

Statens Vegvesen Buskerud
Planavdelingen
Tollbugt. 2
3044 Drammen

Gjenpart: BrS, Egb, Egg
Saken

Saksbehandler, telefon

Deres ref.

Vår ref. (oppgis ved svar)

Dato

T. Saghaug
(02)366858

89/4884
7639/53.335

15. MAI 1990

UNDERGANG FOR RV.283 PÅ GRØNLAND I DRAMMEN, KM.53.335.
KOMMENTAR TIL REVIDERT FORPROSJEKT AV FEBRUAR 1990
FRA ING. CHR.F. GRØNER A.S.

1. INNLEDNING

På vegne av NSB Baneregion Sør har Geoteknikk- og Brukontoret gått gjennom det foreliggende forprosjekt for undergangen. Bemerkninger til den aktuelle tekniske løsningen er angitt i det etterfølgende.

2. FORUTSETNINGER OG TEKNISKE LØSNINGER

2.1 Dimensjoneringsgrunnlag/parametervalg.

I vårt brev av 01.09.89 var vår kommentar at de fasthetsparametrene som ble benyttet i beregningene var større enn det som var målt i felt og ved laboratorieundersøkelser. Det er benyttet erfaringsparametre og tilnærmet samtlige målte verdier er lavere. Dette er fortsatt tilfelle, men det statistiske grunnlaget er nå noe bedre grunnet flere undersøkelser. Vi kan akseptere det foreliggende grunnlaget, men vi vil påpeke at det må påregnes betydelige deformasjoner for å mobilisere jorda opp til det beregningsmessige spenningsnivå.

Vi opprettholder også vår tidligere anbefaling om å benytte en høyere grunnvannstand enn kt.+1 i beregningene. Kfr. forøvrig notat av 18.10.89 fra Ing. Chr. F. Grøner A.S.

2.1 Stabilitet i byggefasen.

Når det benyttes friksjonsspeler som fundamentering vil toglastene overføres til jorda langs pelen og følgelig også belaste jorda i den aktive sonen utenfor spuntveggen. Denne belastningssituasjonen må også vurderes.

Pele- og spuntrammingen vil høyst sannsynlig føre til en betydelig poretrykksoppbygging. Stabilitetsberegningene utført av Grøner er kun foretatt med totalspenningsparametre og effekten av en poretrykksoppbygging er ikke medregnet. Beregning av stabiliteten bør etter vår mening også utføres på effektivspenningsbasis, hvor det tas hensyn til oppbygget poretrykk.

Effekten av poretrykket, belastningen fra friksjonsspelene samt at parametervalget kan være noe "dristig", kan føre til en uakseptabel lav sikkerhet mot bunnoppressing. Framdriften av arbeidene vil også påvirkes av det ovenfornevnte. En prøvepeling med tilhørende poretrykksmålinger kan gi verdifulle opplysninger for en sikker planlegging av arbeidene.

Spunten ned i den underliggende masse vil virke stabiliserende, men det må påregnes betydelige deformasjoner av spunten i gravefasen. Kapasiteten av "styltene" på spunten må vurderes som en horisontalt belastet pel.

Avstanden til ankerplaten (og lengden av stagene) er for kort. Det forankres i den aktive sonene bak spunten og horisontalforankringen bedrer ikke totalstabiliteten. Lengden bør økes til ca 20m, for å komme utenfor aktivsonen.

Sementstabiliseringen vil være nødvendig for å oppnå tilfredstillende stabilitet, men under og etter innblandingen vil det oppstå setninger på terrenget (og jernbanesporet).

2.2 Stabilitet i ferdigtilstanden.

Avstanden til ankerplatene er for kort og må økes, kfr. pkt.2.1.

Ved bruk av lette fyllmasser (f.eks. EPS-blokker) må det sørges for at oppflytting i en flomsituasjon ikke er mulig.

2.3 Konstruksjonene.

Permanent spunt har vært benyttet ved andre jernbaneunderganger, men det har vist seg at det har pågått deformasjoner i lang tid, som trolig kan tilbakeføres til store deformasjoner i utgravingsfasen. Særlig gjelder dette der hvor spunten står på utkraging over en bunnplate uten fastholding i toppen, bortsett fra en betongdrager. Vi anser det derfor svært viktig at utgravingsfasen blir gjennomført under nøye kontroll av kvalifisert personell og at beregningsmessig sikkerhet er tilfredsstillende.

På bakgrunn av det ovenfornevnte mener vi det er riktig å benytte en særdeles stiv spunt. Ved beregning av spunten i permanenttilstanden må det tas hensyn til den deformasjonen spunten har i utgravingsfasen og som reduserer spuntens kapasitet (dette er ikke gjort). Det må også tas hensyn til vertikale- og horisontale (bremsekraft) toglaster.

Før vertikallastene overføres til pelene (og spuntnålene) må bæreevnen verifiseres ved dynamisk eller statisk prøvebelastning.

Vi kan ikke se at korrosjonsforholdene på stedet er vurdert, og en slik vurdering basert på f.eks. en korrosjonssondering må etter vår mening foretas. I tillegg må lysvidden mellom spuntveggene gjøres så stor at det blir plass til innvendige betongvegger, dersom det en gang i framtiden blir nødvendig.

Den drenerte løsningen forutsetter en fullstendig tett spunt. Dette kan neppe oppnås uten sveising av alle spuntlåser. Vertikal vanntransport i spuntlåsene må også hindres. Lekkasje som gir sirkulasjon av oksygenrikt vann kan gi uønsket korrosjon.

Konstruksjonens overbygning under sporene må avsluttes vinkelrett på disse.

3 KONKLUSJON

NSB kan akseptere prinsippene i den aktuelle tekniske løsningen, men vi mener at stabiliteten i utgravingsfasen (deformasjoner og bunnoppressing) og den ferdige konstruksjon, ikke er tilstrekkelig dokumentert.

