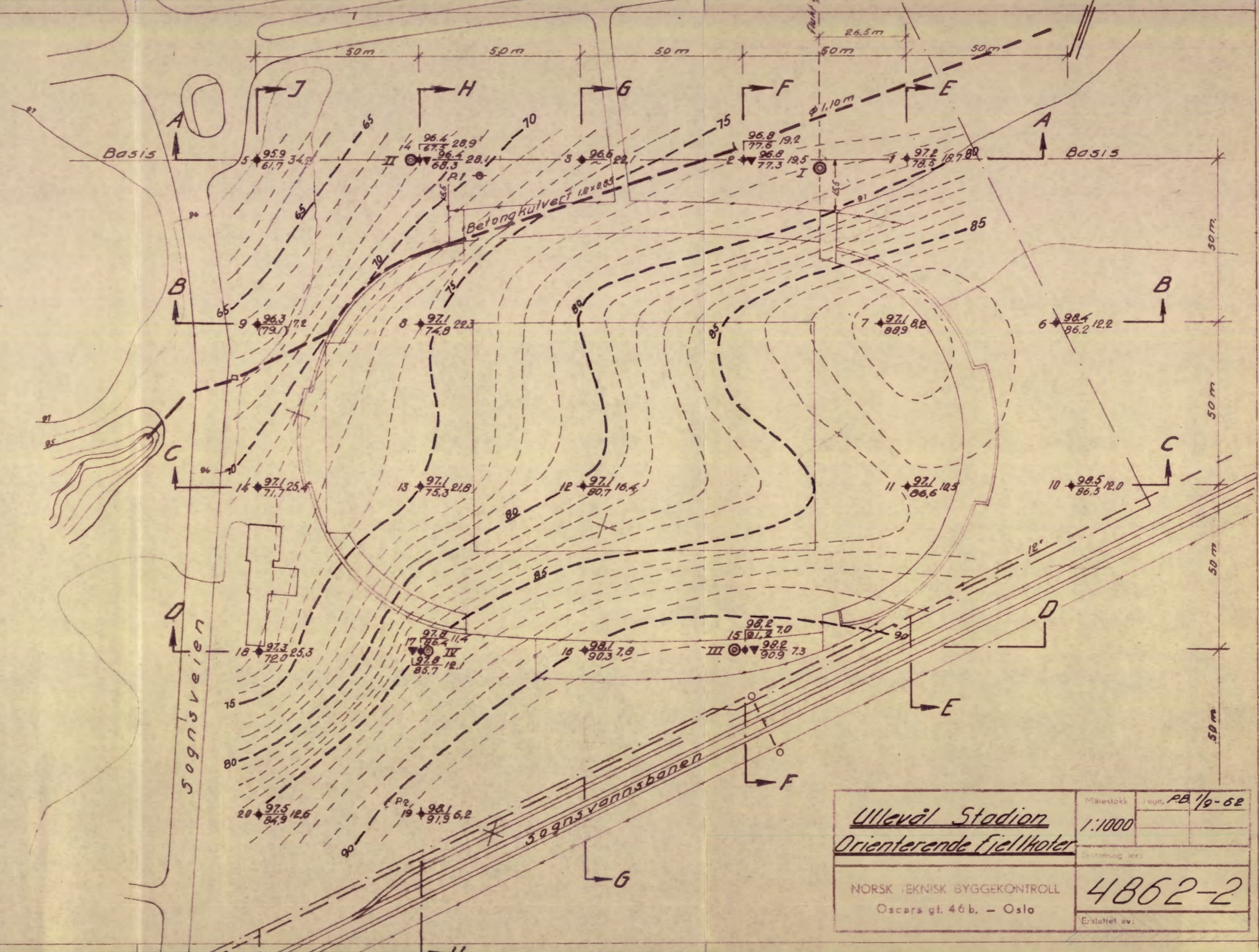
Ullevål Stadion
 Profil A-A
 Målestokk 1:200
 Tegning for: 4802-3
 NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL
 Oscars gt. 46 b. - Oslo
 Erstatning for: 4802-3
 Erstatning av:



