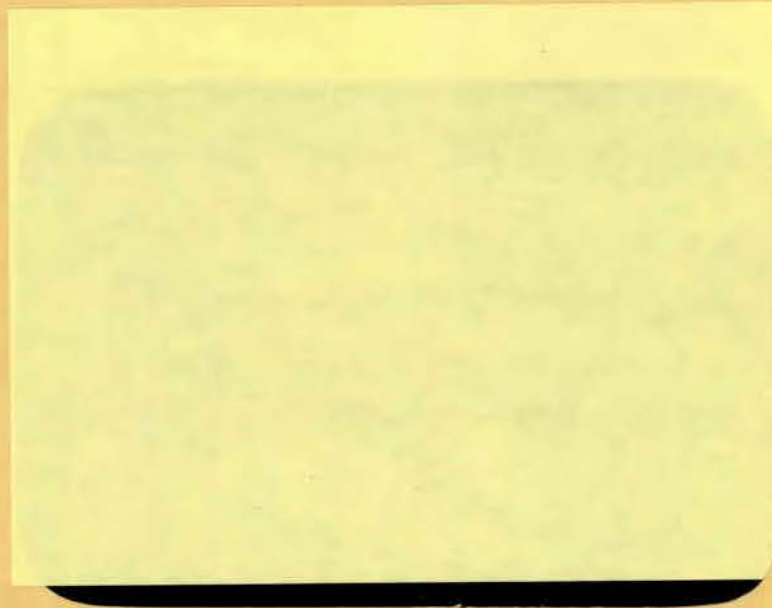


Tilhører Undergrundskartverket

Må ikke fjernes



NV: C51, C6"

BHL/feb. 89



**OSLO KOMMUNE**

GEOTEKNISK KONTOR



OSLO KOMMUNE  
Geoteknisk kontor  
KINGOS GT. 22, OSLO 4  
Telf. 35 59 60

RAPPORT OVER:

Smestad driftssentral for  
tekniske etater. Grunnundersøkelser.

R-1801-1

9. juli 1982.

INNHOLDSFORTEGNELSE

Sammendrag	side	2
Innledning	"	3
Markarbeid	"	3
Grunnforhold	"	4
Fundamentering	"	6
Sluttord	"	9

BILAGSFORTEGNELSE

Bilag 0:	Standardbeskrivelser for bor- og laboratorieundersøkelser		
" 1:	Borprofil prøveserie ved profil	3960-10 m V,	R-1355
" 2:	Vingeboring	" " 3990-16 m V,	"
" 3:	Vingeboring	Vb 1	
" 4:	Poretrykksmålinger Pz 12 og 13,	R-1355	
" 5:	" "	Pz 1 og 2	
" 6:	Profilene A, B, C, D.		
" 7:	Situasjons- og boreplan.		

SAMMENDRAG

De utførte grunnundersøkelser viser at det under den planlagte driftssentralen er dybder til fjell varierende mellom 0,4 og 11,9 m.

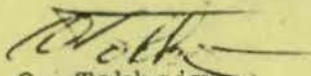
Løsmassene består vesentlig av middels fast leire under et tørrskorpelag av ca 3 meters mektighet.

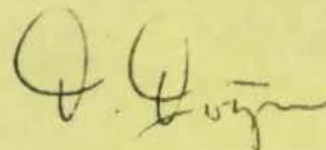
Smestadtunnellen (Store Ringvei), som er under bygging, har drenert deler av området hvor driftssentralen skal bygges, og av den grunn må det forventes endel setninger nærmest tunnelen.

Vi regner imidlertid med at det bare er den sørligste delen av bygning A (2. byggetrinn) som blir påvirket av drenasjen.

Terrengoppfylling vil ellers kunne gi noe setninger, men vi vurderer de totale beregnede setninger som akseptable, og anbefaler derfor sålefundamentering.

Geoteknisk kontor

  
O. Tokheim

  
/ T. Føyn

## INNLEDNING

Etter oppdrag fra byggeetaten i Oslo kommune, rekvisisjon nr. R 001300 av 1.4.1982, har geoteknisk kontor utført grunnundersøkelser for Smestad driftssentral for tekniske etater.

Eksisterende driftssentral skal rives og Dalsveien og Solskinnsveien skal legges om permanent i forbindelse med byggingen av Smestad-tunnellen.

Den nye driftssentralen er tenkt bygget i to byggetrinn, hvorav bygning B og C utgjør første. Bygning A skal inneholde garasjer, bygning B garasjer og tilfluktsrom (nordligste del) og bygning C skal være servicebygg. Bygningene skal være i én etasje uten kjeller, dog med tilfluktsrommet delvis overbygget. Dalsveien og Solskinnsveien vil bli liggende så nær de nye bygningene at veggene nærmest veiene delvis vil fungere som støttemurer.

Grunnundersøkelsene er planlagt i samarbeid med den byggetekniske konsulent K. Bakketun. Grunnlaget for plassering av våre boringpunkter var tegning nr. 1 fra arkitekt Fredrik Winsnes, datert 15.1.82. Senere er bl.a. bygning B utvidet i bredden, og denne utvidelsen er tatt med på vår situasjons- og boreplan.

Hensikten med undersøkelsene har vært å komme frem til fundamenteringsmetode for de tre bygningene. Den nye Smestad-tunnellen for Store Ringvei, som er under bygging, vil medføre endel drenering av området, og det var ventet at dette bl.a. ville ha betydning for valg av fundamenteringsmetode. Tunnellen bygges i åpen skjæring, delvis i løsmasser og delvis i fjell. Ringveien føres ned under terrenget og inn i tunnelen rett sør for den planlagte driftssentralen. Ved tunnelåpningen ligger veibanen på ca kote 62,5, dvs. 5-5,5 meter under terrenget.

Endel av grunnundersøkelsene som tidligere er utført for tunnelen (vårt oppdrag R-1355, Smestadkrysset) er også av interesse for driftssentralen, og resultater fra disse er derfor tatt med i foreliggende rapport.

Vårt kjennskap til grunnforholdene fra de omfattende undersøkelsene for tunnelen bidro til å redusere omfanget av undersøkelsene for driftssentralen.

## MARKARBEID

Markarbeidet er utført av mannskap fra vårt kontor i tidsrommet 22.-26. april d.å. Det er foretatt dreie-trykksondering til antatt fjell i 17 punkter, vinge boring i ett punkt og nedsetting av 2 poretrykksmålere. Bortsett fra dreie-trykksonderingsmetoden er de forskjellige boremetoder beskrevet på bilag 0, "standardbeskrivelser". Dreie-trykksonderingene er utført med vår hydrauliske borerigg AB 2 ved at en borspiss med påskjøtte borstenger

trykkes ned med konstant hastighet og rotasjon. Nedpressingskraften som registreres automatisk, gir en indikasjon på massenes sammensetning og egenskaper.

Ved ett borpkt. (3) var det meget vanskelig å komme ned p.g.a. steinholdige masser, men vi antar likevel at det er fjellet som er påtruffet i den angitte dybde.

