

**OSLO KOMMUNE**  
**DEN GEOTEKNISKE KONSULENT**

**RAPPORT OVER:**

grunnundersökelse for forstadsbanen ved  
Helsfyr stasjon - Pel 4.44.5 - 4.50.

Del II.

R - 326 - 59.

14. mai 1960.

SO, F-1 I

Sydd 68

CF.



Rapport over :  
grunnundersøkelser for forstadsbanen ved Hølsfyr stasjon -  
Pel 4.44.5 - 4.50.

R - 326 - 59.

14. mai 1960.

Del II.

- Bilag 0: Signaturforklaring.
- " 21: Situasjons- og boreplan.
  - " 22: Profil, pel 4.45 - 4.47 - 4.49.
  - " 23: Jordprofil, Pr. 29/30 - pel 4.45
  - " 24: " " 20 " 4.49
  - " 25: " " 23 " 4.49
  - " 26: Vingeborprøve V.b. 31 " 4.45
  - " 27: " " " 28 " 4.45
  - " 28: " " "21-22 " 4.49
  - " 29: Stabilitetsberegning, Alt. I. pel 4.45
  - " 30: " " " " " 4.49
  - " 31: Skråning 1 : 1.5 og masseutskiftning.
  - " 32: Alt. II - Støttemur.
  - " 33: Alt. III - Forlengelse tunnel.
  - " 34: Lengdeprofil.
  - " 35: Alt. IV - Avlastningsplate.
  - " 36: Siktekurve for filtersand.
  - " 37: Jordtrykksdiagram for beregning av avstivningskreftene  
i avstivede utgravninger i leire.

### Innledning:

Tunnelbanekontoret v/overing. Vik har anmodet om en undersøkelse av grunnforholdene ved Helsefyr stasjon mellom pel 4.45 og pel 4.50.

Formålet med undersøkelsene har vært å bestemme dybdene til fjell samt jordartenes geotekniske egenskaper for derved å gi retningslinjer for alternative løsninger.

I en tidligere rapport R-326-59, 1. del, datert 5. okt. 1959, er området mellom pel 4.50 og pel 4.60 behandlet.

### Markarbeidet:

Borlag fra kontorets markavdeling har utført 12 sonderinger til fjell med dreiebor.

Det er videre utført 3 vingeboringer og tatt opp 2 prøveserier. I forbindelse med vingeboringer og prøvetaking er foretatt skovlboringer med prøver fra disse i tørrskorpen.

Beliggenhet av samtlige borepunkter med angivelse av terrenghøyde, antatt fjell og dybder til antatt fjell er angitt på bilag 1.

3 tverrprofiler med terreng og antatt fjell-linjer er vist på bilag 2.

Nedenfor følger en kort beskrivelse av de anvendte boremetoder:

### Skovlboring:

Skovlborutstyret består av et skovlbor, som er en spade formet som en sylinder med åpne sider og bunn, og et nødvendig antall av forlengelsesstenger.

Med dette utstyr er man istand til å få opp omrørt masse i kohesjonsjordarter.

Prøver av jorden tar man på glass for hver halve meter eller av hvert lag dersom lagtykkelsen er mindre.

### Dreieboring:

Det anvendte borutstyr består av 20 mm borstenger i 1 m lengde som skrues sammen med glatte skjøter. Boret er nederst forsynt med en 20 cm lang pyramideformet spiss med største sidekant 30 mm. Spissem er vridd en omdreining. Boret presses ned av minimumsbelastning, idet belastningen økes stegvis opp til 100 kg. Dersom boret ikke synker for denne belastning, foretas dreining.

Man bestemmer antall halve omdreininger pr. 50 cm synkning av boret.

Gjennom den øvre del av den faste tørrskorpe er det slått ned et 30 mm. jordbor.

#### Prøvetaking:

Med det anvendte prøvetakingsutstyr opptas prøver i tynnveggede rustfrie stålrør med en lengde på 80 cm og diameter 54 mm. Hele cylinderen med prøven sendes i forseglet stand til laboratoriet.

#### Vingeboring:

Skjærfastheten bestemmes i marken ved hjelp av vingebor.

Et vingekors som er presset ned i grunnen dreies rundt med en bestemt jamm hastighet inntil en oppnår brudd.

Maksimalt torsjonsmoment under dreiningen gir grunnlag for beregning av skjærfastheten.

Grunnens skjærfasthet bestemmes først i "uforstyrret" og etter brudd i omrørt tilstand.

Målingene utføres i forskjellige dybder.

Ved en vurdering av vingeborresultatene må en være oppmerksom på at målingene kan gi gale verdier dersom det finnes sand, grus eller stein i grunnen.

Skjærfastheten kan bli for stor dersom det ligger en stein ved vingen, og den målte verdi kan bli for lav dersom det presses ned en stein foran vingen, slik at leira omrøres før målingen.

#### Laboratorieundersøkelser:

De opptatte prøver er undersøkt på kontorets laboratorium.

Her er utarbeidet en jordartsbeskrivelse for hvert prøvehull som er gjengitt på bilagene 23, 24 og 25.

Med de intakte prøver er det dessuten utført følgende rutinebestemmelser:

Romvekt.  $(t/m^3)$  våt vekt pr. volumenhet.

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  $W_P$  (%) er bestemt etter metoder normert av American Society for Testing Materials og angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk område av omrørt materiale.

Plastisitetsindeksen  $I_p$  er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen. Disse konsistensgrenser er meget viktige ved en bedømmelse av jordartenes egenskaper. Et naturlig vanninnhold over flytegrensen viser f.eks. at grunnen blir flytende ved omrøring.

Skjærfastheten  $s$  ( $tf/m^2$ ) er bestemt ved enaksede trykkforsøk. Prøven med tverrsnitt  $3,6 \times 3,6$  cm og høyde 10 cm skjæres ut i senter av opptatt prøve,  $\varnothing 54$  mm. Det er gjennomgående utført to trykkforsøk for hver prøve.

Det tas hensyn til prøvens tverrsnittsøking under forsøket. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

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

Sensitiviteten  $S_t = \frac{s}{s'}$  er forholdet mellom skjærfastheten i "uforstyrret" og omrørt tilstand. I laboratoriet er sensitiviteten bestemt på grunnlag av konusforsøk.

Videre er sensitiviteten beregnet ut fra vingeborresultatene. Ved små omrørte fastheter vil imidlertid selv en liten friksjon i vingeboret kunne influere sterkt på det registrerte torsjonsmoment, slik at sensitiviteten bestemt ved vingebor blir for liten.

#### Beskrivelse av grunnforholdene:

Dybden til fjell öker fra ca. 7 m. ved pel 4.49 til ca. 11 m. mellom pel 4.47 og 4.45.

Lösmassene består överst av et 3 - 4 m. tykt törrskorpelag bestående av siltig leire som er delvis oppsprukket.

Under en overgangssone er leiren blöt og kvikk fra 6 m. dybde i borhull 29/30 og 20, og fra 3 m dybde i borhull 23. Ved en sone i 7 - 8 m dybde er leiren meget kvikk. Skjærfastheten avtar samtidig til 2.5 - 3 t/m<sup>2</sup> ved underkant tørrskorpelag. Videre mot fjell varierer fastheten lite. I borhull 23, profil 449 er fastheten kun 1 t/m<sup>2</sup> ved 6 m dybde. Mot fjell er observert et 1/2 til 1 m. tykt grus- og sandholdig lag som må antas å være sterkt vannførende. Leirens romvekt varierer mellom 1.85 t/m<sup>2</sup> og 1.95 t/m<sup>2</sup> og vanninnholdet er ca. 35 %.

#### Resultatenes praktiske betydning:

Utformingen av den prosjekterte skjæring i området kan kun skje etter inngående stabilitetsundersøkelser. Disse forhold samt spørsmålet om prosjektet bør gjennomføres ifølge de eksisterende planer, eller hvorvidt tunnelen bør forlenges, skal vurderes nedenfor.

Stabilitetsberegninger er foretatt for det ferdige prosjekt med utlagt ballast. I parentes er for hvert snitt på bilagene angitt laveste sikkerhetsfaktor mot utglidning ved utgravning for traue.

#### Tunnelen avsluttes ved pel 445 som prosjektert:

Stabilitet av skråningene er beregnet for begge sider i 2 profiler, ved pel 4.45 og pel 4.49.

Skråningssidene er prosjektert med stigningsforhold 1 : 1.5. - Stabilitetsberegninger viser imidlertid at selv med skråninger 1 : 3 oppnås ikke tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning.

Etter anmodning er stabilitetsforholdene også undersøkt for skjæring med skråningssider 1 : 1.5 og masseutskiftning til fjell. Som innskiftet masse er forutsatt benyttet tunnelstein. Den forønskede sikkerhet mot utglidning oppnås ved utskifting i 12 m bredde til hver side fra senterlinje, totalt 24 m. (bilag 31). Stein må beskyttes mot den blöte leiren ved et effektivt filter- og overgangslag.

Spunten må være absolutt tett til fjell.

På grunn av nødvendig avstivning må utgravningen i bredden utføres i flere operasjoner.

Det antas at arbeidet vil bli såvidt komplisert og kostbart at alternativet kun har teoretisk interesse.

De muligheter som da foreligger og som tilfredsstillter kravet til stabilitet er følgende:

Alt. I. Skråning 1 : 1.5 og avtrapning.

Her er skråningshøyde og min. bredde av avtrapning bestemt ut fra kravet om ønsket sikkerhetsfaktor:  $F = 1.3$ . Det er funnet at kravet tilfredsstilles når høyde skråning over o.t. ballast ikke overskrider 4.5 m. med en minste avtrapningsbredde lik 13 m. se bilagene 29 og 30.

Alt. II. Støttemur og skråninger 1 : 1.5.

Støttemurer støpes til fjell på begge sider ved fot av skråning. Høyde av murkrone er fastlagt til ca. 5 m. lavere enn ferdig planert terreng ved topp skråning. Orienterende høyder er gitt på bilag 34. Høyden er diktert ut fra stabilitetshensyn for den del av skråning som ligger over støttemur. Sikkerheten mot utglidning er ved 5 m høydedifferens funnet å være 1,35 for ferdig prosjekt.

Støttemurene forutsettes fundamenter på fjell. Maksimal dybde til antatt fjell fra ferdig planert ballast er ca. 5 m. ved fot skråning, pel 447.

Støttemurene må bygges fram til pel 454, (bilag 34) i en lengde av 95 m. og må beregnes for hviletrykk, samt vanntrykk fra begge sider. Hviletrykkskoeffisienten  $k_0$  kan anslåes til 0.7.

Nødvendig sideavstivning kan alternativt oppnås på 2 forskjellige måter:

- a. Det støpes skiver i avstand ca. 8 m. som spenner mellom støttemurene. Støttemurene støpes mot friskt fjell og fastboltes. (Alt. II a, bilag 32).
- b. Ved mindre dybder til fjell kan det bli tale om utkraget støttemur (II.b.) Det sprenges en solid fot og muren fastboltes.