Før en slik aksept kan gis, mener vi at det er nødvendig med ytterligere dokumentasjon av bl.a.:

- Beregningsmetode for spunten og de øvrige betongkonstruksjonene (deformasjoner, krefter og momenter) i alle faser.
- Korrosjonsvurderinger.
- Parametervalg og grunnvannstand.

4. SLUTTKOMMENTAR

NSB's merkostnader i forbindelse med trafikkavviklingen i anleggsperioden er ikke medtatt i kostnadsoverslaget.

Vi imøteser et møte hvor det foreliggende forprosjektet og dette brevet kan diskuteres med de impliserte parter.

Med hilsen

Ivar Ness
Sjefingeniør

RV. 283

BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.

DRAMMEN

KULVERT UNDER JERNBANEN PÅ GRØNLAND

REVIDERT FORPROSJEKT

FEBRUAR 1990

UTARBEIDET FOR

STATENS VEGVESEN BUSKERUD,

VEGKONTORET

Sandvika, februar 1990
Saksnr. 20540
Saksbehandler: Torgeir Haugen



GRØNER

RÅDGIVENDE
INGENIØRER

INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S.

HOVEDKONTOR: KJØRBOVN. 14 - 1300 SANDVIKA - TLF. (02) 47 15 00

I N N H O L D S F O R T E G N E L S E

1. INNLEDNING
2. REVIDERT TEKNISK LØSNING
 - 2.1 Drenasje under bunnplate
 - 2.2 Sementstabilisering under traubunn
 - 2.3 Permanent avstivning av spuntveggene
 - 2.4 Korrosjonsmonn, isolasjon og forblending
 - 2.5 Fundamentering av kulverttak og overføring av NSB-trafikkklaster
3. UTFØRELSE AV KULVERTARBEIDENE
4. REVIDERT KOSTNADSOVERSLAG
 - 4.1 Generelt
 - 4.2 Sammenstilling av kostnader
5. AVSLUTTENDE MERKNADER

T E G N I N G E R

Tegn. nr.	Tittel
20540-K4	Spunt-, stag-, pele- og graveplan
-K5	Sementstabilisering under traubunn. Plan og typisk snitt
-K6	Spuntvegg avstivet med permanente stag
-K7	Isolasjon og forblending av permanent spuntvegg



- VEDLEGG 1 Spesifikasjon av mengder og kostnader, revidert løsning.
- VEDLEGG 2 Supplerende laboratorieforsøk
(Notat av 20. desember 1989)
- VEDLEGG 3 Drenasje under bunnplate
(Notat av 20. desember 1989)
- VEDLEGG 4 Sementstabilisering
(Notat av 6. februar 1990)
- VEDLEGG 5 Poretrykksmålinger
(Notat av 18. oktober 1989)

1. INNLEDNING

Det henvises til vår tidligere forprosjektrapport utarbeidet i juli 1989. Det ble i prosjekteringsmøte 13. september 1989 besluttet å igangsette videre arbeider med sikte på å optimalisere de tekniske løsningene.

Hoveddelen av denne reviderte forprosjektrapporten gir en kort oppsummering av de endringene og tilpasningene som er foreslått, inkludert en revidert mengde- og kostnadsoppstilling (Vedlegg 1).

Detaljer vedrørende de tekniske utredningene er gitt i egne vedlegg. Disse er formet som notater til Veglaboratoriet, som er byggherrens geotekniske sakkyndige.

2. REVIDERT TEKNISK LØSNING

I det følgende er det gitt en oppsummering av de anbefalte tekniske løsninger. Det henvises også til planen i tegning nr. K4.

2.1 Drenasje under bunnplate

En drenert løsning innebærer at vannet som kommer inn mot underkant av kulvertbunnplaten, ledes via et drens-system ned til pumpestasjonen ved laveste punkt i kulverten og pumpes ut. Det forutsettes en tett permanent spuntvegg rundt hele den nedsenkede kulverten, dvs. tettevegger også på tvers i hver ende (fra underkant bunnplate) slik at fritt strømmende vann i de permeable toppmassene ikke føres ned i drens-systemet. Beregninger viser at vannmengdene som vil komme gjennom grunnen under spuntveggene, er svært små i forhold til det pumpestasjonen er dimensjonert for. Videre synes drenasjen under bunnplaten å gi svært små poretrykksreduksjoner og setninger i leira. Det man oppnår med en slik løsning er å kunne sløyfe all oppdriftsforankring og dermed få en vesentlig rimeligere bunnplate.

Det henvises til Vedlegg 3 for detaljer.

2.2 Sementstabilisering under traubunn

Gjennom laboratorieforsøk som nylig er utført ved Veglaboratoriet, er det påvist en betydelig stabiliserende effekt ved å blande inn sement i leire. Det kan også vises til positive erfaringer fra prosjekter i Drammen, hvor sementstabilisering av leirgrunnen er utført.

I prinsippet er det for dette prosjektet aktuelt å stabilisere leirsonen mellom spuntveggene for å øke det passive motholdet og dermed forbedre sikkerheten mot bunnoppressing ved utgraving. Dermed oppnår man å sløyfe seksjonsvis graving, noe som gir en langt bedre framdrift.

I det reviderte forprosjektet er det forutsatt sementstabilisert i området P1090-P1190 med ribber, som vist i tegn. nr. K5. Mønsteret må tilpasses noe i området ved de kryssende NSB-sporene.

- Skrivning på sporene
Stabiliseringsarbeidene må utføres etter at spuntveggene er rammet. Arbeidene foretas fra nivå ved topp spunt, men eventuelle faste toppmasser som maskinene ikke kan trenge gjennom, må fjernes eller skiftes ut. Et ribbemønster som vist i tegn. nr. K5, gir totalt ca. 24000 lm sementpeler.