#### LABORATORIEUNDERSØKELSER

Det er ikke tatt opp prøver av løsmassene for dette oppdraget, men med hensyn til de tidligere opptatte prøver henvises det til beskrivelse av laboratorieundersøkelsene på bilag 0. Utover standardundersøkelsene som der er nevnt, ble det på endel prøver også utført ødometerforsøk og treaksialforsøk. De siste omfattet både aktive og passive forsøk, og det ble påvist at leirens skjærstyrke i utpreget grad er anisotrop, uten at vi her skal komme nærmere inn på det. Ødometerforsøkene viste at leiren er overkonsolidert, med et overkonsolideringsforhold (OCR) avtagende fra ca 2,8 i 6 meters dybde til ca 1,5 i 15 meters dybde.

#### GRUNNFORHOLD

Bilag 7 viser beliggenheten av de planlagte bygninger A,B og C, og borpunkter med boredybder, terrengkoter og koter for antatt fjell. Her er også vist hvor Dalsveien og Store Ringvei skal ligge etter ombyggingen. Solskinnsveien er allerede delvis opparbeidet ved bygning C.

Tomten for den nye driftsstasjonen stiger svakt i nordlig retning. Fjelloverflaten i området stiger generelt mot nord og øst, og med sterkere stigning enn terrenget. Således kan man si at dyben til fjell generelt avtar fra tunnelåpningen, hvor den er ca 15 m, og i retning mot nord og øst. Under de planlagte bygninger varierer dybden til fjell i borpunktene mellom 11,9 m og 0,4 m.

Løsmassene i området består i hovedtrekk av leire, men nærmest fjell, spesielt i fjellforsenkninger, finnes noe friksjonsmasser (sand, grus).

Bilag 1 viser løsmassenes sammensetning og egenskaper i nærheten av tunnellåpningen, og gir et noenlunde representativt bilde av grunnforholdene i området. Men det må her nevnes at det ikke alle steder er påvist kvikkleire i dybden. Under henvisning til bilag 1 er det øverst fast, forvitret leire, såkalt tørrskorpe. Fra ca 3 meters dybde er leiren middels fast, dvs. med udrenert skjærstyrke mellom 2,5 og 5 t/m<sup>2</sup> (25-50 kPa). Fra ca 8 meters dybde viser borprofilen at det ved trykkforsøk er målt udrenert skjærstyrke på ca 1,5 t/m<sup>2</sup>, men disse lave verdiene anses ikke å være representative fordi kvikkleireprøvene temmelig sikkert er blitt forstyrret under opptaking og innbygging i prøveapparatene.

Bilag 2 viser en vingebooring som er tatt i nærheten av tunnell-åpningen. Også her er det tørrskorpe og fast leire over middels fast leire. Leiren er pr. definisjon middels sensitiv fra 5 meters dybde, men vil i praksis bli nesten like flytende som kvikkleire ved omrøring.

Bilag 3 viser vingebooringen som er tatt ved den planlagte bygning C: Den viser omtrent tilsvarende skjærstyrke som den før omtalte vingebooringen, men leirens sensitivitet er stort sett lavere.

På bilag 6 har vi tegnet lengdeprofiler med bl.a. fjelloverflatens beliggenhet. I de aktuelle borpunktene er den registrerte nedpressingskraft fra dreie-trykksonderingene tegnet i diagramform. Der man har truffet på fastere lag er rotasjonshastigheten blitt økt, og dette er angitt på diagrammene som "økt rot.". Økt rotasjon har bare stedvis vært nødvendig gjennom tørrskorpen.

#### BERGARTER

Bergartene i området er leirskifre og knollekalker, som er sterkt forvitret i overflaten og sterkt oppkjust.

#### PORETRYKK

På situasjonsplanen er beliggenheten av fire poretrykksmålere (piezometre) vist. Pz 2, 12 og 13 er satt ned til fjell, mens pz 1 har spissen i leire i 5 meters dybde.

Som følge av utgraving og sprenging for den nye tunnelen sank poretrykket i fjellet langs traséen utover høsten 1981. Fjellet er vesentlig mer permeabelt enn leiren og poretrykket kan derfor synke ganske raskt i forholdsvis stor avstand fra byggegropen. Når drenasjen ved en dyp konstruksjon er permanent, slik som tilfellet er langs tunnelen, vil poretrykket etterhvert synke også oppover i leiren. På grunn av tilførsel (nedbør) ovenifra er det imidlertid sjelden at poretrykket synker like mye i leiren som ved fjell.

Vi regner med at poretrykket vil ha stabilisert seg etter endel år. Ut fra antatt poretrykksfordeling i løsmassene kan vi så beregne hvor store terrengsetninger det vil bli som følge av poretrykksreduksjonen.

Når det gjelder Pz 1 og 2, se bilag 5, viser de at drenasjen fra tunnelen ikke har hatt markert innflytelse så langt unna. Pz 2 viser riktignok et lite undertrykk i forhold til hydrostatisk poretrykksfordeling basert på Pz 1, men selv om dette skulle skyldes drenasje, vil det ikke ha nevneverdig betydning. Forøvrig er poretrykket i de to målerne i samsvar med poretrykk som ble målt lenger vest før gravearbeidene begynte, dvs. at det er forholdsvis høyt, og tilsier en grunnvannstand i 1-1,5 meters dybde under terreng.

Målingene i Pz 12 og 13, se bilag 4, tyder på at poretrykket ved fjell nå er stabilisert etter synkningen høsten 1981. I leiren vil poretrykket sannsynligvis synke i endel år fremover.

På bakgrunn av poretrykksmålingene som er foretatt synes det klart at drenasjen fra tunnellen bare vil få begrenset betydning for den nye driftssentralen. Det er først og fremst den sørligste delen av bygning A som vil bli påvirket, fordi det her er forholdsvis dypt til fjell og fordi poretrykket er i ferd med å reduseres.

## FUNDAMENTERING

### Generelt

Med så lette bygninger som det her er snakk om, vil det normalt bare være aktuelt med direkte fundamentering, dvs. sålefundamentering. Imidlertid må det vurderes hvilke setninger som kan oppstå, og om man kan akseptere disse. Hvis setningene ikke er akseptable kan det bli aktuelt med fundamentering til fjell.

Setninger kan ha én eller flere av følgende årsaker:

- vekten av bygningene
- poretrykksreduksjon
- terrengoppfylling.

Vekten av bygningene vil gi lokale setninger under fundamentene, og disse vil øke med dybden til fjell inntil dybden er ca 3 m. Deretter er dybden til fjell tilnærmet uten betydning. Poretrykksreduksjon og terrengoppfylling vil generelt gi økende setninger med økende dybder.

I det etterfølgende gis det en oversikt over hvilke setninger man må forvente under forutsetning av direkte fundamentering.

### Bygning A.

Skillet mellom bygning A og B utgjør også skillet mellom første og annet byggetrinn, se bilag 7. Det er videre opplyst at terrenget skal heves til ca kote 70,0 på "gårdsplassen", og at gulvet inne i bygningen skal stige fra kote 70,1 ved garasjeportene (østveggen) til kote 70,6 nærmest den nye Dalsveien. Følgelig vil oppfyllingshøyden variere mellom 0 og ca 1,6 m, jfr. terrengkoten ved våre borpunkter. Dalsveien vil stige fra ca kote 70 ved profil 60 til ca kote 73 ved profil 130, dvs. at det må fylles opp maksimalt ca 2 m. Foreløpig er det usikkert om det også skal fylles til de nevnte nivåer helt inntil bygningen.