Utgravning for og stöp av stöttemurer må utföres på följande måte:

- 1) Det graves ut med skråning 1 : 1.5 til dybde 5 m. under eksisterende terreng.
- 2) Tett spunting videre til fjell langs ytterkant murer med utgravning av mellomliggende masse, eller dobbel spunting for samtlige stöpte konstruksjoner.  
Spuntveggen avstives omhyggelig etter hvert som man graver seg ned.

Ved dobbel spunting vil arbeidet redusere sikkerheten mot utglidning p.g.a. omröring og avlastning. Det tilrådes derfor å foreta spunting, utgravning og stöping kun for en lengde av 10 - 15 m. om gangen.

Det forutsettes at ikke telefarlige masser fylles inntil konstruksjonene i tilstrekkelig tykkelse. Grunnvannet må hindres i å nå høyere på utsiden enn på innsiden av stöttemur.

### Alt. III.

Forlengelse av tunnelen fra pel 4.44.5 til pel 4.50,

eller eventuelt til pel 4.52, altså i en lengde av henholdsvis 55 og 75 m. som fortsetter med skjæring og stöttemurer fram til pel 4.54. Overdekning over tak tunnel i senterlinje ved pel 4.50 blir ca. 1.4 m. sett i forhold til eksisterende terreng.

På grunn av de varierende dybder til antatt fjell, må tunnelveggene fundamenteres til fjell, enten direkte eller ved fritt-bærende vegger på pilarer (bilag 33)

Veggene beregnes for hviletrykk. Hviletrykkskoeffisient  $k_0$  kan antas - 0.7.

De store horisontale kreftene fra tunnelveggene må opptas på forsvarlig måte enten ved stöp av hel bunnplate eller som angitt på bilag 33 ved hjelp av tversgående stöpte "dragere".

Tilbakefylling over tunneltak må ikke utföres før man har ferdig-planert inne i tunnelen.

Utgravningen kan skje enten ved spunting fra eksisterende terreng eller ved utgravning i åpen skjæring til bestemt dybde og spunting videre. De retningslinjer som tidligere er gitt for permanent utforming av skjæring er også her gyldige.

- a) Utføres skråningssidene med stigning 1 : 1,5, stoppes gravingen i dybde 5 m. under eksisterende terreng og videre graving må foregå innenfor spuntvegger.
- b) Utgravning til bunn trau med skråningssider 1 : 3 kan skje i lengder som ikke overskrider 15 - 20 m. om gangen. Spunting videre til fjell for utgravning og støp av pilarer.
- c) Utgravning til bunn trau med skråningssider 1 : 1.5 og avlastning som angitt på bilagene 29 og 30. Det må spuntet videre til fjell for utgravning og støp av pilarer.

Generelt forutsettes at ikke telefarlige masser - sand, grus og stein legges ut til nødvendig dybde under veggene, eventuelt at veggene føres til frostfri dybde. Likeledes forutsettes at lignende masser blir fylt inntil veggene i tilstrekkelig tykkelse.

#### Alt IV. Skråninger 1 : 1.5 og avlastningsplate:

Utførelsen er skissert på bilag 35.

Det utgraves og støpes avlastningsplate mellom pel 4.45.5 og 4.54. Platene fundamenteres på peler til fjell. Bredden dikteres ut fra stabilitetshensyn og må minst være 14 m.

Skråninger med stigning 1 : 1.5 kan som antydnet på bilag 35, fortsette opp til skjæring med prosjektert terreng. Det antas imidlertid fordelaktig, ikke minst av plasshensyn å støpe stöttemur ved platens avslutning i skråningsside. Muren beregnes for hviletrykk  $k_0 = 0.7$ .

Avstand mellom pelrekkene bestemmes ut fra belastninger og pelenes bæreevne. Horisontale krefter opptas av nødvendige skråpeler. Når endelig plan foreligger vil det være ønskelig å bestemme pelelengdene ved sondering til fjell for hvert enkelt pelepunkt.

Full utgravning kan først skje etter at avlastning ifølge bilag 35 har funnet sted.

#### Konklusjon:

I det foregående er angitt fire alternativer (I-IV) for gjennomføringen av forstadsbanen mellom pel 4.45 og pel 4.50.

Alt. I.

Skjæring med skråninger 1 : 1.5 og avlastning.

Alt. II.

Skjæring med skråninger 1 : 1.5 og støttemurer til fjell.

Alt. III.

Tunnel forlenges fram til pel 4.50.

Alt. IV.

Skjæring med skråninger 1 : 1.5 og avlastningsplate.

Alt. IV. skulle her være enklest og billigst å gjennomføre.

I Östensjöveien 1. (ca. pel 4.52) er prosjektert oppført forretningsbygg for Etterstad Blomsterhandel.

Bygningen vil bestå av kjeller - og 1. etasje og søndre byggelinje vil ifølge foreliggende planer befinne seg 1 - 2 m. ut i skråningen.

Det forutsettes direkte fundamentering med utgravningsdybde ca. 2.5 m. og det ferdige bygg vil således medføre avlastning av grunnen.

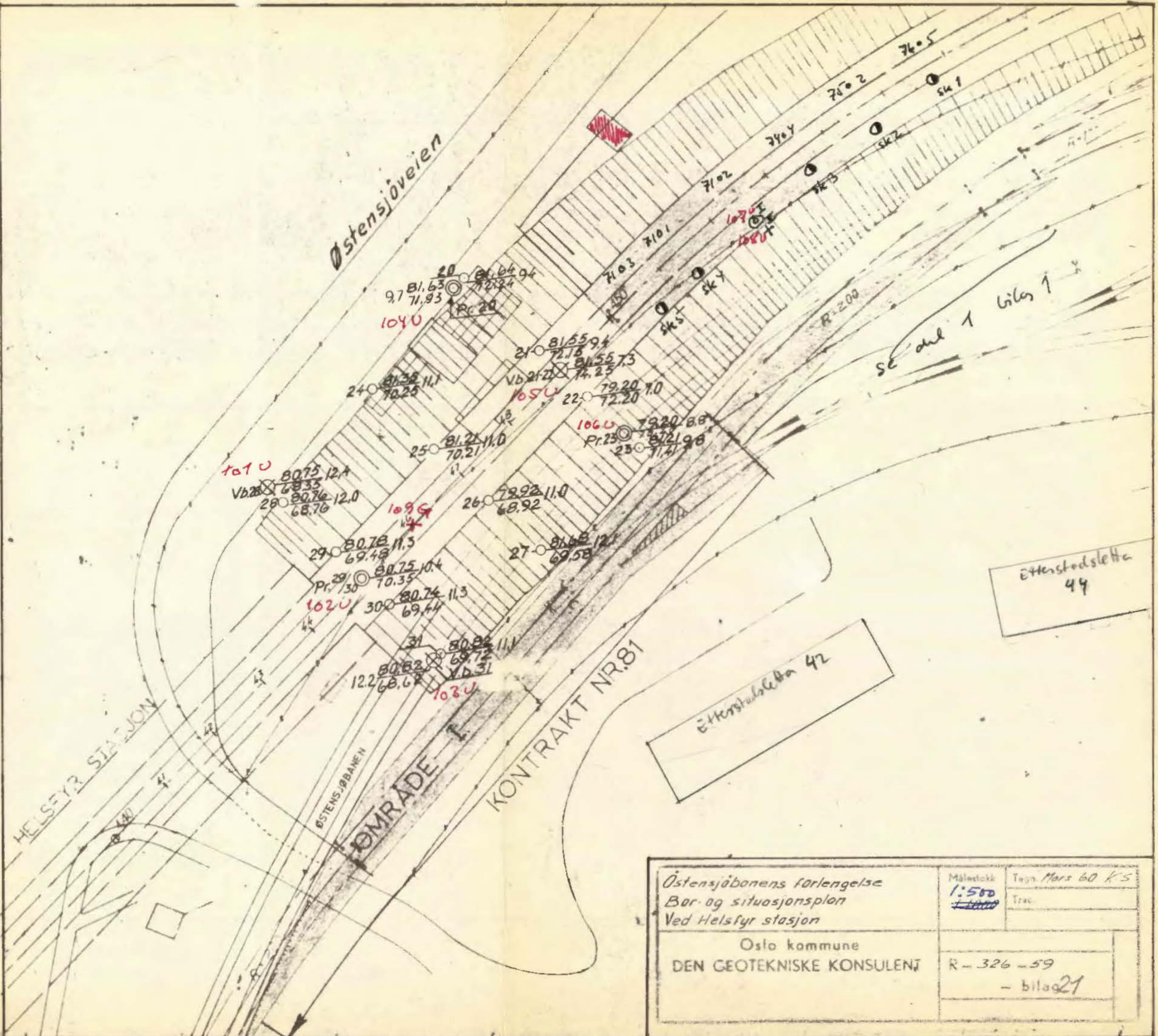
En vil derfor ikke motsette seg reisningen av forretningsbygget ifølge de foreliggende planer.

Den dype skjæringen for forstadsbanen vil imidlertid drenere terrenget omkring og derved forårsake setninger. Det må gjøres klart overfor byggherren at han selv bærer det fulle ansvar for de ulemper og skader som måtte oppstå i framtiden forårsaket av nødvendig skjæring for tunnelbanen.

Oslo, den 14. mai 1960.  
Den geotekniske konsulent.

  
F. W. Opsal.





Østensjøbanens forlengelse Bar og situasjonsplan Ved Helseyr stasjon	Målestokk	Tegn. Mars 60 K.S
	1:500	Trac
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT	R-326-59	
	- bilag 21	