Det henvises til Vedlegg 4 for detaljer vedrørende denne løsningen og til Vedlegg 2 som gir resultatene fra laboratorieforsøkene med sementstabilisert leire.

2.3 Permanent avstivning av spuntveggene

Ved utarbeidelse av revidert teknisk løsning basert på sementstabilisering mellom spuntveggene, har det vært nødvendig å utføre nye beregninger. Disse, samt bemerkninger fra Veglaboratoriet og NSB til vår opprinnelige forprosjektrapport, er bakgrunnen for visse endringer både i prinsipper og mengder.

- Avstand til ankerplater
En av disse endringene går på avstivningen av de permanente spuntveggene utenfor takplate-området. I områdene P1070-kulverttak og kulverttak-P1210 var det tidligere angitt superlette fyllmasser (EPS-blokker) for å redusere jordtrykket mot spuntveggen og unngå permanent avstivning. Det var imidlertid nødvendig med midlertidig avstivning før den avstivede bunnplaten var etablert. Den reviderte løsning består av permanente stag til bakenforliggende ankerplater. Man unngår dermed faren for oppflytting av EPS-blokker i en flom-situasjon og kan i stor grad anvende eksisterende masser ved tilbakefylling. Løsningen er vist i tegn. nr. K6.

2.4 Korrosjonsmonn, isolasjon og forblending

Er dette overført?
De nye beregningene har gitt grunnlag for endringer i spuntdimensjoner. Ved valg av spunttyper som inngår i det reviderte kostnadsoverslaget, er det tatt hensyn til en korrosjonshastighet på 0.01 mm/år over en konstruksjons-levetid på 100 år.

Det opprinnelige prosjektforslaget som lå til grunn for utarbeidelse av forprosjekt, var basert på permanente, uisolerte spuntvegger. I forprosjektrapporten av juli 1989 er det medtatt kostnader for sandblåsing og maling av de synlige ståloverflatene. I samråd med Veglaboratoriet har vi i denne reviderte forprosjektrapporten tatt med isolasjon og forblending av spuntveggene. Det henvises forøvrig til de supplerende laboratorieforsøkene hvor den siltige leiren i dybde ned til traubunn er klassifisert i telegruppe T3 og T4, dvs. middels til meget telefarlig. En løsning med isolert og forblendt spuntvegg er vist i tegn. K7. Denne består av prefabrikkerte betongelementer. Isolasjonen er limt fast til elementene.

2.5 Fundamentering av kulverttak og overføring av NSB-trafikklaster

*- Sevingen p
sporet
- PDA-måling
verktøyene av
bæreevne
Pegvrelasten*

Lastene fra kulverttaket føres ned via sidespuntveggene og en pelerad i midten. Pelene består av åpne stålrørspeler med ytre diameter Ø100 cm rammet til kote -25, og med senteravstand 3 m på det mest belastede partiet hvor NSB-trafikklastene vil virke. Sidespuntveggene rammet til kote -14 gir ikke tilstrekkelig bæreevne alene. For å oppnå den nødvendige bæreevne kan enkelt-spuntnåler (f.eks. CZ-spunkasser) eller andre vegg/pelekombinasjoner anvendes. Kostnads-overslaget er som tidligere basert på at sideveggene består av spunt av typen CZ/BZ-kombinasjon hvor CZ-målene rammes dypt for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. I en anbudsbeskrivelse kan det imidlertid være uheldig å låse fast en løsning som forutsetter en bestemt produkttype.

Det henvises til spunt- og peleplanen i tegn. nr. K4.

Når det gjelder bygging av første del av kulvert-taket under jernbanesporene og de midlertidige brukonstruksjonene for NSB-hovedsporene, henvises til avsnitt 3.5 og 4 i den tidligere forprosjektrapport (juli 1989). De midlertidige brudragene forutsettes fjernet etterat bunnplaten er etablert og gir permanent avstivning. Tilbakefyllingen i avlastningssonen utføres med lette fyllmasser, bortsett fra et bærelag i toppen. Kostnadsoverslaget er basert på denne løsningen.

Under den videre detaljprosjektering bør det vurderes om det er mulig og kostnadsbesparende å øke omfanget av sementstabiliseringen i områdene hvor NSB-trafikklastene virker, og dermed unngå avlastning og midlertidige brudragere med tilhørende pelefundamenter.

3. UTFØRELSE AV KULVERTARBEIDENE

I det følgende er de ulike fasene i kulvertarbeidene beskrevet, med basis i de reviderte tekniske løsninger. Dette omfatter hovedsakelig de byggetekniske arbeider.

FASE 1

FORBEREDENDE ARBEIDER

Ramming av kontinuerlige spuntvegger forutsetter at kryssende kabler og ledninger er lagt om, jfr. kapittel 5 og 7 i forprosjektrapport av juli 1989. Alle nødvendige rivingsarbeider utføres.

FASE 2

- A) SPUNT- OG PELEARBEIDER
- B) SEMENTSTABILISERING

Selve kulvertarbeidene starter med ramming av all spunt og alle stålrørspeler. Peler for de midlertidige brudragerne, spunt og peler for understøttelse av første del av kulvert-taket under NSB-sporene, må rammes først.

Klargjøring av dette området forut for støping av første del av takplaten omfatter også sementstabilisering. Laveste mulige arbeidsnivå for sementpelemaskinene vil trolig være kote +2, dvs. at stabiliseringene her kan utføres til kote -13. Sementstabiliseringen må utføres etter spuntrammingen slik at den stabiliserte sonen bare er innenfor spuntveggene. Dette er viktig for å unngå at det oppstår en dreinsvei på begge sider av spuntveggen. Med intakt leire på utsiden vil nødvendig tetting ivaretas, jfr. også Vedlegg 3.

Spuntlinjer og pelepunkter er vist i tegn. K4.