Ved bygning A's sørøstre hjørne hvor dybden til fjell er ca 12 m, vil de største setningene oppstå, og disse er beregnet til maksimalt å bli 6-7 cm etter utløpet av 1982. Av dette vil bygningens vekt forårsake 1-2 cm, poretrykksreduksjon 1-2 cm og terrengoppfylling (ca 1 m fylling) 3-4 cm.

Der dybden til fjell er 8 m blir setningene beregningsmessig totalt 2-4 cm. Bidraget fra bygningens vekt er som før, mens bidraget fra poretrykksreduksjonen omtrent er halvert og bidraget fra terrengoppfyllingen er redusert med omtrent 2 cm.

Der dybden er 4 m vil det bare bli setninger p.g.a. bygningens vekt (1-2 cm) og eventuell terrengoppfylling (ca 1 cm for 1 m fylling), totalt 2-3 cm.

Det er etter vår mening størrelsen av skjevsetningene som er mest avgjørende for om de nevnte setninger er akseptable. De største skjevsetningene vil kunne bli omtrent 4-5 cm over en avstand på ca 20 m, tilsvarende en helning mellom 1:500 og 1:400. Dette er under forutsetning av at fjelloverflaten har noenlunde jevn helning mellom borpunktene.

Med så vidt små helninger mener vi at man kan akseptere setningen, særlig når man tar bygningens konstruksjon i betraktning. For at det skal oppstå minst mulig problemer bør det imidlertid støpes en armert grunnmur som kan jevne ut eventuelle lokale setninger. Dette har spesielt betydning for garasjeportene.

Hvis det går noen år før bygning A skal oppføres, vil endel av setningene allerede være unnagjort, og derved er situasjonen forbedret. Dette gjelder i hvertfall drenasjesetningene, men også setningene p.g.a. oppfyllingen, forutsatt at den utføres når første byggetrinn bygges. Det er vanskelig å si nøyaktig hvordan tidsutviklingen for setningene vil være, men vi antar at omtrent halvparten vil være unnagjort i løpet av 2-3 år etter lastpåføring. Når det gjelder drenasjesetningene er de oppgitte verdier det som forventes etter utgangen av inneværende år.

For å redusere setningene kan man dessuten søke å unngå all unødvendig oppfylling, dvs. at terreng- og gulvnivå i størst mulig grad tilpasses eksisterende terrengnivå. Eventuelt kan deler av fyllingen utføres med lette fyllmasser. Mellom byggetrinn 1 og 2 bør det lages en fuge, slik at bygningene kan sette seg uavhengig av hverandre.

#### Bygning B.

På "gårdsplassen" vil det ikke bli noen terrengoppfylling. Derimot vil det bli oppfylling for Dalsveien, maksimalt ca 2,5 m (ved profil 140) over gulvet i eksisterende bygning (sandsilo).

Det vil kunne bli 1-2 cm setning som følge av bygningens vekt og omtrent like mye der oppfyllingen inntil bygningen er størst. Drenasjen fra tunnelen vil ikke ha betydning.

Maksimal setninger på 2-3 cm må altså forventes, og skjevsetninger vil bli halvparten av dette. Dette bør etter vår mening aksepteres, og sålefundamentering kan derfor anbefales.

### Bygning C.

På plassen foran, dvs. syd for, bygningen skal terrenget fylles opp til kote 71,6, hvilket innebærer en oppfyllingshøyde varierende mellom 0 og ca 1,0 m. På baksiden, mot Solskinnsveien, vil det bli oppfyllingshøyde mellom ca 0,6 og ca 1,1 m.

Drenasjen fra tunnellen ventes ikke å nå så langt som til bygning C. Følgelig er det bare bygningens vekt og eventuell terrengoppfylling som vil gi setninger.

Størst setninger forventes ved det nordøstre hjørnet, ved vårt borpunkt 14, fordi det her både er størst oppfylling (mot Solskinnsveien) og dypt til fjell. Totalt må man regne med 3-5 cm setning, hvorav 1-2 cm skyldes bygningens vekt. Setningsbidraget fra bygningens vekt vil forøvrig være tilnærmet konstant langs alle de bærende veggene, forutsatt at lasten pr. løpemetervegg ikke varierer så mye.

Ved det sørøstre hjørnet forventes de minste setningene (1-2 cm) fordi det her ikke blir oppfylling av betydning. Forøvrig vil det bli setninger mellom de nevnte yttergrenser. Oppfyllingens størrelse er den faktor som har størst betydning i så måte, fordi dybdene til fjell er forholdsvis jevne.

Den største relative setningsforskjellen vil sannsynligvis oppstå langs den østre endeveggen: 2-3 cm over 7,4 meters avstand, dvs. en helning omtrent mellom 1:370 og 1:250. Dette er etter vår mening akseptabelt, og vi tror ikke det vil oppstå ulemper av betydning, spesielt fordi bygningen utføres som trekonstruksjon (vanlig bindingsverk) og derved er meget fleksibel.

### Fundamentutforming.

Forutsatt at fundamentene blir liggende i intakt tørrskorpe, dvs. ikke dypere enn ca 2 m under eksisterende terreng, kan det overalt regnes med at jordens bæreevne (dimensjonerende kapasitet) er 200 kN/m<sup>2</sup>. Sålebredden får man ved å dividere lastene i bruddgrensetilstanden med nevnte verdi. Bæreevnen er beregnet for fundamenter i 1,0 meters dybde. For grunnere fundamenter vil bæreevnen reduseres noe, og omvendt for dypere fundamenter. Dette har imidlertid neppe praktisk betydning.

Sett fra geoteknisk synspunkt kan det godt velges grunn, isolert fundamentering. Man må da spesielt påse at all humusholdig masse graves vekk under fundamentene.

Der fundamentene delvis kommer i kontakt med fjell, må det legges en grus/sand-pute på minst 30 cm mellom fjell og fundamenter.

SLUTTORD

Vi er gjerne behjelpelige i det videre prosjekteringsarbeid, og vi ber om å bli underrettet hvis det foretas endringer av betydning m.h.t. oppfylingshøyder og belastninger på grunnen.

# STANDARD BESKRIVELSER

## BESKRIVELSE AV BORMETODER

*Enkel sondering* betegner neddriving av stålstenger uten registrering av motstand, for eks. slagsondering med slegge eller slagbormaskin.

*Dreieboring* utføres ved å måle synkninger under dreining når boret er lastet med 100 kg. Synker det for mindre last dreies ikke. Boret er forsynt med en pyramideformet spiss som er vridd en omdreining. Lengden av spissen er 20 cm og sidekanten er 3 cm. Under opptegning av resultatene angis antall omdreininger pr. m synkning på høyre side av hullet, og lasten på boret på venstre side.

*Fjellkontrollboringer* utføres med trykkluftdrevet bergbor. Både topphammer og senkborhammer kan brukes. Fjellkontrollen består i å registrere når man har fått en langsom og relativt jevn synkning av boret idet dette er en sterk indikasjon på at boret er i fjell. Det bores vanligvis 3 m for å konstatere at det ikke er en stor stein.