Pr. 20:3 og 20

21 Vb. 2/22 22

Pr. 23:3 23

24

25

26

27

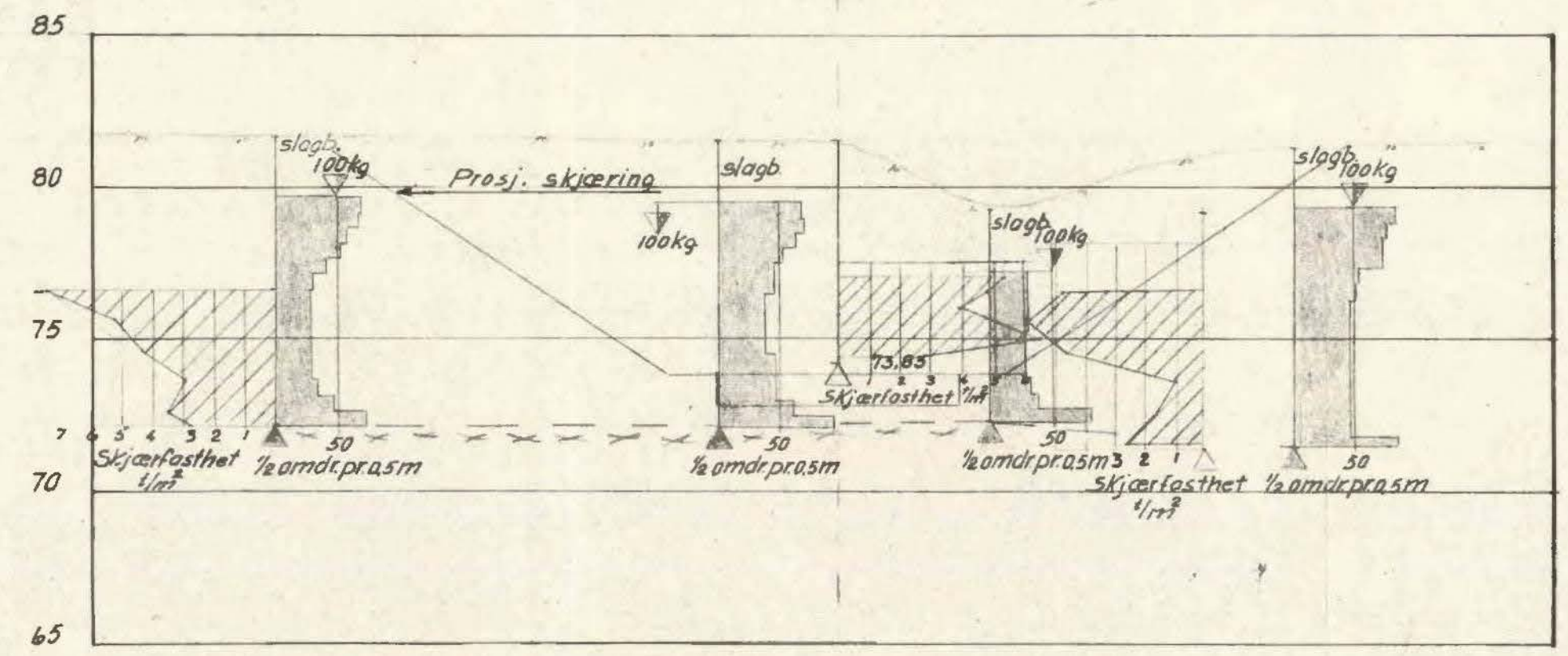
Vb. 28:3 28

29

Pr. 29/30 30

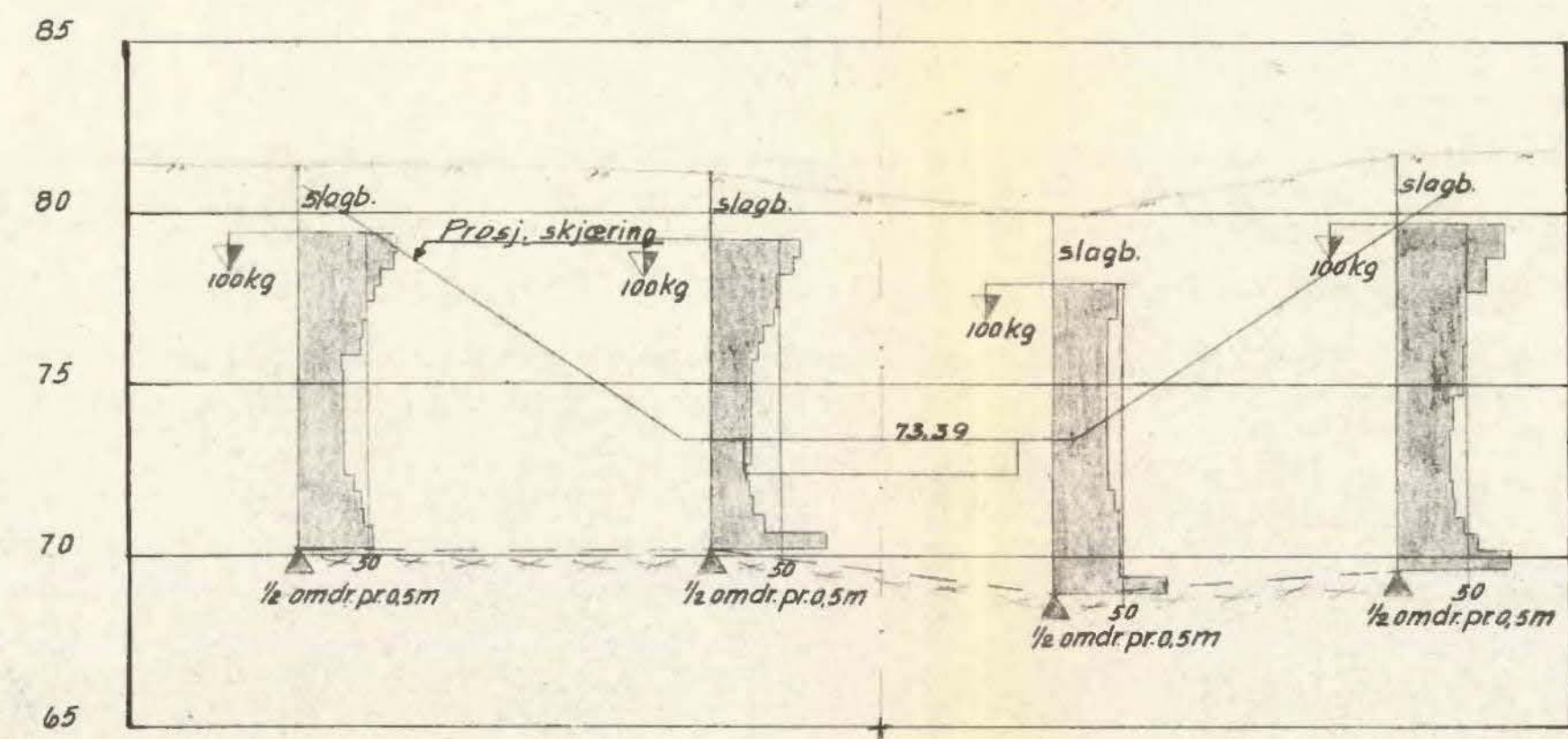
Vb. 3 lag 31

± Bane



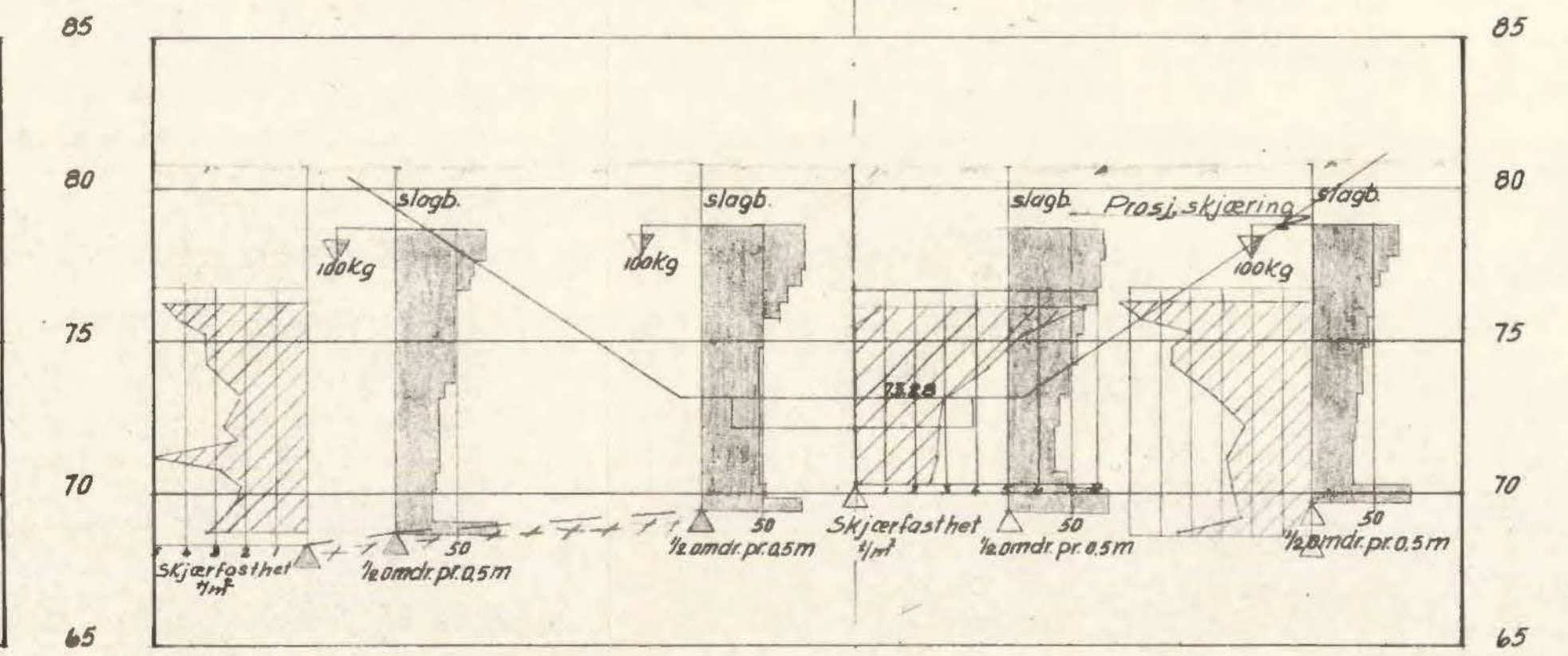
Profil pel 449

± Bane



Profil pel 447

± Bane



Profil pel 445

Helsfyr stasjon Profilene pel 449-447-445	Målestokk	Tegn. Mars 60. K.S
	1:200	Trac.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT	R-326-59	
	- bilag 22	