Pelene og spunten oppnår full bæreevne med hensyn til vertikale laster først etterat poreovertrykk, som eventuelt bygges opp under ramming, er utjevnet. Avhengig av graden av massefortrengning vil dette ta fra ca. 1 uke til 1 måned, og vil påvirke tidsplanen for arbeidene. Et forslag til plassering av poretrykksmålere for kontrollmålinger i en anleggsfase er gitt i vårt notat av 18. oktober 1989, se Vedlegg 5.

Arbeidene i denne fasen må tilpasses og samordnes med NSB mht. adkomst i sporområdene, tidspunkt for når arbeidene kan skje, strømutkoblinger osv.

FASE 3

UNDERBYGGING AV NSB-SPOR

Første del av kulvert-taket under jernbanesporene får en bredde på ca. 9 m. Denne støpes i to deler på hver side av sporene, opplagt på spuntveggene og pelerekken i midten. Samtidig monteres brudragerne utenfor sporene og klargjøres til montasje.

Ett spor av gangen brytes. Del av kulverttak skyves på plass og brudragere monteres. Ballast fylles over takdelen og sporet re-etableres. Tilsvarende gjøres for det andre sporet.

Terrenget forutsettes avgravd noe under disse arbeidene, helst til fullt avalastningsnivå kote +0.5 utenfor spuntveggene og kote 0 innenfor. Omfanget av disse første gravearbeidene må imidlertid tilpasses den tiden som er til rådighet før sporene igjen må åpnes.

FASE 4**GRAVE-, STAG- OG BETONGARBEIDER**

Den videre anleggsdriften kan nå utføres uavhengig av jernbanetrafikken, og vil være som følger:

- Gravearbeider i avlastningssonene utenfor spuntveggene til kote +1.0 og kote+0.5 i områder som angitt på tegn. K4.
- Sikring av nabobygg (bussgarasje). Yttervegger mot byggegropen henges opp på spunten for å hindre deformasjoner under videre graving.
- Støping av resterende kulverttak og bruplate for Børsemakergata. Disse danner avstivning for spuntveggene.
- Støping av ankerplater for permanente stag i områdene P1070-kulverttak og kulverttak-P1210. Montering av permanente stag og tilbakefylling over og foran ankerplatene.
- Graving til traubunn, i full bredde og lengde uten krav til seksjonsvis graving.
- Støping av bunnplate, støping av kulvertvegger, montering av isolasjon og forblending.

FASE 5**TILBAKEFYLLING OG AVSLUTTENDE ARBEIDER**

Opprinnelig terrengnivå utenfor spuntveggene er forutsatt reetablert på følgende måte:

P1030-P1050 og P1230-P1250:

Tilbakefylling med opprinnelige masser.

P1050-kulverttak og kulverttak-P1230:

Tilbakefylling med lette fyllmasser til ca. 5 m utenfor spuntveggene. Utenfor fylles opp med opprinnelige masser. Omkring og foran ankerplatene for de permanente stagene må det anvendes gode friksjonsmasser for å oppnå tilstrekkelig passivt mothold.

Utenfor kulverttak:

Lette fyllmasser, evt. noe superlett fylling (blokker av ekspandert polystyren) under jernbanesporene.

Lette fyllmasser forutsettes å være løs Leca med tyngdetetthet f.eks.
 $\gamma = 5-7 \text{ kN/m}^3$.

Avsluttende arbeider vil være støping av kantdragere, montering av rekkverk, etablering av slitelag og kantstein, jfr. nærmere spesifiserte poster i mengde- og kostnadsoppstillingen.

4. REVIDERT KOSTNADSOVERSLAG

4.1 Generelt

Kostnadene er basert på prisnivå høst 1988. Enhetsprisene er basert på erfaringstall fra Oslo/Østlandsområdet.

Kostnader er entreprisekostnader og er beregnet som følger:

	Kostnad spesifiserte arbeider
+	10% påslag for uforutsette arbeider
+	15% påslag for forberedende og generelle arbeider
=	Entreprisekostnad
=====	

Kostnadene forbundet med grunnnerverv og erstatninger er ikke medtatt.

Arbeidene er spesifisert i henhold til Statens Vegvesens "Standard arbeidsbeskrivelse for vegarbeidsdrift". Se oppstillingen i Vedlegg 1.

4.2 Sammenstilling av kostnader

Følgende kostnader er beregnet for den reviderte tekniske løsning:

HOVEDPROSESS	KOSTNAD
1. FORBEREDENDE OG GENERELLE ARBEIDER	kr 2.492.000,-
3. MASSEFLYTTING, PLANERING	kr 4.811.000,-
4. GRØFTER, KUMMER, RØR	kr 955.000,-
8. BRUER, KAIER	
Dvs. spunt-, pele- og betongarbeider	kr 17.172.000,-
SUM	kr 25.430.000,-
+ PÅSLAG, SOM ANGITT	kr 6.739.000,-
ENTREPRISEKOSTNAD	kr 32.169.000,-
	=====

5. **AVSLUTTENDE MERKNADER**

Som det framgår av det reviderte kostnadsoverslaget, er entrepris-kostnaden for den reviderte løsningen ca. 32.2 mill. kr, mens løsningen kostnadsregnet i vår forprosjektrapport av juli 1989 ga ca. 36.3 mill. kr. (En entreprisekostnad på 39 mill. kr var angitt, men viste seg å inneholde for høye antatte enhetspriser for masseflytting).

Reduksjonen på ca. 4.1 mill. kr skyldes først og fremst en tynnere bunnplate, mindre spuntareal og at oppdriftsforankring kan sløyfes. Videre er enhetsprisene på graving redusert noe som følge av driftsmessige fordeler ved å unngå seksjonsvis graving. Sementstabilisering og isolasjon/forblending av spuntveggene representerer tilleggs-kostnader. Jfr. spesifikasjonene i Vedlegg 1.