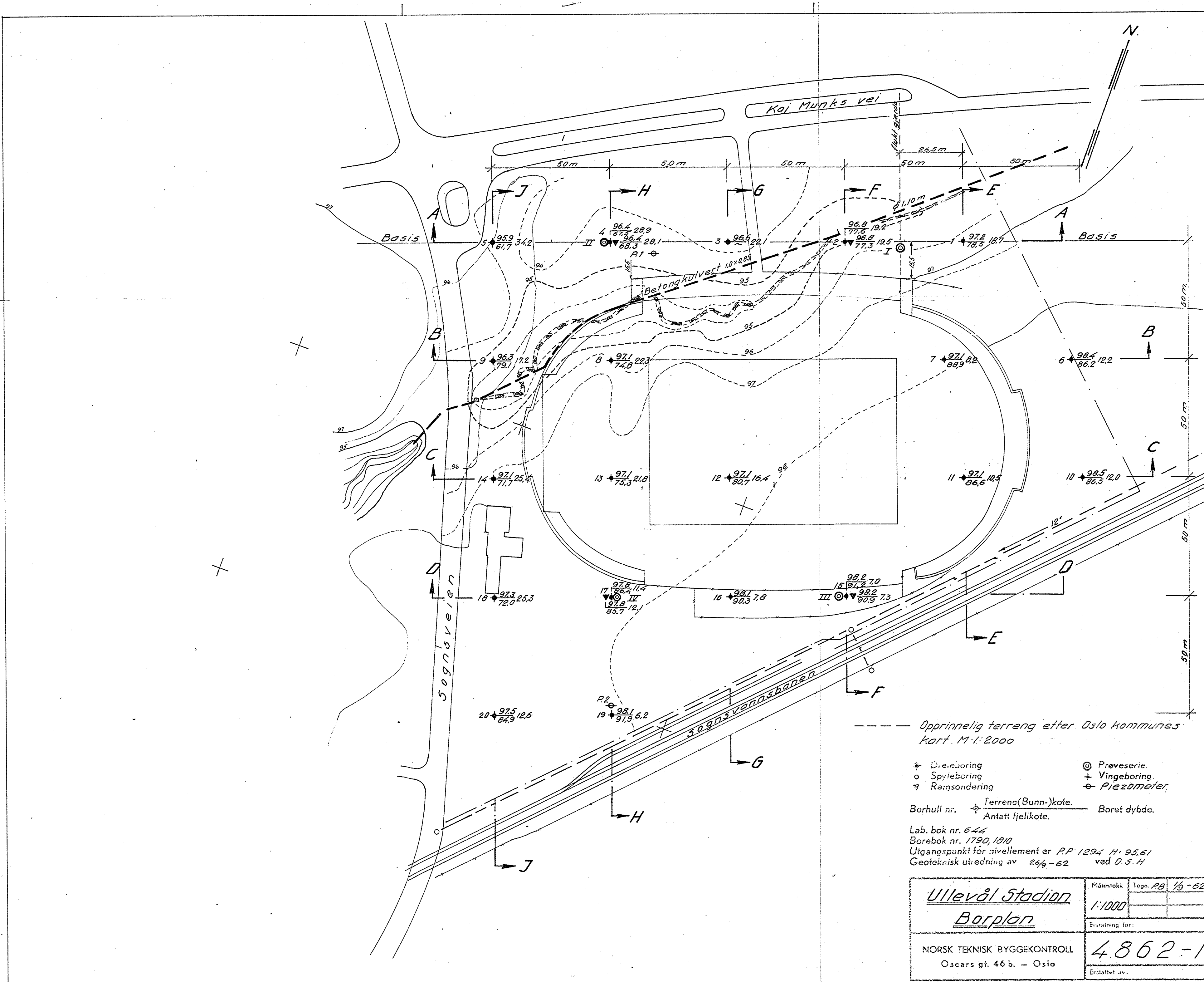
<u>Ullevål Stadion</u> <u>Alternativ-2</u>	Målestokk	Tegn. RA 1/9-62
	1:1000	
NORSK TEKNISK SYGDEKONTROLL Oscars gt. 46 b. — Oslo	Erstattet av:	4862-22



Ullevål Stadion Alternativ - 1	Målestokk	Teqn. PA 1/9-62
	1:1000	
Bestilling for:		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL Oscars gt. 46 b. - Oslo	4862-2.1	
E utført av:		



Ullevål Stadion		Målestokk	1:1000
Orienterende Fjellkoter		Plan nr.	PA 1/9-52
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Utstilt av:	4862-2
Oscars gt. 46 b. - Oslo			



--- Opprinnelig terreng etter Oslo kommunes Kart M.1:2000

- ✦ Dreieboring
- Spyleboring
- ▽ Ransonerding
- ⊙ Prøveserie
- + Vingeboring
- ⊖ Piezometer

Borhull nr. ✦ Terreno(Bunn-)kote. ⊙ Boret dybde.
 ✦ Antatt fjellkote.

Lab. bok nr. 644
 Borebok nr. 1790, 1810
 Utgangspunkt for nivellement er P.P. 1294 H. 95,61
 Geoteknisk utredning av 26/9-62 ved O.S.H.

Ullevål Stadion		Målestokk	Tegn. PB	1/6-62
Borplan		1:1000		
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL		Erstatning for:		
Oscars gt. 46 b. - Oslo		4.862-1		
		Erstattet av:		