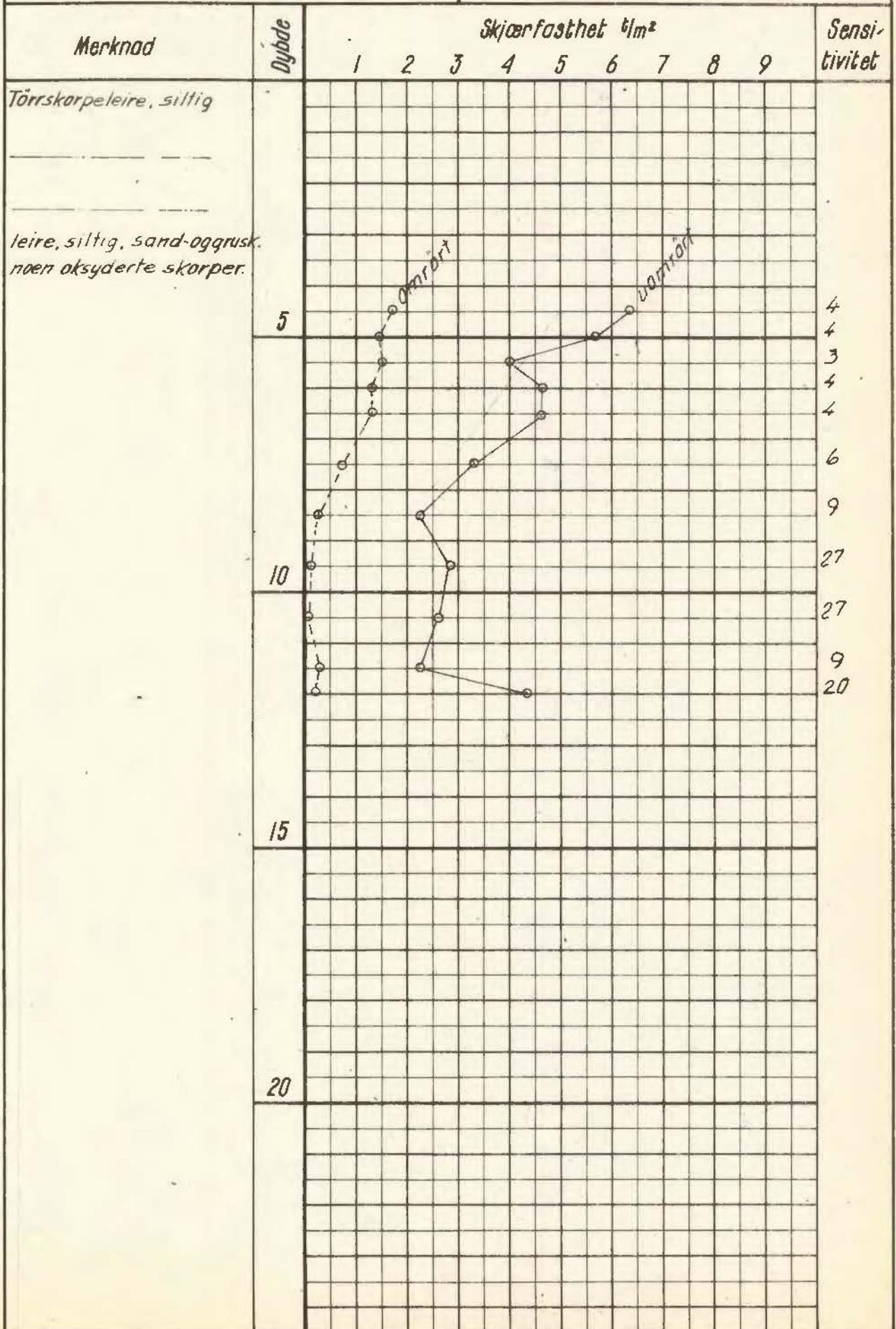




OSLO KOMMUNE  
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR  
 VINGEBORING

Sted: Helsfyr-stasjon SO: F1 I

Hull: 31.15 Bilag: 26  
 Nivå: 80.82 Oppdr.: R-326-59  
 Ving: 55x110 Dato: 1-2-60



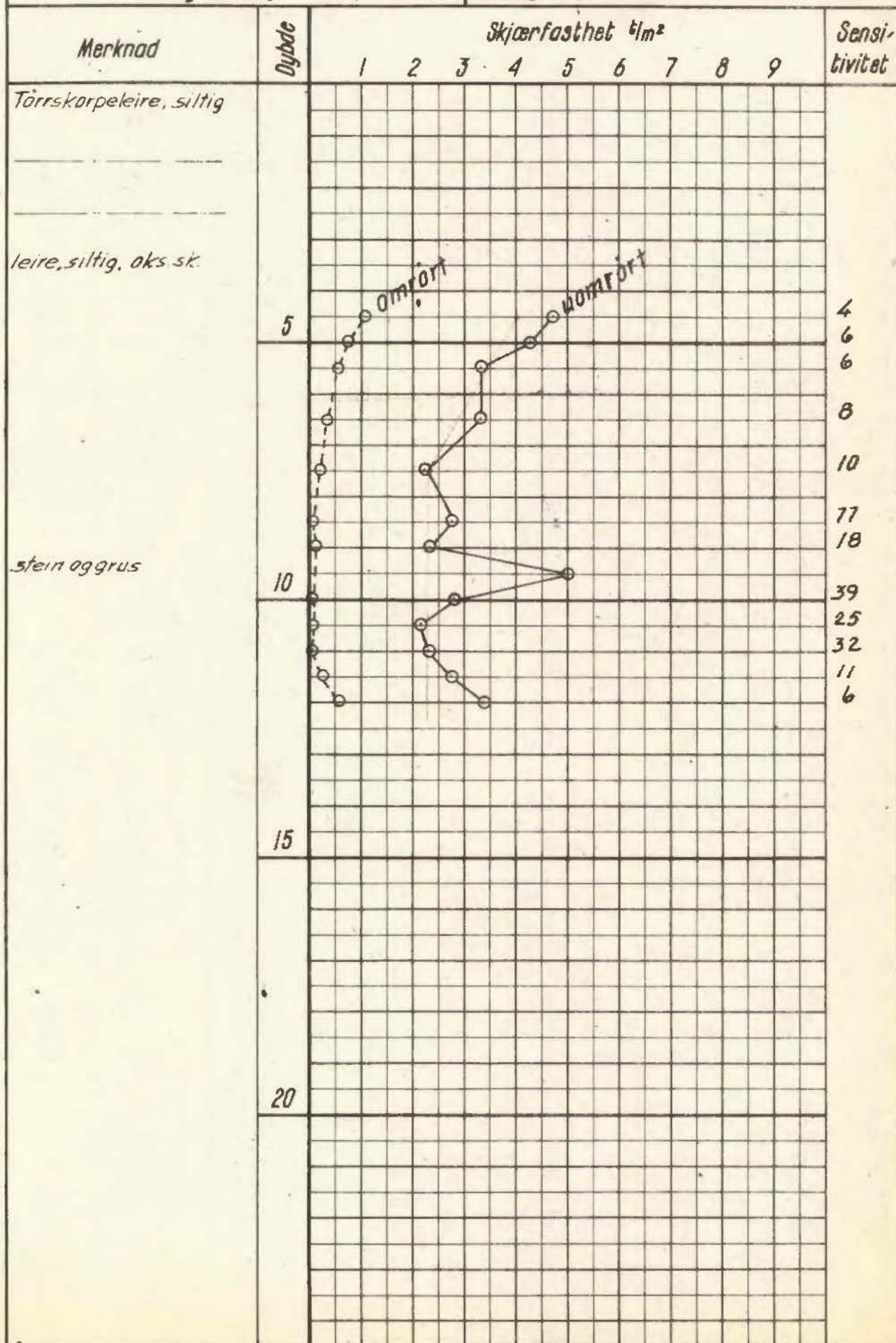
OSLO KOMMUNE  
 GEOTEKNISK KONSULENTS KONTOR  
**VINGEBORING**

Sted: Helsfyr stasjon SO: F1 I

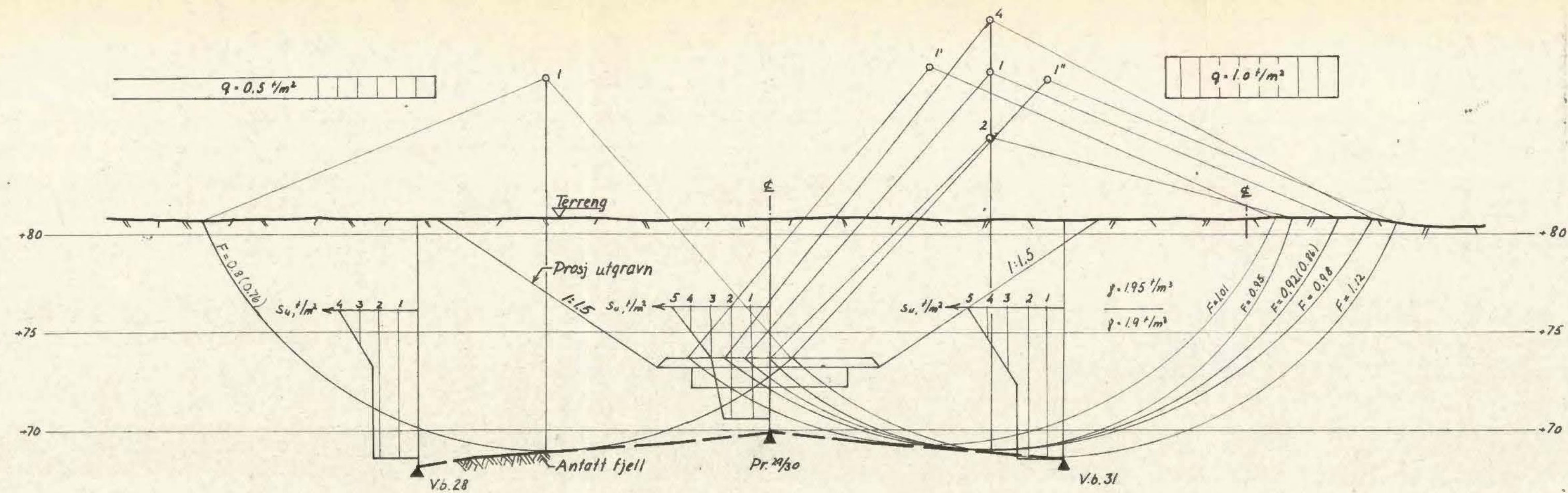
Hull: 28-3 Bilag: 27

Nivå: 80,75 Oppdr.: R-326-59

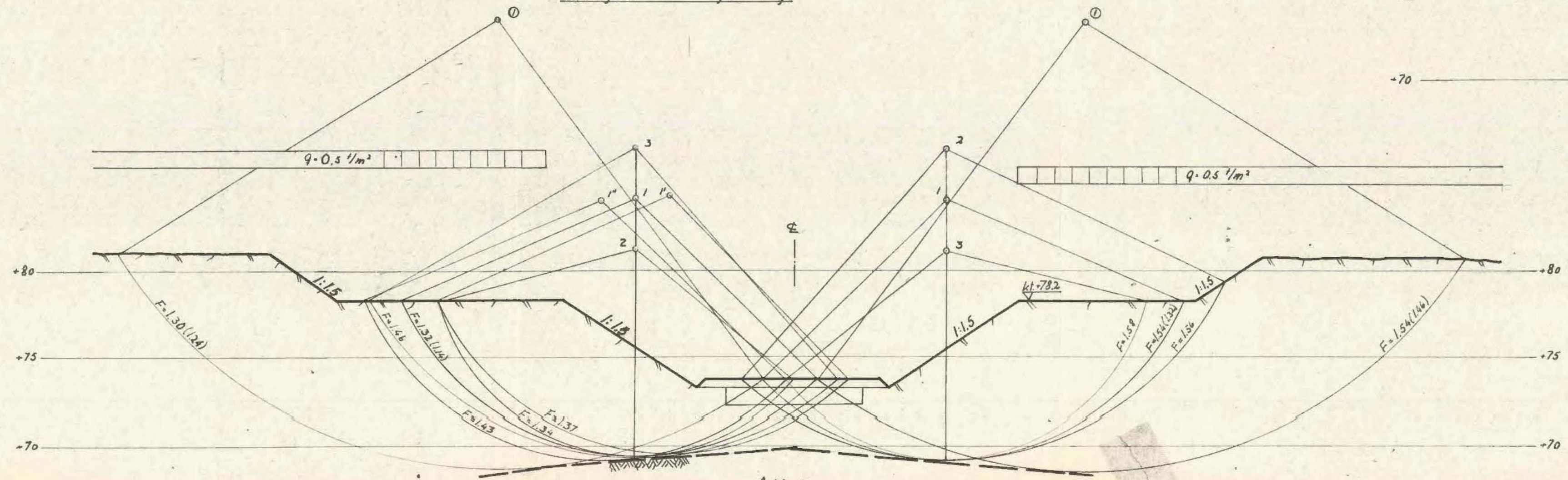
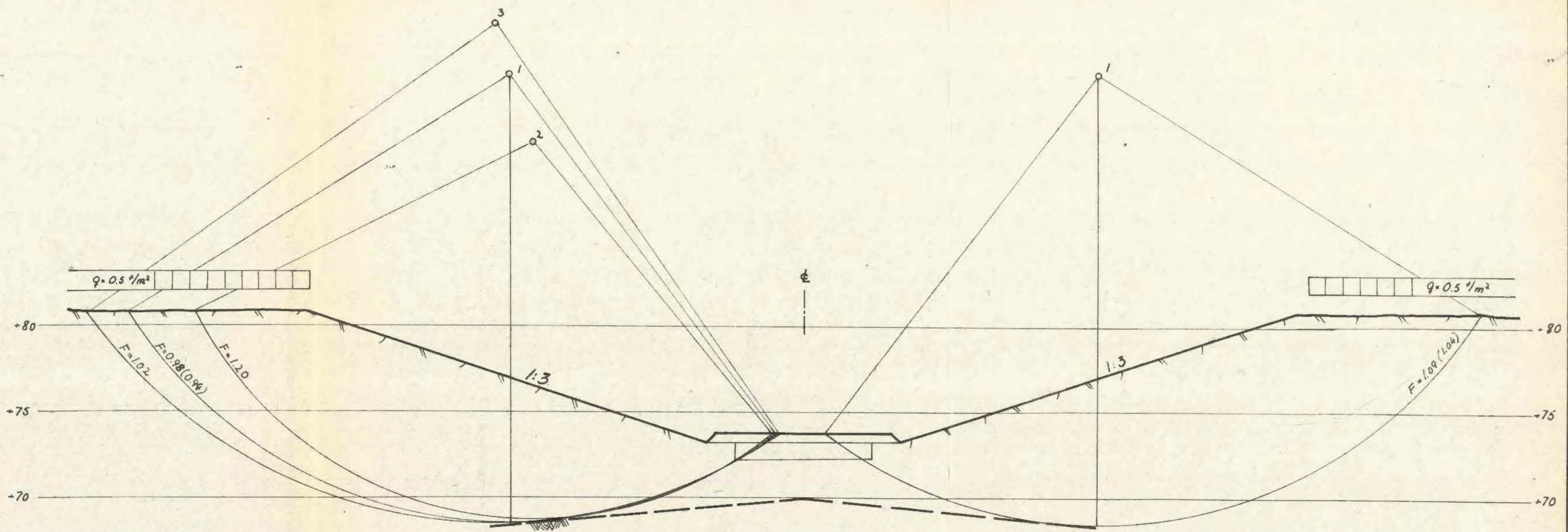
Ving: 55x110 Dato: 27-1-60