*Vingeboring* brukes til å måle jordartens udrenerte skjærfasthet direkte i grunnen. Skjærfastheten beregnes utfra målt torsjonsmoment på et vingekor som presses ned i ønsket dybde og dreies rundt inntil brudd oppstår. Grunnens fasthet bestemmes først i uforstyrret, og etter brudd i omrørt tilstand. Resultatene kan i sterk grad påvirkes av sand, grus og stein ved vingekorset. Det skal også bemerkes at resultatene av andre grunner i mange tilfelle må korrigeres før fasthetsverdiene brukes i stabilitetsberegninger.

*Prøvetaking* kan utføres med forskjellig utstyr. Ønskes "uforstyrrede" prøver brukes en  $\phi$  54 mm sylindrerprøvetaker som er forsynt med et tettsluttende stempel. Prøven skjæres ved at sylinderen skyves nedover i grunnen mens stemplet holdes tilbake. Sylinderen med prøve blir trukket opp igjen, forseglet i begge ender, og bragt til laboratoriet. Ønskes bare såkalte "representative" prøver, brukes enklere utstyr som skovelbor og kannebor. Felles for disse er at massen skaves inn i en beholder som deretter tas opp. Tilsvarende prøver kan også tas ved å skru en stålskrue ned i grunnen og trekke den opp igjen.

*Poretrykksmåling* går ut på å måle trykket i de vannfylte porene i jordarten. Dette gjøres ved å føre ned til ønsket dybde et såkalt piezometer som består av et stålrør med et porøst filter i enden. Vann fra jordarten vil kunne trenge inn gjennom filteret mens jordpartiklene blir holdt tilbake. På innsiden av filteret kan man så enten ha en elektrisk trykkmåler som registrerer det vanntrykket som bygges opp og som balanserer med poretrykket utenfor, eller filteret er forbundet med en tynn slange inne i stålrøret. Stigehøyden av vannet i slangen er da porevannstrykket i filterets nivå. Ved fremstilling av resultatene angis som regel det nivå (m.o.h.) som vannet stiger til (poretrykksnivået).

## BESKRIVELSE AV LABORATORIEUNDERSØKELSER

I laboratoriet blir prøvene først beskrevet på grunnlag av besiktigelse. Deretter blir følgende undersøkelser rutinemessig utført, (undersøkelser merket <sup>x</sup>) kan bare utføres på uforstyrrede prøver):

Romvekt  $\gamma$  ( $t/m^3$ ) av naturlig fuktig prøve.

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

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

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter plastisitet:

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

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

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

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter udrenert skjærfasthet:

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

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

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter sensitivitet:

Lite sensitiv leire	$s'_t < 8$
Middels sensitiv leire	$s'_t = 8 - 30$
Meget sensitiv leire	$s'_t > 30$

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

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

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

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

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

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

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



OSLO KOMMUNE, GEOTEKNISK KONTOR

BORPROFIL

**STORE RINGVEI -**

Sted: **SMESTADKRYSET**

Hull (Pr. IV)

Nivå 68.0

Prø 54 mm

Aksialdeformasjon %



Bilag 1

R 1801

Oppdrag

Dato

juli 82

Dybde m	Jordart	Symbol	Pr nr	Vanninnhold w				Romvekt $\gamma_{m^3}$	Skjærfasthet ved trykkforsøk				Sensitivitet	
				Plastisk område		$w_p$	$w_L$		Konusforsøk $\nabla$	Vingeboring	$\sigma$	$\tau$		
				20	30	40	50%		2	4	6	8	10 $\gamma_{m^2}$	
5	TØRRSKORPE													
	noe sandig		72		○									
	grusig		76	○										
	LEIRE		76					1.94						2
	grus og sand		73		○			1.93	▼	○	▼	○		2
	grus		78	—	—	○		1.90	▼	○	▼	○		3
10	" "		79		○			1.83	▼	○	▼	○		10
	grus og sand		74	—	—	○		1.89	▼	○	▼	○		13
	" "													
	grusig		75	—	—	○		1.92	▼	○	▼	○		31
15	KVIKKLEIRE													
	" "		80		○			1.91	▼	○	▼	○		44
	" "													
20	LEIRE		81	—	—	○		1.96	▼	○	▼	○		14
	sandig		82		○	○		1.96	▼	○	▼	○		6
25	ANT. FJELL		83											

OSLO KOMMUNE GEOTEKNISK KONTOR

VINGEBORING

Sted: **SMESTADKRYSET**

Hull: (114 V)