Resultatet av de tilleggsutredninger som er utført, og som kommer til uttrykk i det reviderte kostnadsoverslaget, viser klart at betydelige besparelser er oppnådd. Det viser seg at sementstabiliseringen har stor betydning for spuntmengder og gravearbeider. Under detaljprosjekteringen bør det vurderes om omfanget av stabiliseringen bør økes i forhold til det som nå er forutsatt. Dette kan gi ytterligere besparelser.

KOTE, m

5 —

SNITT:

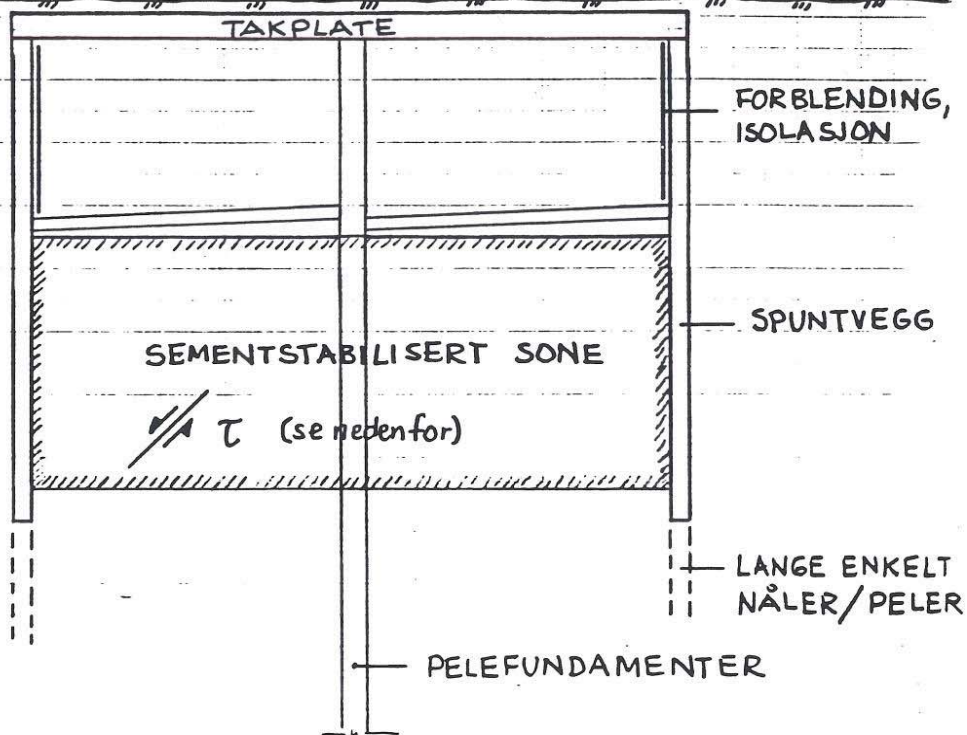
0 —

-5 —

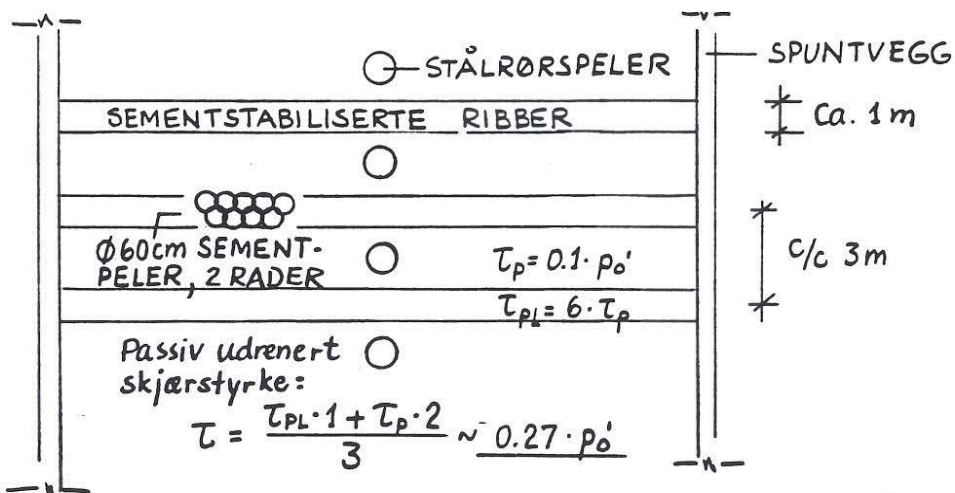
-10 —

-15 —

-20 —



PLAN:



Ant	Revisjon	Målestokk	Nr	Sign	Dato
STATENS VEGVESEN, BUSKERUD Rv. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT. Sementstabilisering under traubunn Plan og typisk snitt			Tegn	ToH	31/01 90
			Kontr		
			Saksbehandler	T. Haugen	
INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S. KJØRBOVEIEN 14, 1300 SANDVIKA TLF. (02) 47 15 00		20540 - K5			Rev

KOTE (m)

5—

0—

-5—

-10—

PERMANENTE STAG :