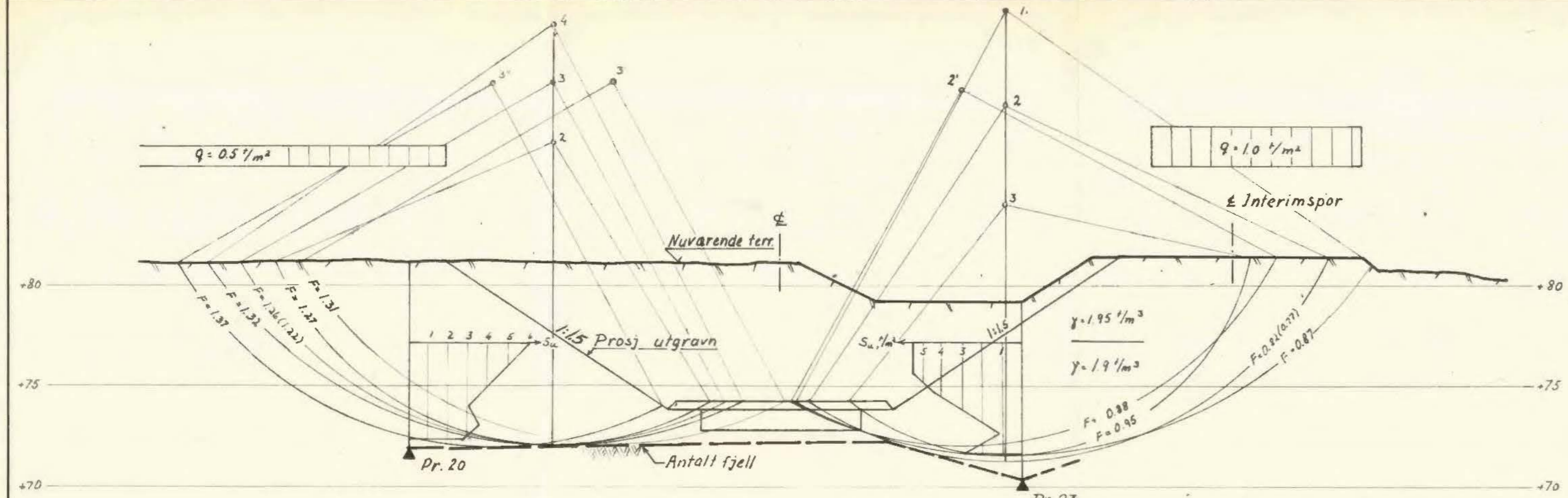
Prosjektert skjæring



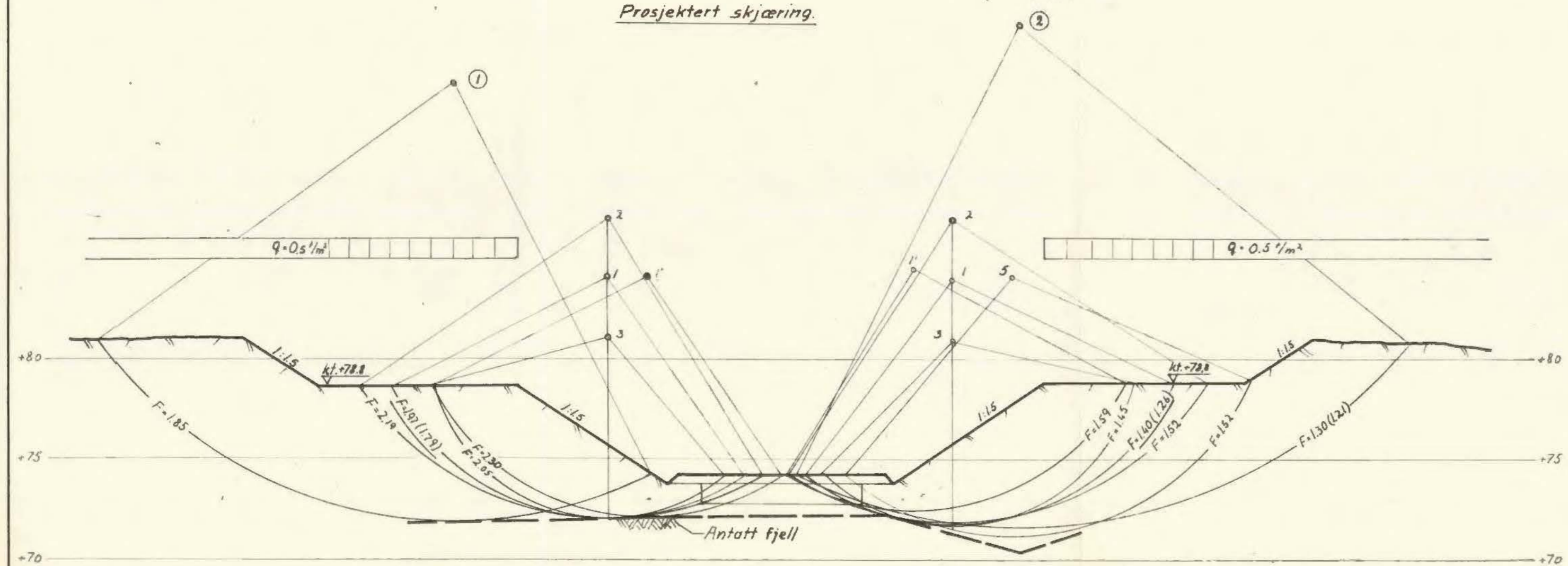
Alt. I

Tall uten parentes angir sikkerhet for skrånning til o.k. ballast.  
 " i ( ) " " " " " bunn traug.

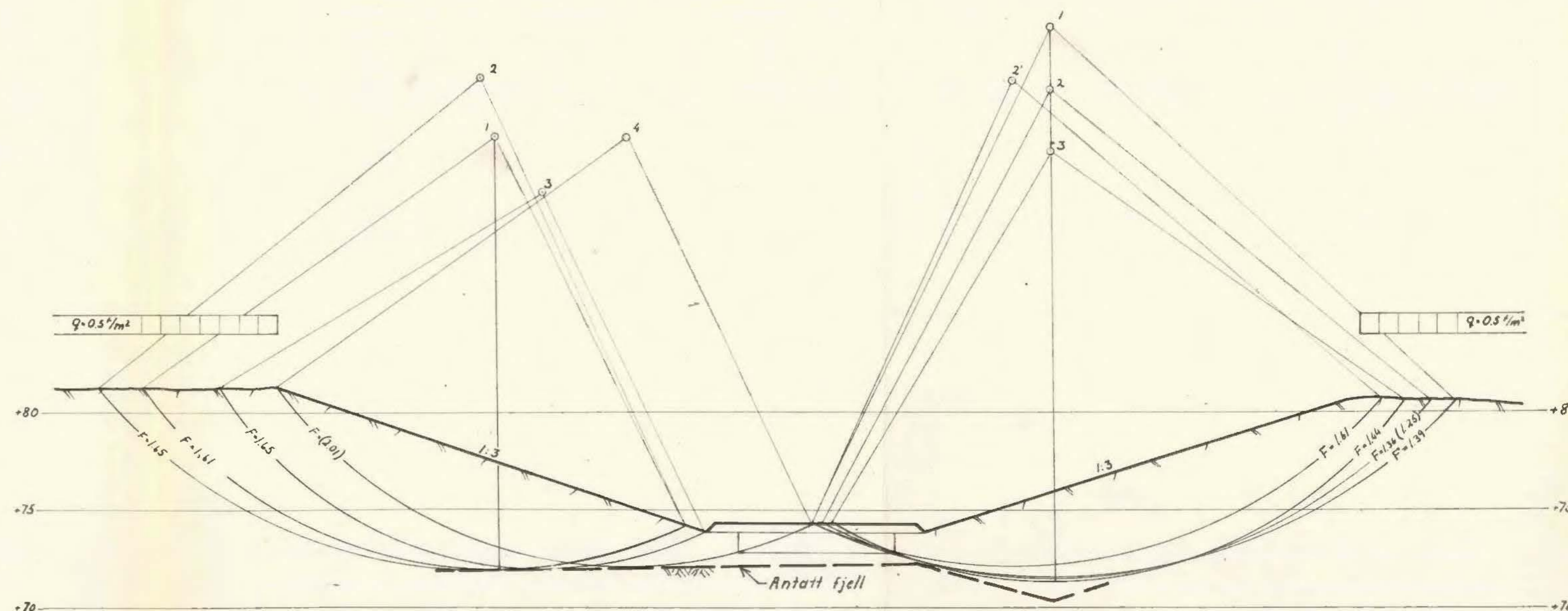
Østsjøbanens ombygning ved Helsfyr stasjon		Målestokk	Tegn. 17/5-60 B.V.
Stabilitetsberegning, pel 445		1/200	Trac.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT		R-326-59	- bilag 29



Prosjektert skjæring.