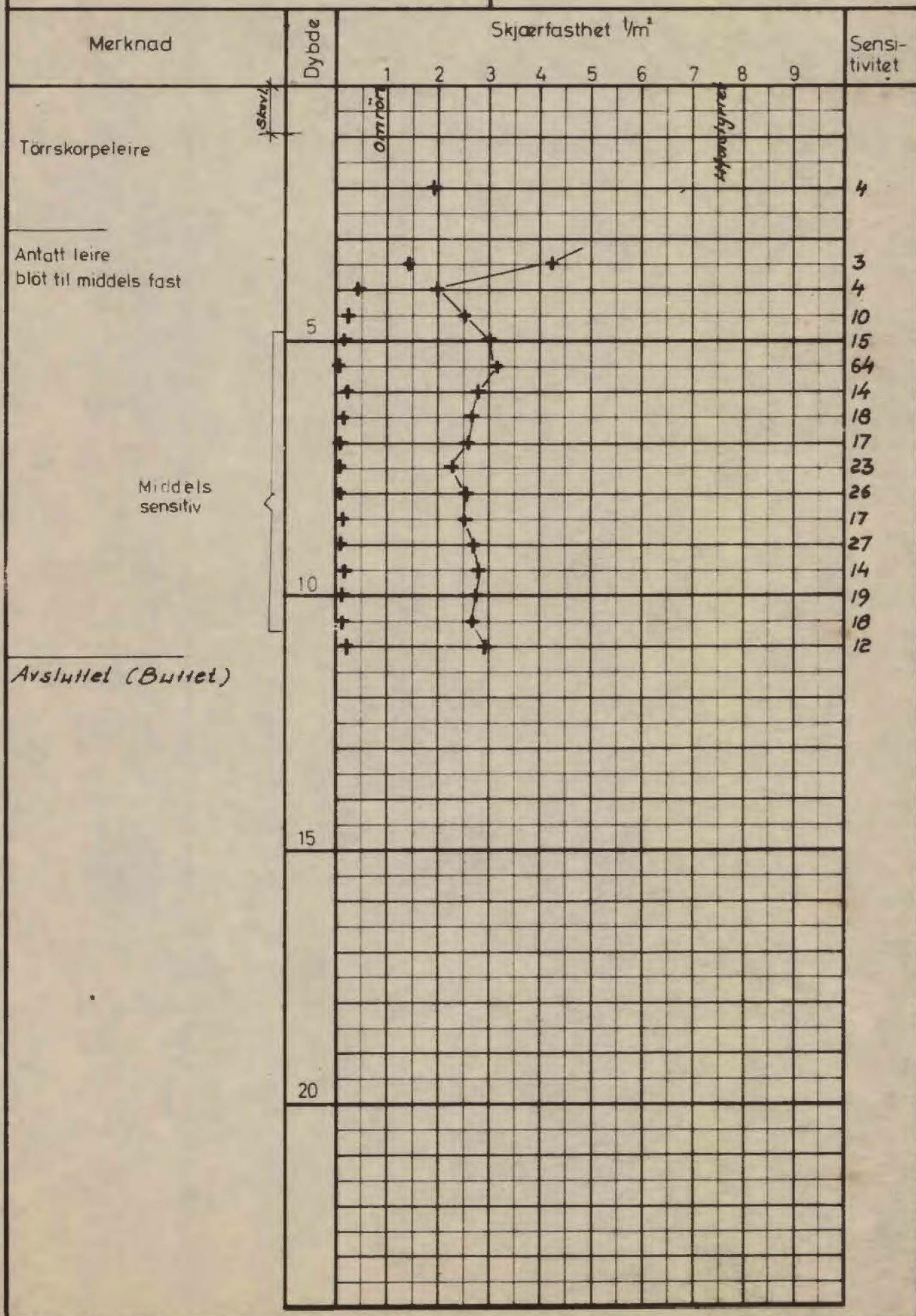
Bilag: 2

Nivå: 68.2

Oppdr: R-1801

Ving: 55 x 110  
65 x 130

Dato: juli 82



OSLO KOMMUNE GEOTEKNISK KONTOR

VINGEBORING