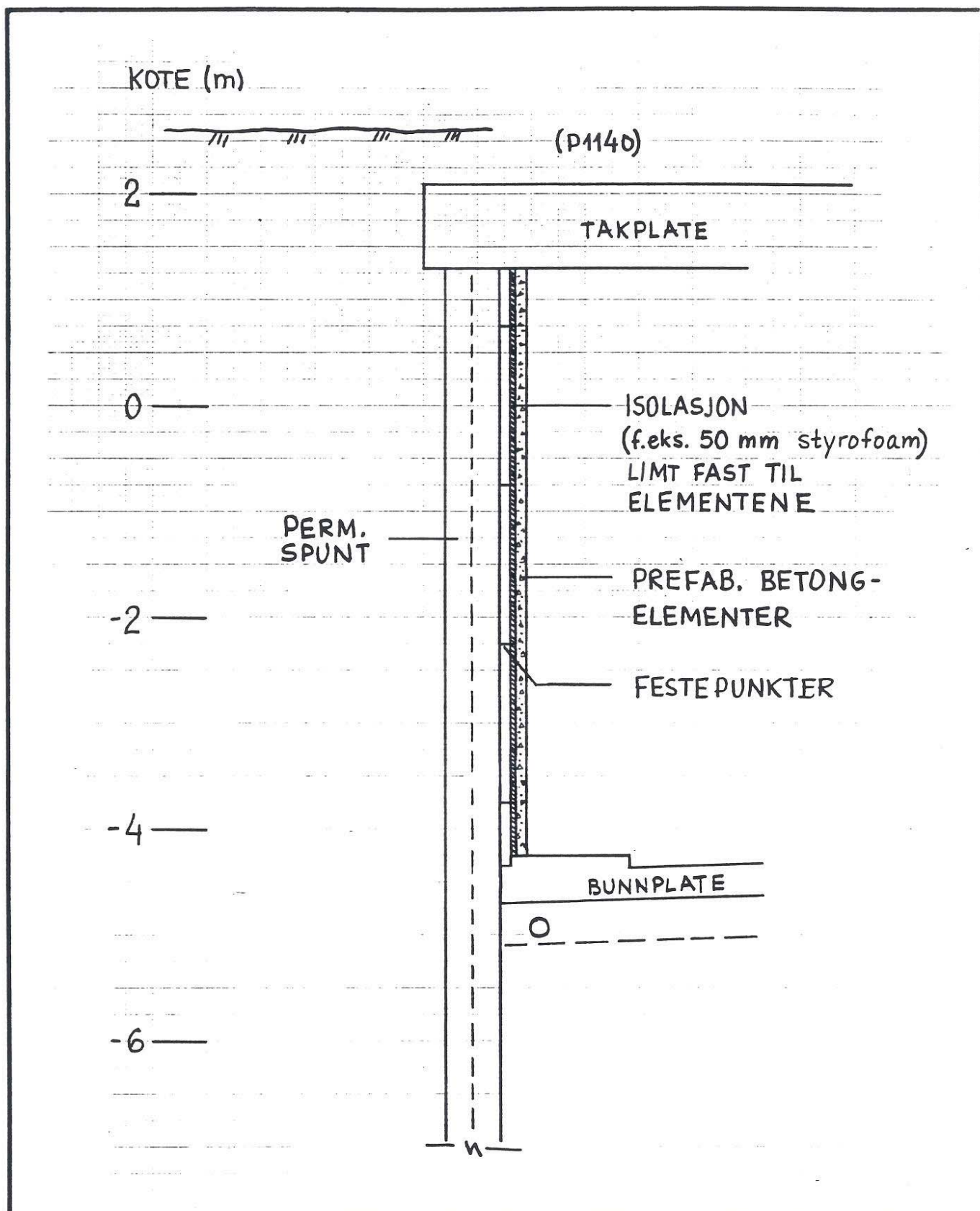
Ant. $\varnothing 36$ mm, stål 835/1030
c/c 4 m. Korrosjonsbeskyttet.

ANKERPLATE :

$h = 1.5$ m $t = 20$ cm arm. bet.
Uk. plate ved kote +0.5

SEMENT-
STAB.

Ant	Revisjon	Målestokk	Nr	Sign	Dato
STATENS VEGVESEN BUSKERUD Rv. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT. Spuntvegg avstivet med permanente stag			Tegn	TDH	31.01.90
			Kontr		
		Saksbehandler	T. Haugen		
INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S KJØRBOVEIEN 14, 1300 SANDVIKA TLF. (02) 47 15 00		20540 - K6			Rev



Ant	Revisjon	Målestokk	Nr	Sign	Dato
STATENS VEGVESEN BUSKERUD RV. 283 BJ. BJØRNSØNSGT. - KREFTINGSGT. Isolasjon og forblending av permanent spuntvegg			Tegn	TOH	31 01 90
			Kontr		
INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S KJØRBOVEIEN 14, 1300 SANDVIKA TLF. (02) 47 15 00		Saksbehandler	T. Haugen		
		20540 - K7			Rev