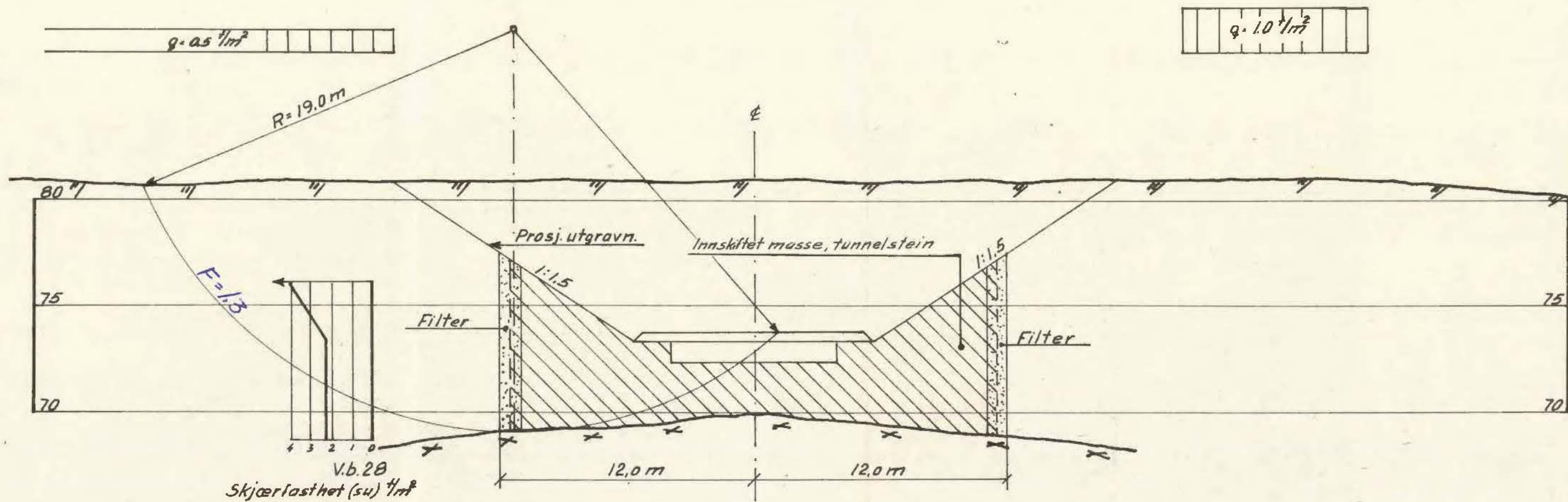


A/H. I



Tall uten parentes angir sikkerhet for skræning til ok ballast.  
 " ( ) " " " " " " " " " bunn traug.

Østensjebanens ombygning ved Helsfyr stasjon		Målestokk	Tegn. 1/3-60 B/W
Stabilitetsberegning, pel 449		1/200	Trac.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT		R-326-59 - bilag 30	



Tegn forklaring:

terreng

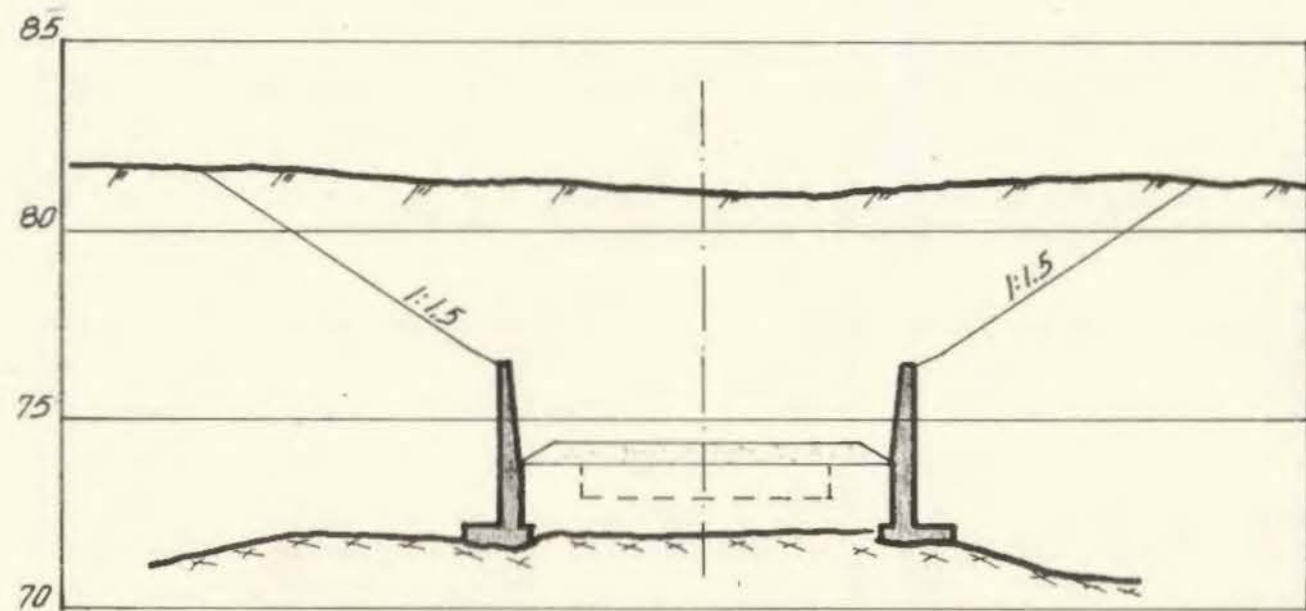
ont. fjell eller faste lag

Østernsjöbanens ombygning  
 1/4 Helsfyr stasjon.  
 Alt. IV - Pel 449

Målestokk	Tegn.
1:200	Trac. Mai 60 K.S.

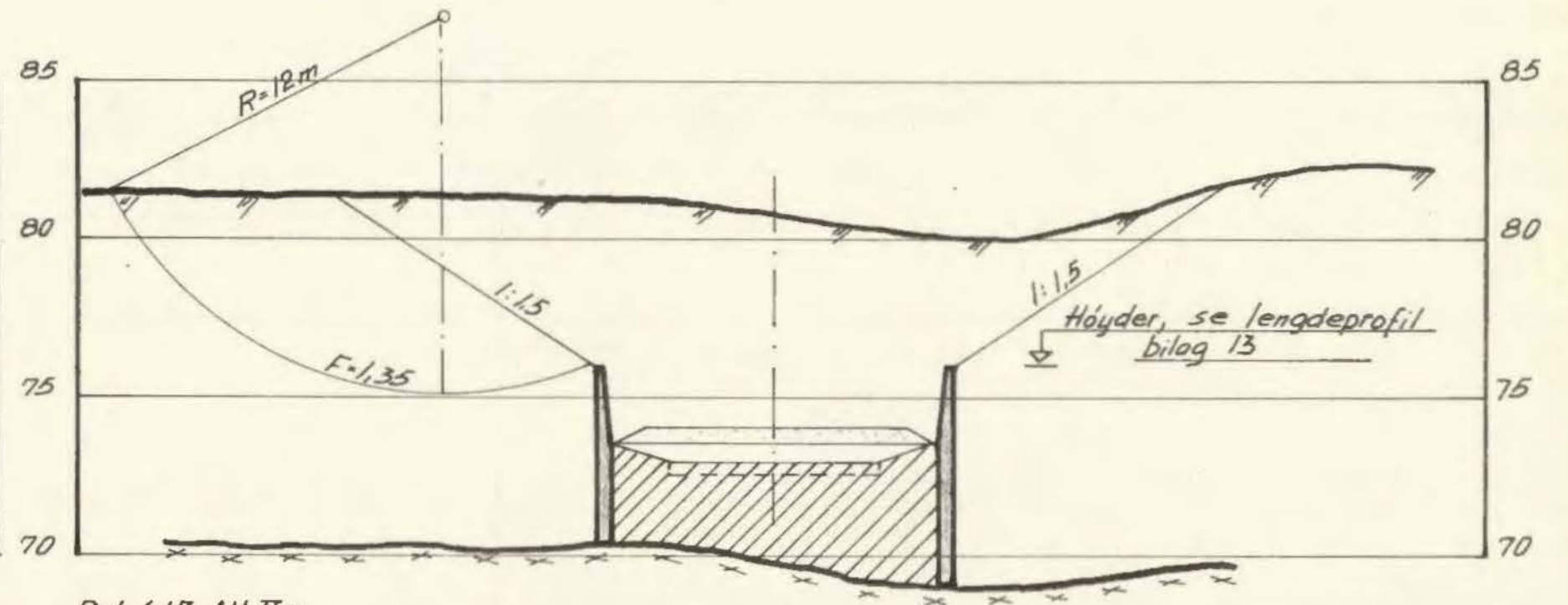
Oslo kommune  
 DEN GEOTEKNISKE KONSULENT

R-326-59  
 - bilag 3/



Pel 4.49-Alt II b.

Uten tverravstivning.



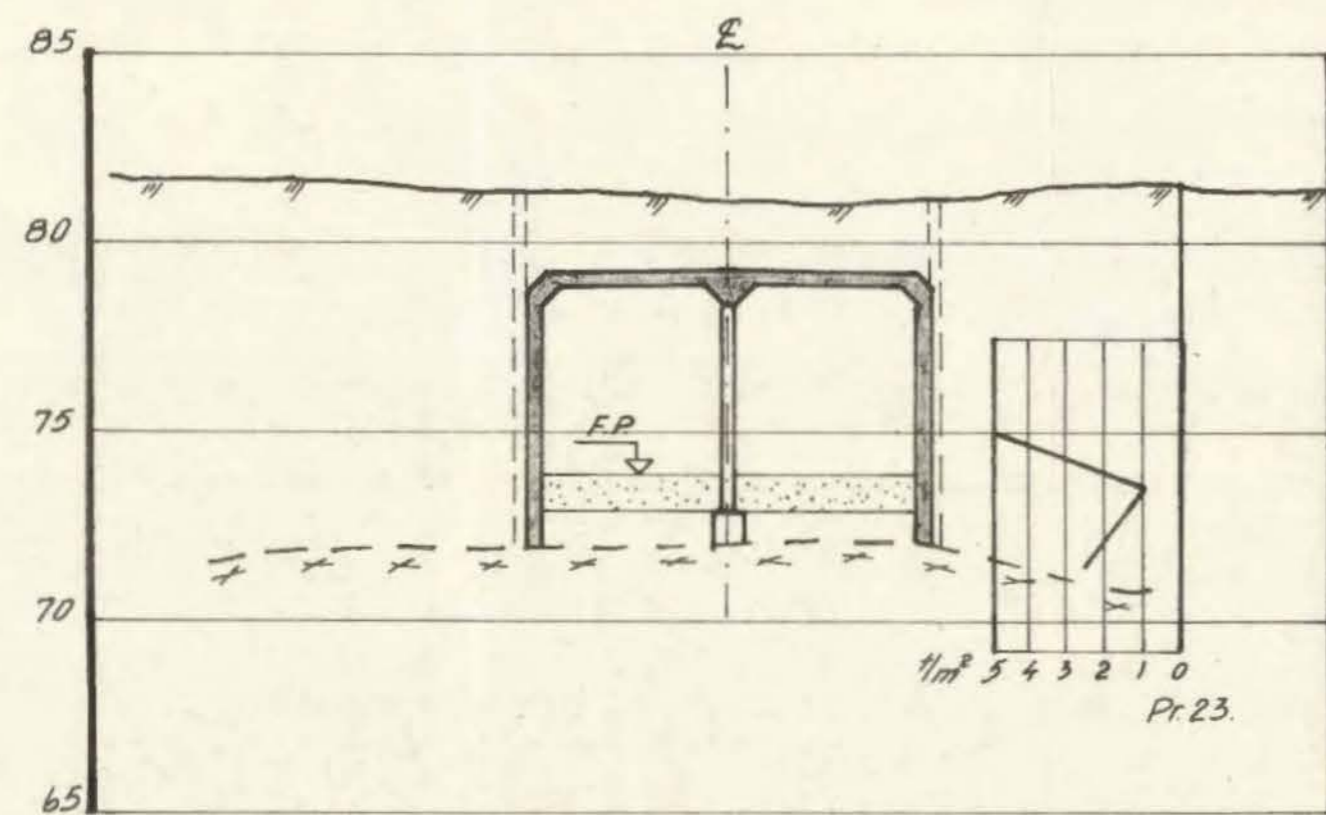
Pel 4.47-Alt II a.