Sted: SMESTAD DRIFTSSENTRAL

Hull: Vb 1

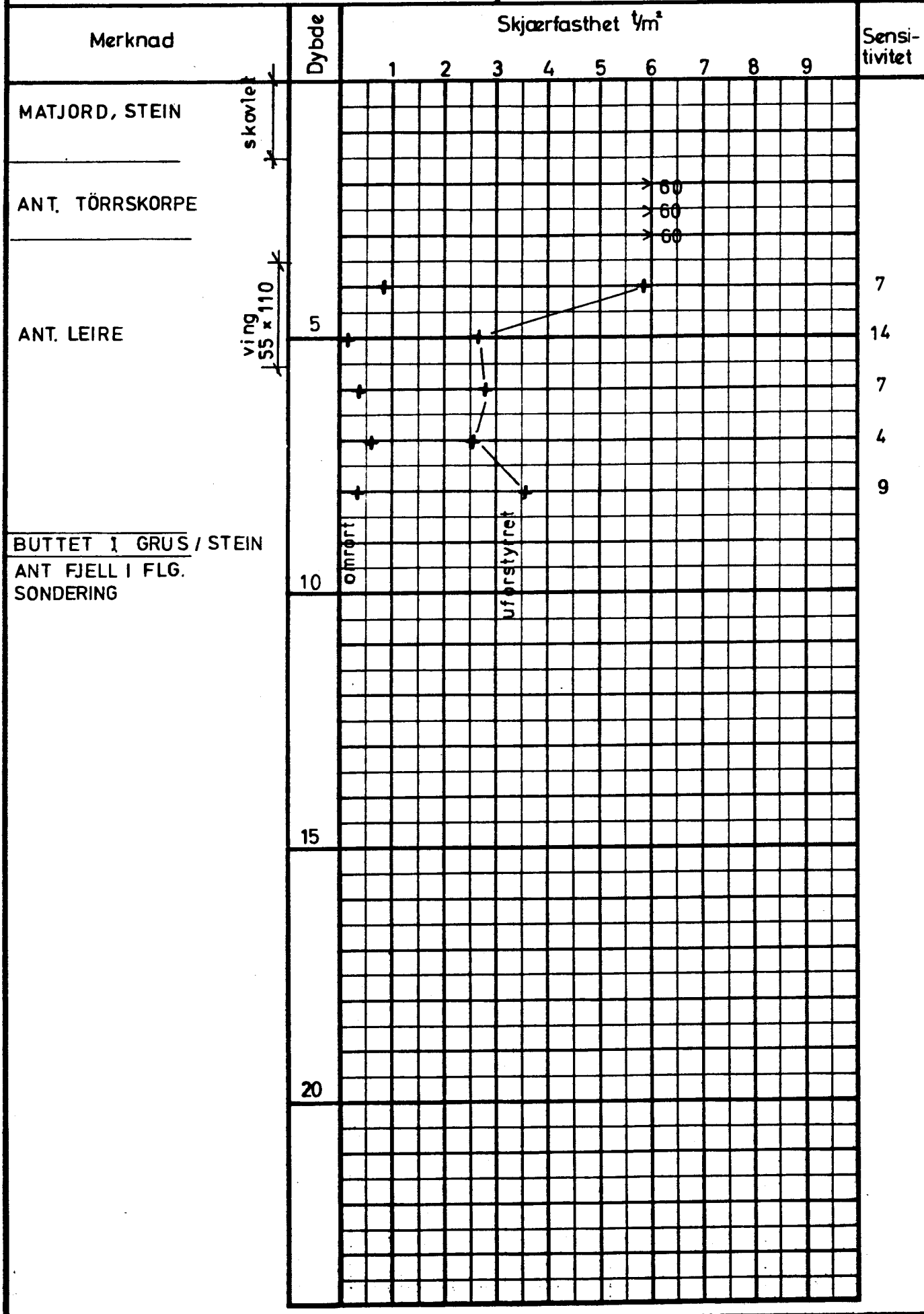
Bilag: 3

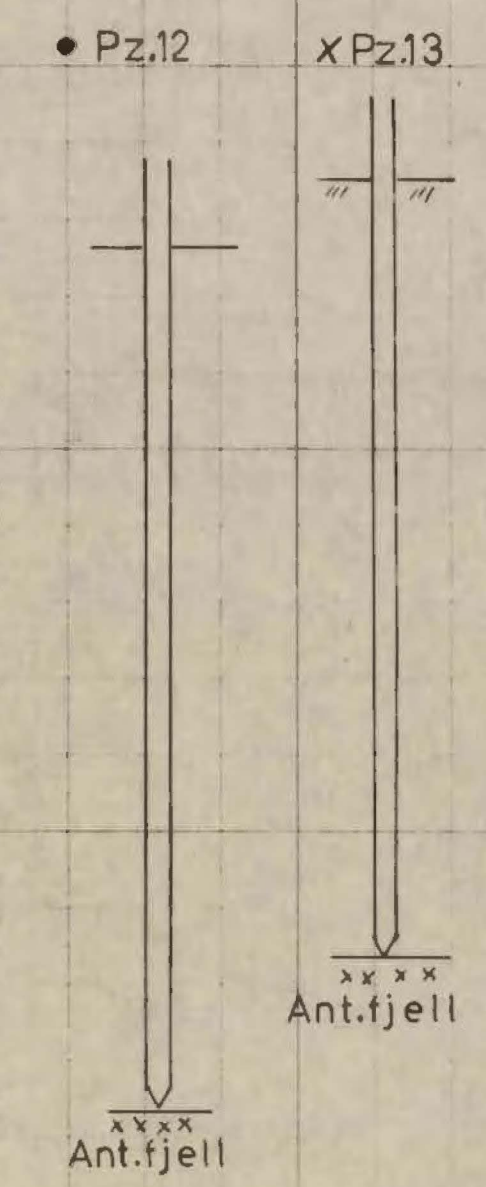
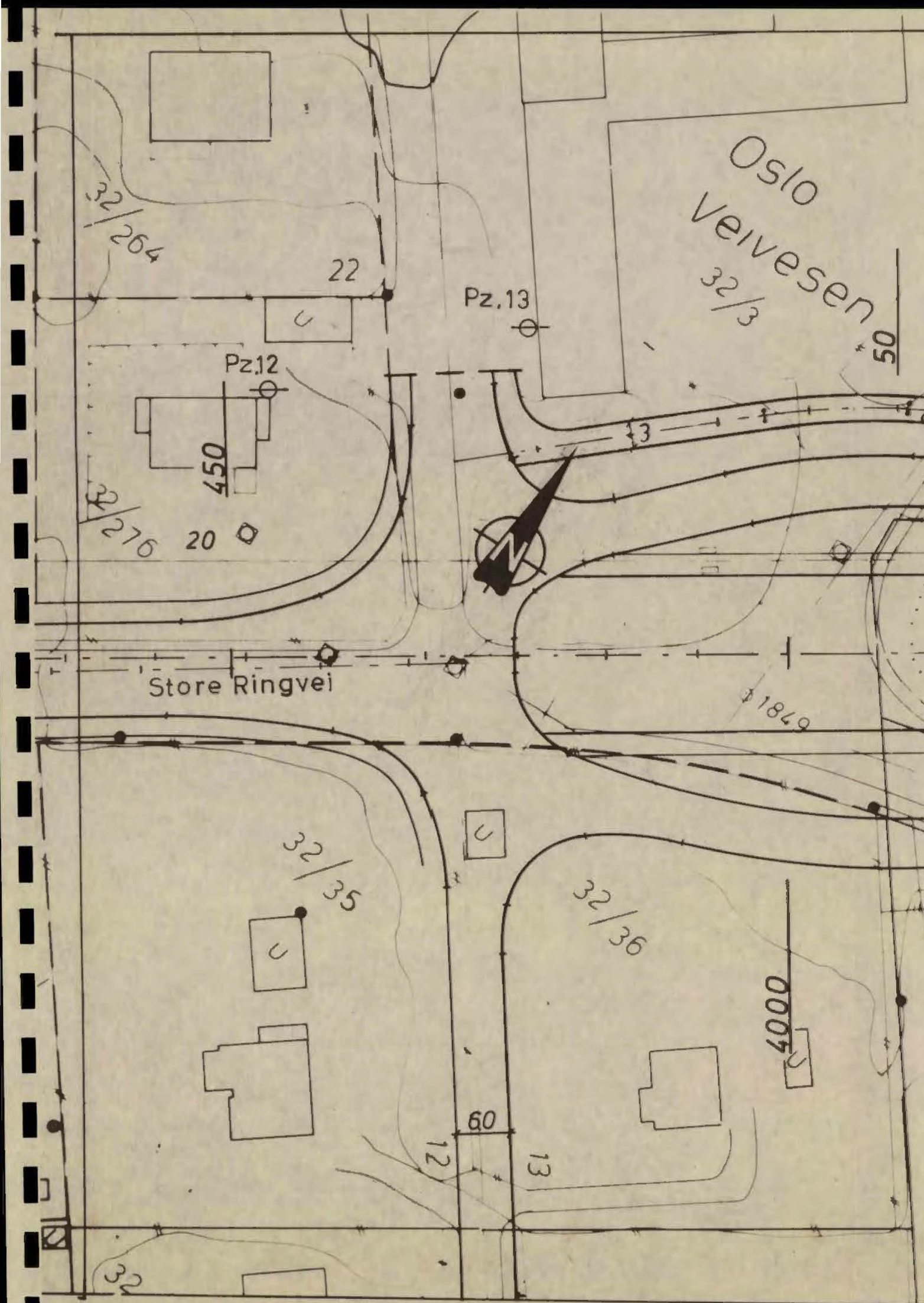
Nivå: 70,6