VEDLEGG 1

SPESIFIKASJON AV MENGDER OG KOSTNADER,

REVIDERT LØSNING

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	HOVEDPROSESS 1				
1.	FORBEREDENDE OG GENERELLE ARBEIDER				
14.	FLYTTING OG OMLEGGING				
14.2	<u>Vann- og avløpsledninger</u>				
	For Drammen Ingeniørvesen			RS	980.000
	For NSB			RS	260.000
	Private stikkledninger			RS	50.000
14.3	El-verkets ledninger, kabler, stolper etc.			RS	370.000
14.4	Televerkets ledninger, kabler, stolper etc.			RS	17.000
14.9	<u>Øvrig</u>				
	NSB-kabler. Skjøting av kabelbroer			RS	65.000
15.	RIVING OG FJERNING				
15.1	<u>Hus</u>				
	Riving og fjerning av skur			RS	50.000
17.	MIDLERTIDIG TRAFIKKAVVIKLING				
17.4	Provisorisk ombygging av eksisterende jernbaner			RS	
17.41	Prosesen omfatter skyving av betongplater, samt nødvendig arrangement og utstyr for dette. Platene støpes ved siden av sporene, og skyves deretter på plass.			RS	500.000
17.24	Prosesen omfatter fjerning av jernbanespor og sviller, montasje av midlertidige bru- dragere, utlegging av ballast og sviller, samt tilbakelegging av jernbanespor i opprinnelige traséer.			RS	200.000
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					2
POST NR.	KODE/SPEIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>HOVEDPROSESS 3</u>				
3.	MASSEFLYTTING, PLANERING				
32.	MASSEUTSKIFTING OG GRUNNFORSTERKNING				
32.6	Sementstabilisering	1m	24000	100	2.400.000
32.7	<u>Fylling med lette masser</u>				
32.71	Fylling med lettklinker (ekspandert leire)	m3	2400	193	463.000
	a) Prosessen omfatter tilbakefylling i avlastningssonene utenfor kulverttaket				
32.74	<u>Fylling med ekspandert polystyren</u>	m3	600	400	240.000
	a) Prosessen omfatter tilbakefylling i avlastningssonene utenfor spuntveggene i områdene utenfor kulverttaket (NSB-området), og i fylling for Børsemakergaten.				
38.	MASSEFLYTTING FOR ANDRE FORMÅL				
38.2	<u>Jordmasser til mellomlager</u>	m3	2500	40	100.000
	(Dette gjelder toppmasser som kan fylles tilbake i avlastningssonene)				
38.4	<u>Jordmasser til fyllplass</u>				
38.41	Toppmasser/tørrskorpeleire	m3	12000	50	600.000
38.42	Bløt leire	m3	13000	60	780.000
39.	ØVRIGE MASSEFLYTTINGS- OG PLANERINGS-ARBEIDER				
39.1	<u>Tilbakefylling i avlastningssoner</u>	m3	2500	40	100.000
	a) Prosessen omfatter tilbakefylling av opprinnelige masser i avlastningssonene utenfor spuntveggene. Masser transporteres fra mellomlager.				
39.2	Tilbakefylling med pukk foran forankringsplater	m3	850	150	128.000
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>HOVEDPROSESS 4</u>				
4.	GRØFTER, KUMMER, RØR				
43.	RØRGRØFT MED OVERTVANNsledning, INKLUSIVE SANDFANG. INSPEKSJONSKUMMER OG HJELPESLUK				
	Levering, montering og innstøping av rør og sandfang			RS	500.000
49	ØVRIGE ARBEIDER				
49.1	Levering og montering av pumper, røropplegg, automatikk, VVS og bjelke med talje.			RS	325.000
49.2	Levering og montering av nødstrømsaggregat, lys og varme			RS	130.000
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					4
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>HOVEDPROSESS 8</u>				
8.	BRUER OG KAIER				
81.	LØSMASSEARBEIDER				
81.1	<u>Gravearbeider over vann</u>	1m	430	500	215.000
	a) Prosessen omfatter forgraving/tilbakefylling i spuntlinje				
81.6	<u>Utlekking av løsmasser over vann</u>	m3	800	200	160.000
	a) Prosessen omfatter levering og utlegging av pukk for avretting før utlegging av isolasjon og støping av bunnplate.				
81.8	<u>Frostisolasjon, fiberduk etc.</u>				
81.81	Isolasjon mot frost i løsmasser (Isolasjon under bunnplate)	m2	4400	50	220.000
81.82	Fiberduk	m2	4400	10	44.000
81.9	<u>Øvrig</u>				
81.91	Pumping av overflatevann fra byggegrøp i byggeperioden			RS	20.000
83.	KONSTRUKSJONER I GRUNNEN				
83.2	<u>Stålrørspeler</u>				
	Levering og ramming av åpne stålrørspeler, Ø = 100 cm	m	940	1450	1.363.000
83.5	<u>Stålspunt</u>				
	a) Prosessen omfatter levering, nedramming, skjøting av spunt og evt. tetting av spunt mot vannlekkasjer.				
	1. Spunt med motstandsmoment W > 700 m3/m	m2	1350	600	810.000
	2. Spunt med monstandsmoment W > 1200 m3/m	m2	740	700	518.000
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					5
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	3. Spunt med motstandsmoment W > 1700 m3/m	m2	600	850	510.000
	4. Spunttype CZ/BZ 17 CZ 17	m2	820	1450	1.189.000
	BZ 17	m2	1450	800	1.160.000
83.7	<u>Bolter og forankringer i jord og fjell</u> Permanente stagforankringer for spunt i områdene P1070-kulverttak og kulverttak-P1210. Horisontale stag. Laster overføres til ankerplater				
		stk	36	5000	180.000
83.9	<u>Øvrig</u> Sikring av nabobygg. Spuntvegg forbindes med kjellervegg			RS	75.000
84.	BETONGARBEIDER I det følgende er spesifisert prosessene 84.1-84.4 for følgende konstruksjons-elementer: - Lokk under jernbanespor inkl. betongrekkverk, nordside - Lokk adkomst Linjegods inkl. betongrekkverk, begge sider - Lokk Børsemakergata inkl. betongrekkverk og vinger - Bunnplate - Kantdragere - Trauvegger - Betongrekkverk, utenom lokk				
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					
POST NR.	KODE/SPESIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>Lokk under jernbanespor</u>				
	Lokk				

84.1	Stillas (antar 2 m høyde)	m3	1700	75	127.500
84.2	Forskaling	m2	900	300	270.000
84.3	Aarmering	t	136	7000	952.000
84.4	Betong	m3	680	1000	680.000
	Betongrekkverk nordside				

	(1.8 x 0.25)m				
84.2	Forskaling	m2	140	300	42.000
84.3	Armering	t	1,5	7000	10.500
84.4	Betong	m3	17	1000	17.000
					2.099.000

	<u>Lokk adkomst Linjegods</u>				
	Lokk				

84.1	Stillas	m3	500	75	37.500
84.2	Forskaling	m2	300	300	90.000
84.3	Armering	t	26	7000	182.000
84.4	Betong	m3	130	1000	130.000
	Betongrekkverk begge sider				

	(1.1 x 0.25)m				
84.2	Forskaling	m2	150	300	45.000
84.3	Armering	t	2	7000	14.000
84.4	Betong	m3	20	1000	20.000
					518.000

SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>Lokk Børsemakergata</u>				
	Lokk				