Med støpt tverravstivning.

Tegnforklaring:

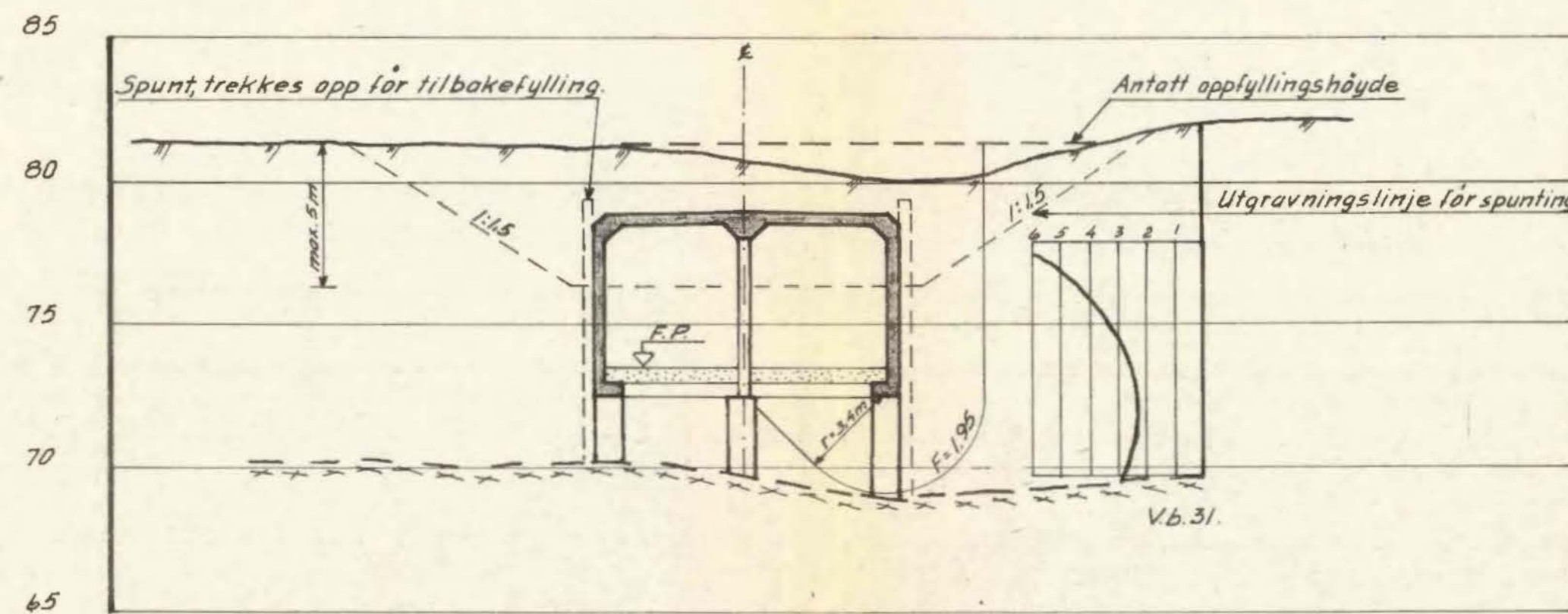
- .terrenglinje
- .ant. fjelllinje
- .støpt tverravstivning

Østensjåbanens ombygning Helstyr stasjon Alt II Støttemurer	Målestokk	Tegn.
	1:200	Trac. Moi 60 K.S.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT	R-326-59 - bilag 32	



Km. 4.49

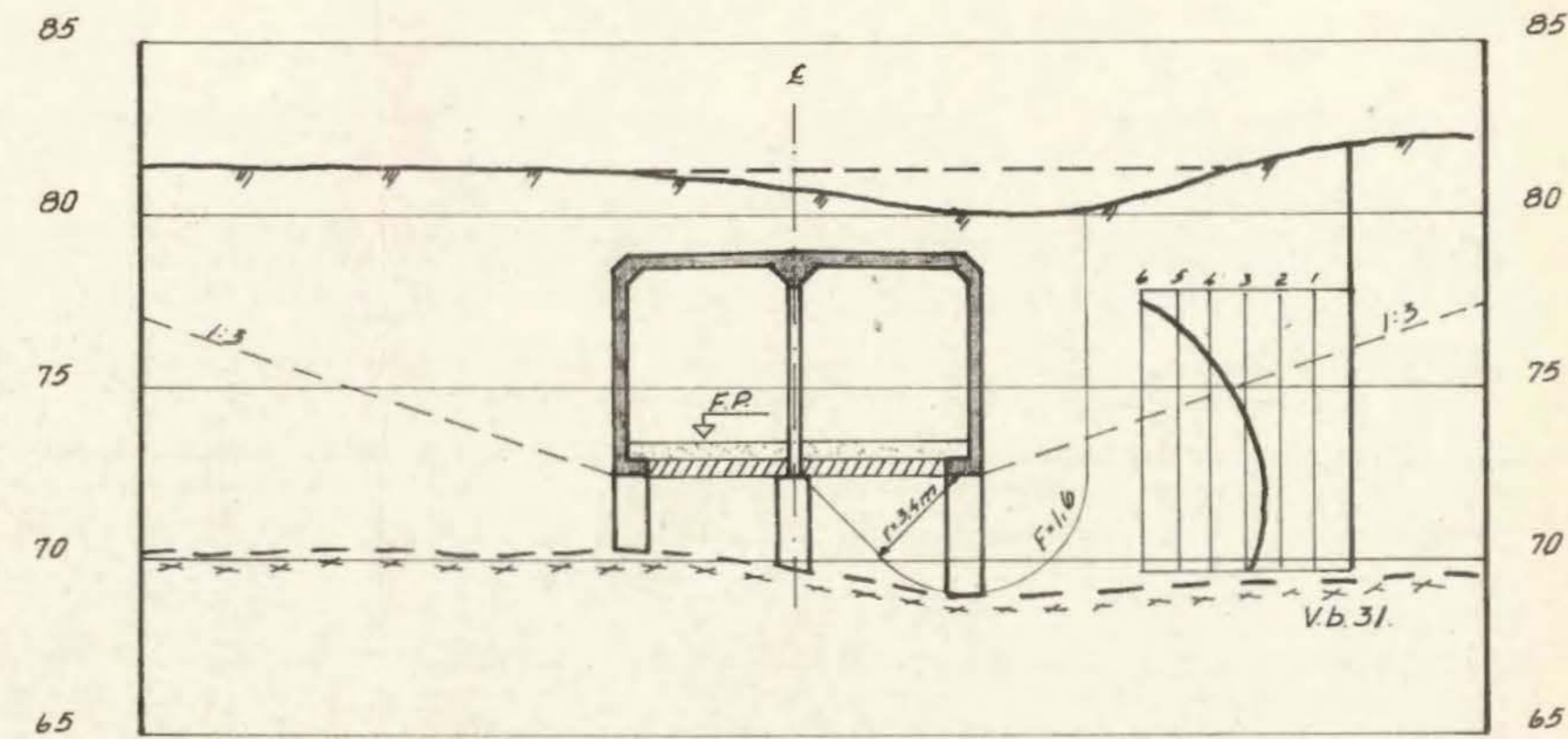
Spunting fra eksisterende terreng.



Km. 4.47

Utgraving til max. 5.0m under eksisterende terreng for spunting.

Stabilitetsberegning for løfting av ferdig planum etter oppfylling er kun orienterende.



Km. 4.47

Utgraving med skråning 1:3

Stabilitetsberegning for løfting av ferdig planum etter oppfylling er kun orienterende.

ståpte avstivningsdragere

Helsyr stasjon Alt. III. Forlengelse av tunnel	Målestokk 1:200	Tegn. Trac. Mai 60 K.S.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT	R-326 -59	- bilag 33

4.30

4.40

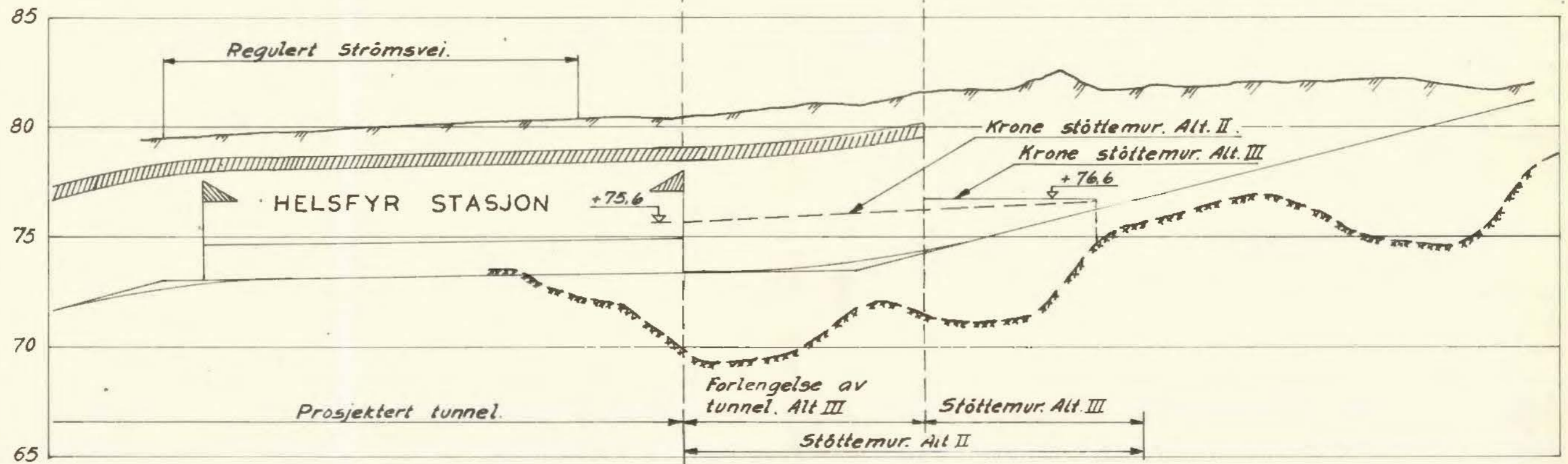
4.50

4.60

Kontrakt nr. 81.