Oppdr: R- 1801

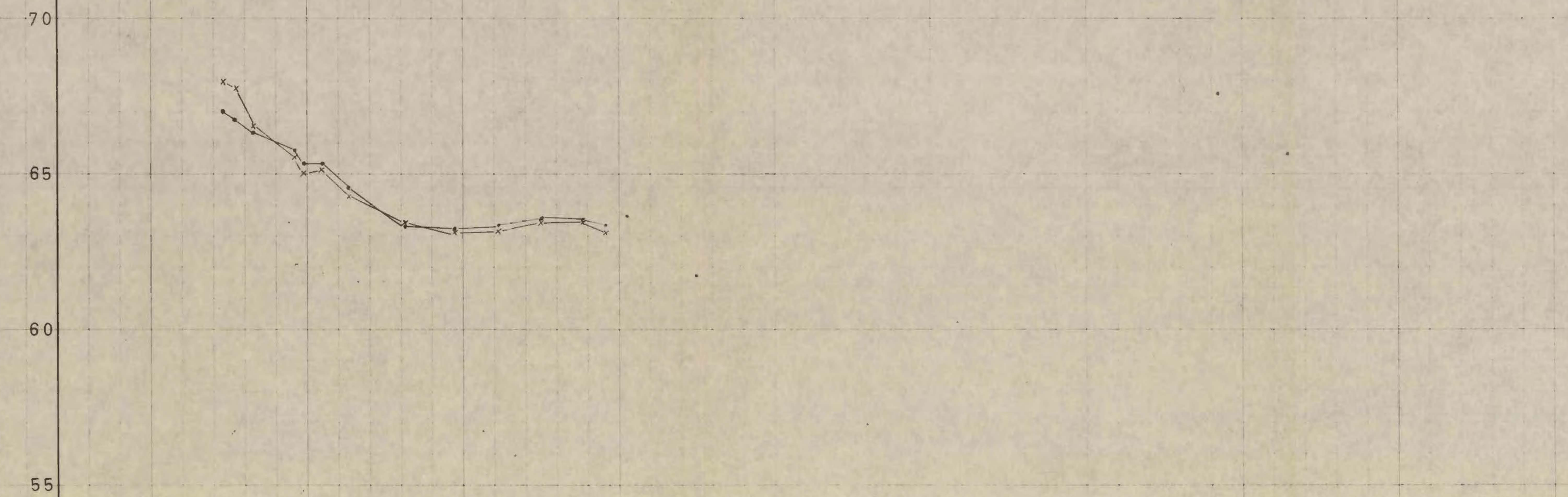
Ving: 55 x 110  
65 x 130

Dato: juli 82





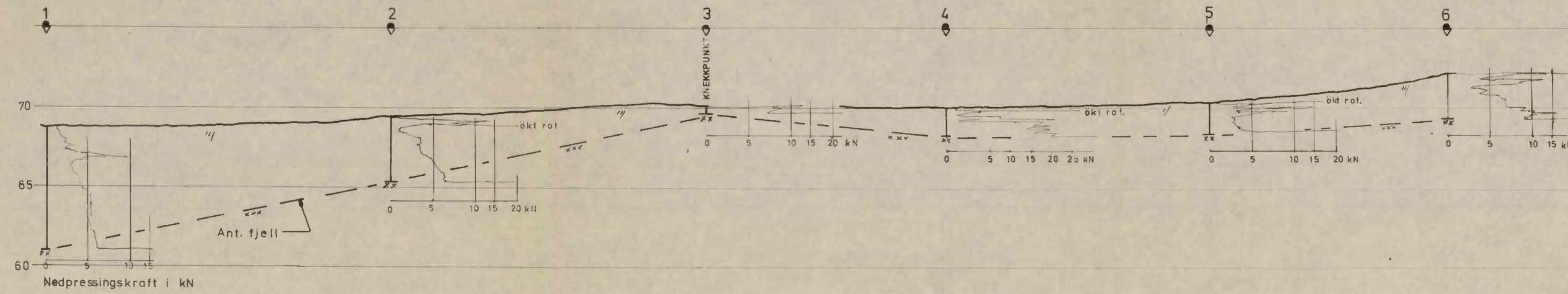
KOTE ← 1981 Jan. Feb. Mar. Apr. Mai Juni Juli Aug. Sep. Okt. Nov. Des. 1982 Jan. Feb. Mar. Apr. Mai Juni Juli Aug. Sep. Okt. Nov. Des. 1983 Jan. Feb. Mar. Apr. Mai Juni Juli Aug. Sep. Okt. Nov. Des. 1984 Jan. Feb. Mar. Apr. Mai Juni Juli Aug. Sep. Okt. Nov. Des. →



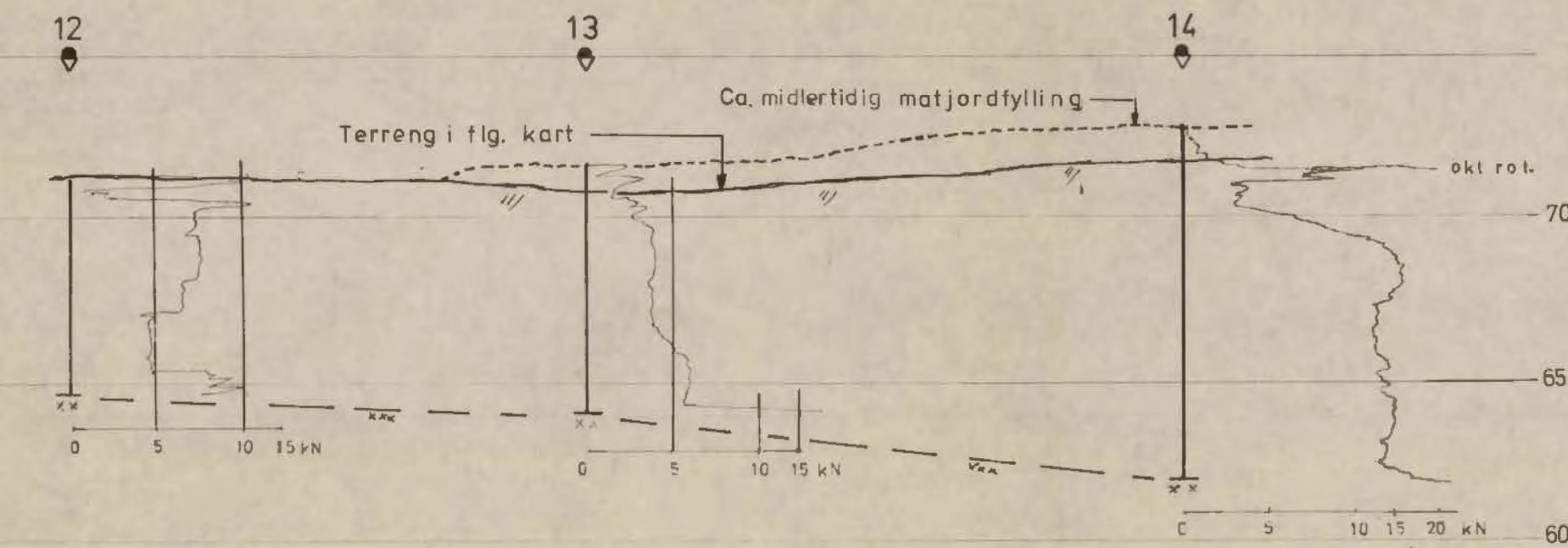
Store Ringvei		Målestokk	Kart ref. NV C-5
Poretrykksmålinger		R 1801	
Pz.12 og 13 R-1355		Bilag 4	
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor		Dato juli 82	



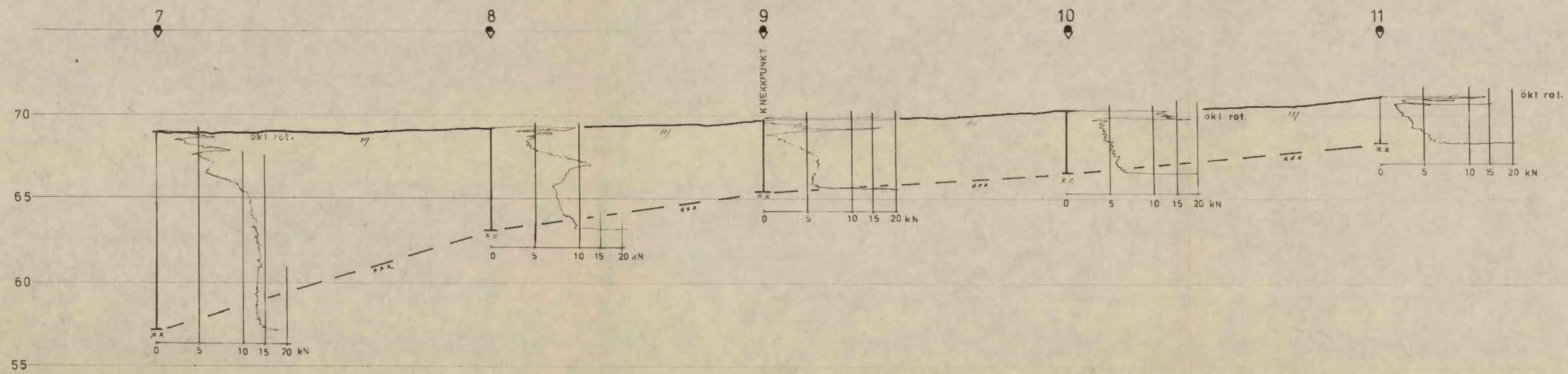
PROFIL A-A



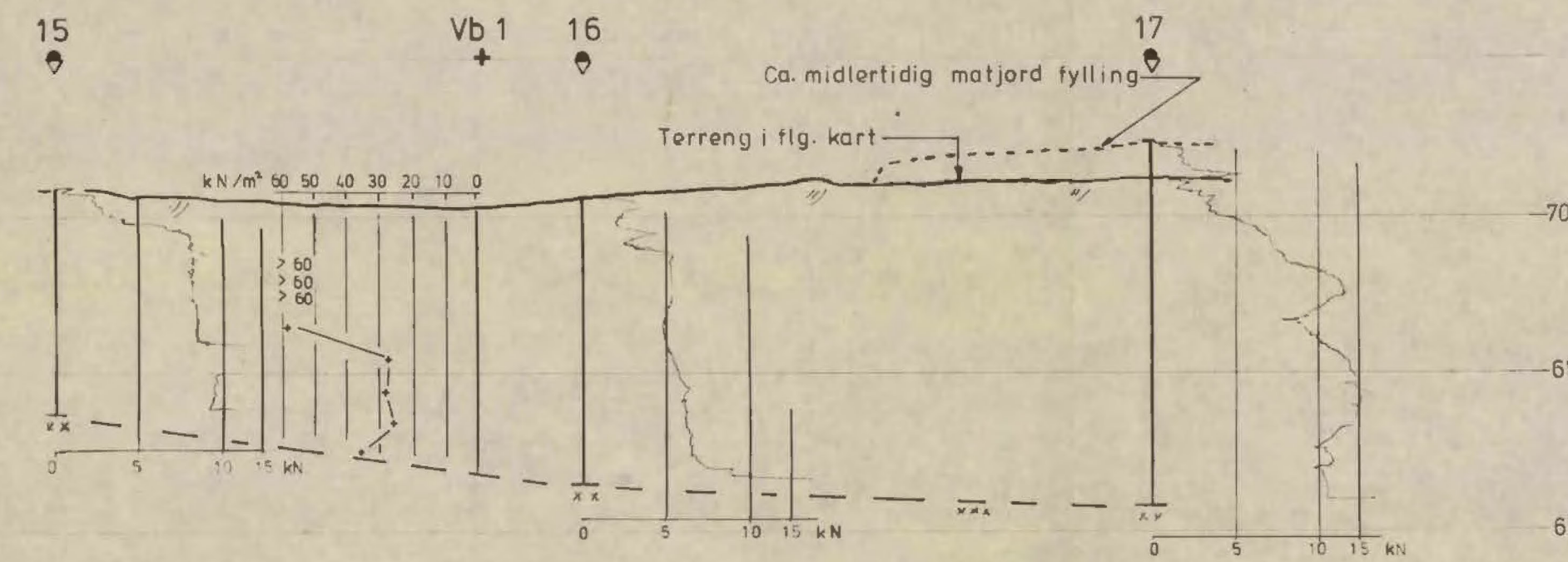
PROFIL C-C



PROFIL B-B

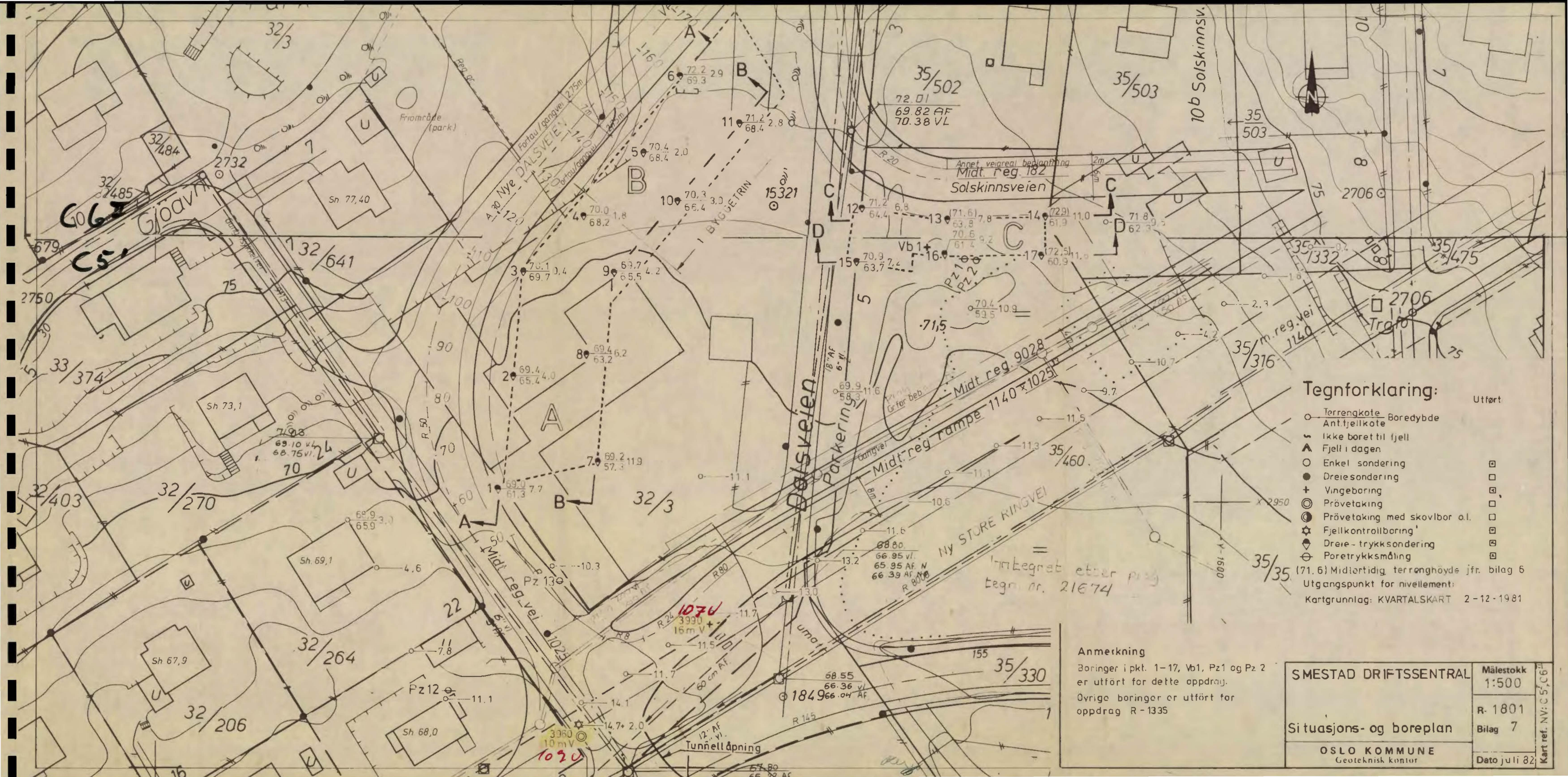


PROFIL D-D



SMESTAD DRIFTSSENTRAL	Maalestokk 1:200
Profilene A, B, C, D	R. 1801 Bilag 6
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor	Dato juni 82

Kart ref.



**Tegnforklaring:**

- Terrengkote
  - Ant.fjellkote
  - ~ Ikke boret til fjell
  - ▲ Fjell i dagen
  - Enkel sondering
  - Dreiesondering
  - + Vingeboring
  - ⊙ Prøvetaking
  - ⊙ Prøvetaking med skovlbor o.l.
  - ☆ Fjellkontrollboring
  - ◆ Dreie-trykksondering
  - ⊖ Poretrykksmåling
  - (71.6) Midlertidig terrøghøyde jfr. bilag 6
  - Utgangspunkt for nivellement
- Utført

**Anmerkning**  
 Børinger i pkt. 1-17, Vb1, Pz1 og Pz 2 er utført for dette oppdrag.  
 Øvrige borer er utført for oppdrag R-1335

<b>SMESTAD DRIFTSSENTRAL</b>	<b>Målestokk</b> 1:500
<b>Situasjons- og boreplan</b>	<b>R-1801</b> Bilag 7
<b>OSLO KOMMUNE</b> Geoteknisk kontor	<b>Dato</b> juli 82

Kart ref. NV: C5, C6