Denne rapport  
R-326-59. Del 2.

Se rapport:  
R-326-59 - Del 1.



— — — — — Terrenklinje.

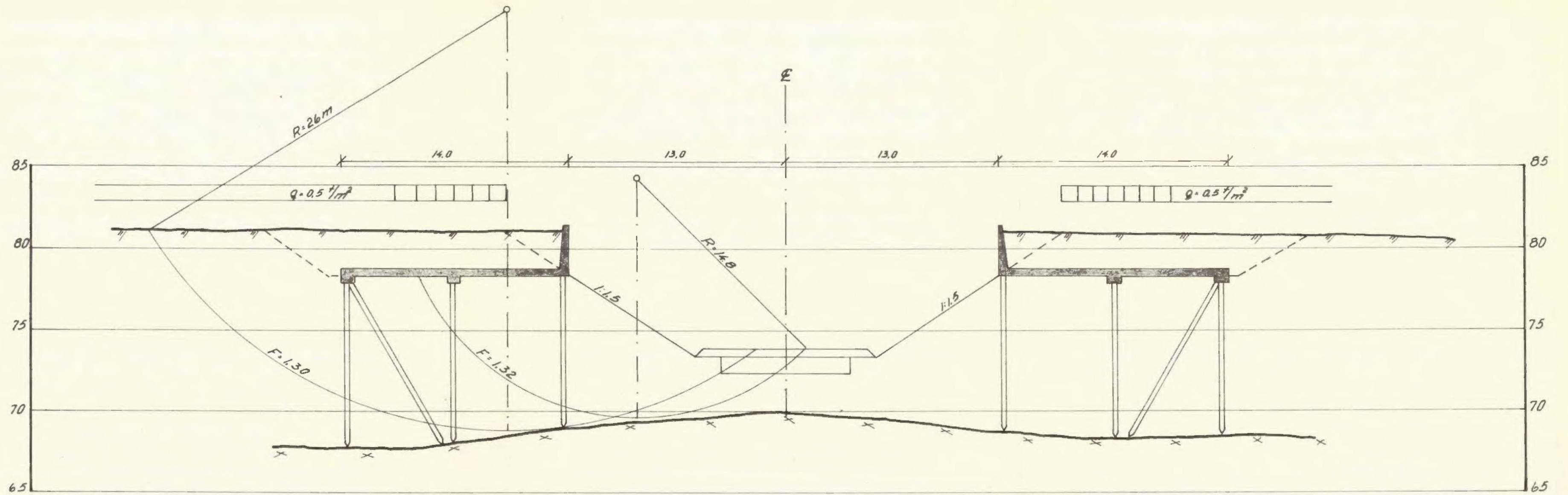
XXXX XXXX XXXX Antatt fjellinje.

Østsjöbanens ombygging  
ved Helsfyr stasjon.  
Lengdeprofil.

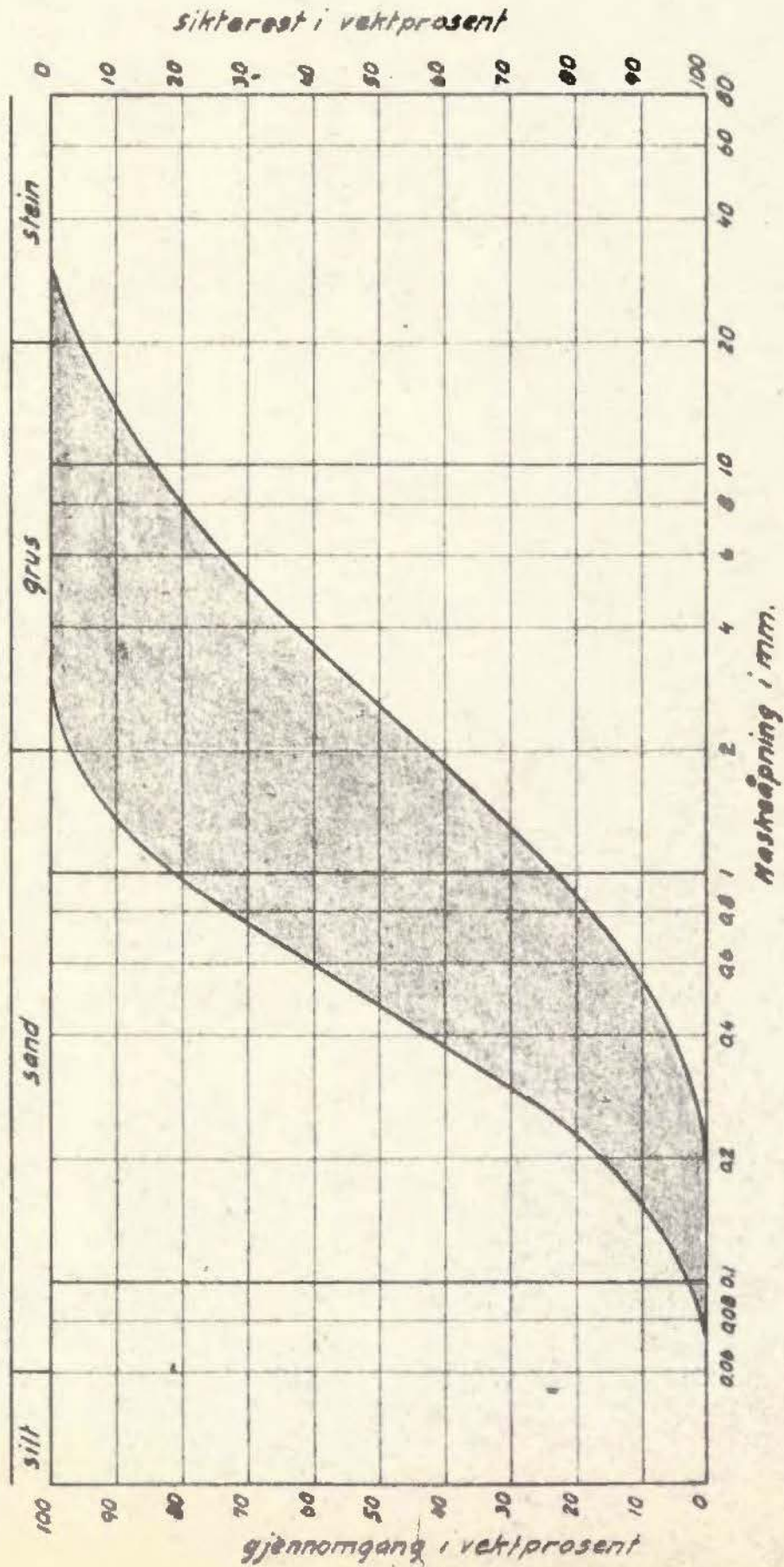
LM. 1:1000  
HM. 1:200  
3/5-60. H.M.

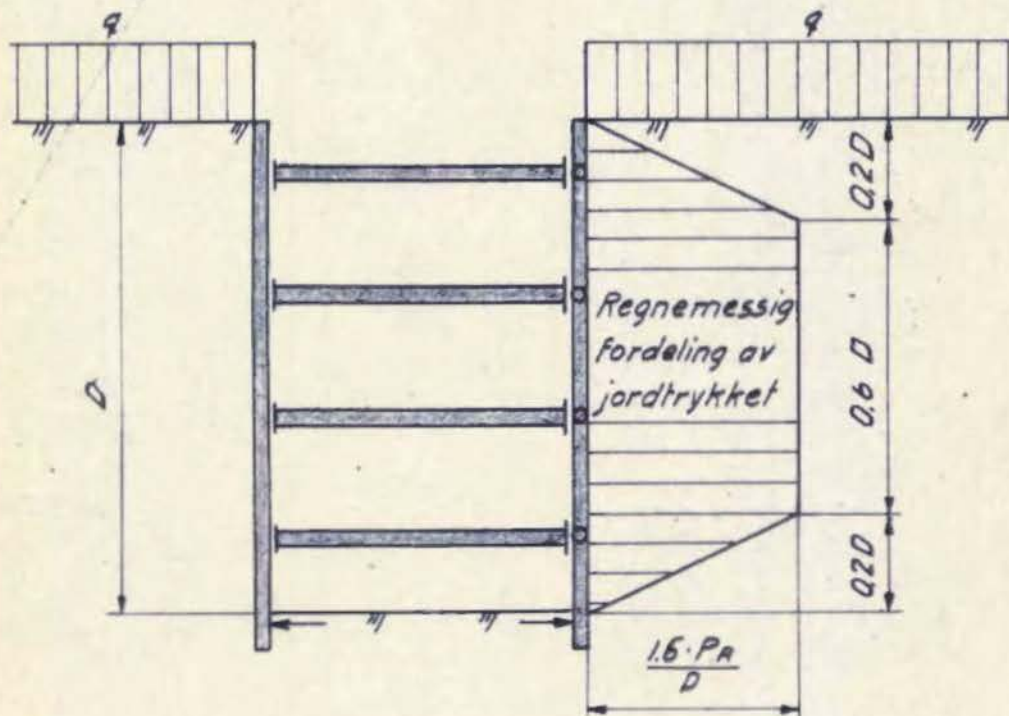
Oslo kommune  
DEN GEOTEKNISKE KONSULENT

R-326-59.  
- bilag 34



Østsjöbanens ombygning ved Helsingør station - pel. 4.45 Stabilitetsberegning alt. II	Målestokk	Tegn.
	1:200	Trac. Mai 60 K.S.
Oslo kommune DEN GEOTEKNISKE KONSULENT	R-326-59	- bilag 35





$$P_A = \gamma \cdot z + q - F \sqrt{1 + 3r}$$

$P_A$  beregnes for glatt vegg:  $r = 0$  og  $F = 1.0$

$P_A$  = jordtrykkintensiteten i dybde  $z$

$P_A$  = total, aktiv jordtrykksresultant

$\gamma$  = midlere romvekt over graveplanet

$q$  = terrengbelastning

$s$  = midlere udrenert skjærfasthet over utgravningens bunn

$F$  = sikkerhetsfaktor

$r$  = ruhetsfaktor

$D$  = gravedybde

**NB!** I seksjoner der spuntveggene skal rammes til fjell, kan man ved utregning av jordtrykksdiagrammer trekke fra minste størrelse av det grafisk bestemte passive jordtrykk fra den jordmengde som ikke skal fjernes nærmest fjell inne i utgravningen. Differansen mellom det aktive trykk på utsiden (mellom terreng- og fjelloverflaten) og det minst mulige passive på innsiden multipliseres med 1,6 og fordeles som angitt på figur, idet største side  $D$  i trapeset settes lik spuntveggenes høyde.