84.1	Stillas	m3	460	75	34.500
84.2	Forskaling	m2	230	300	69.000
84.3	Armering	t	24	7000	168.000
84.4	Betong	m3	120	1000	120.000
	Betongrekkverk begge sider				

	(1.1 x 0.25)m				
84.2	Forskaling	m2	130	300	39.000
84.3	Armering	t	2	7000	14.000
84.4	Betong	m3	20	1000	20.000
	Vinger				

84.2	Forskaling	m2	50	300	15.000
84.3	Armering	t	3	7000	21.000
84.4	Betong	m3	20	1000	<u>20.000</u>
					520.500

	<u>Bunnplate</u>				
	t = 40 cm				

84.3	Armering	t	100	7000	700.000
84.4	Betong	m3	400	1000	400.000
	t = 25 cm				

84.3	Armering	t	200	7000	1.400.000
84.4	Betong	m3	850	1000	<u>850.000</u>
					3.350.000

SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					8
POST NR.	KODE/SPEKIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
	<u>Kantdrager</u> (1080-1200)				
84.2	Forskaling	m2	260	300	78.000
84.3	Armering	t	7	7000	49.000
84.4	Betong	m3	70	1000	<u>70.000</u>
					197.000

	<u>Trauvegg</u> (1030-1050/1230-1250)				
84.2	Forskaling	m2	320	300	96.000
84.3	Armering	t	8	7000	56.000
84.4	Betong	m3	40	1000	<u>40.000</u>
					192.000

	<u>Trauvegg</u> (1050-1070/1210-1230)				
	Kantdrager inkludert				
84.2	Forskaling	m2	500	300	150.000
84.3	Armering	t	23	7000	161.000
84.4	Betong	m3	90	1000	<u>90.000</u>
					401.000

	<u>Betongrekkverk</u> (1040-1240)				
	(Utenom lokk)				
84.2	Forskaling (1.1 x 0.25)	m2	650	300	195.000
84.3	Armering	t	10	7000	70.000
84.4	Betong	m3	100	1000	<u>100.000</u>
					365.000

84.7	Monteringsferdige betongelementer	m2	1310	1250	1.638.000
84.9	<u>Øvrig</u>				
	Pumpestasjon, inkl. dør og luker			RS	120.000
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

PROSJEKT: RV. 283 BJ. BJØRNSONSGT. - KREFTINGSGT.					SIDE
KAPITTEL: KRYSSING AV JERNBANEN. REVIDERT FORPROSJEKT, VEDLEGG					9
POST NR.	KODE/SPESIFIKASJON	ENH.	MENGDE	PRIS	SUM
86.	UTSTYR, SLITELAG OG SPESIALARBEIDER				
	Asfalt, adkomst Linjegods	m2	255	220	56.000
	Asfalt, bru Børsemakergata	m2	230	220	51.000
	Slitedekke, kantstein, drenasje (kulvert)	m2	4000	300	1.200.000
	SUM ALLE PROSESSER				25.430.000
	Diverse uforutsette arbeider (ca. 10%)				<u>2.543.000</u>
	SUM				27.973.000
	Forberedende og generelle arbeider som inngår i entreprisekostnad; dekker delprosess 11 og 12, samt hovedprosess 9, ca. 15%				4.196.000
	ENTREPRISEKOSTNAD				32.169.000 =====
SUM DENNE SIDE KR.					
SUM KAPITTEL KR.					

VEDLEGG 2

SUPPLERENDE LABORATORIEFORSØK

(NOTAT AV 20. DESEMBER 1989)

N O T A T

TIL: VEGLABORATORIET
 v/Arne Kristoffersen og Frode Oset
 FRA: INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S.
 v/Torgeir Haugen
 DATO: 20. desember 1989

20540 - KULVERT, DRAMMEN. SUPPLERENDE LABORATORIEFORSØK

UTFØRTE FELT- OG LABORATORIEARBEIDER

For å gjennomføre de foreslåtte supplerende laboratorieforsøkene ble det i august 1989 tatt opp 6 prøvesylindere (Ø 54 mm) ved P1145 - 6mH, se situasjonsplanen i Fig. 1.

Laboratoriearbeidet har bestått av rutineforsøk, 10 treaksialforsøk, 8 sementstabiliseringsforsøk og 3 saltinnholdsmålinger. En skjematisk oversikt over de utførte forsøkene er vist i Tabell 1. Alle forsøk er utført ved Veglaboratoriet.

Borprofil med rutinedata og noen kornfordelingskurver er vist i Fig. 2. For en generell vurdering av grunnforholdene henvises til rapport F-241C nr. 2 fra Veglaboratoriet og vår forprosjektrapport (juli 1989). Rutinedataene fra den nye prøveserien samsvarer meget godt med data fra tidligere prøveserier.

Hovedhensikten med den nye prøveserien var å fremskaffe et bedre grunnlag for valg av skjærstyrkeparametre i den videre detaljprosjekteringen, samt undersøke skjærstyrkeegenskapene av sementstabilisert leire. En oppsummering og tolkning av treaksial- og stabiliseringsforsøkene er gitt i de følgende avsnitt.

TREAKSIALFORSØK

I Fig. 3-8 er vist spennings-, tøyningsskurver og spenningsstier fra treaksialforsøkene utført høsten 1989 og resultater fra 3 tidligere aktive forsøk (fra rapport F-241C nr. 2). I Tabell 3 er alle data sammenstilt.

Udrenert skjærstyrke er tatt ut ved en aksial tøyning $\epsilon_a = 2\%$. Resultatene er vist i Fig. 9, som også viser de aktuelle τ_f/σ'_c -verdier (σ'_c = aksial konsolideringsspenning = effektivt overlagringstrykk).

Gjennomsnittsverdier fra aktive og passive, anisotrop K_o' - konsoliderte treaksialforsøk er henholdsvis $\tau_f/\sigma'_c = 0.31$ og 0.10 . Dette gir en gjennomsnittsverdi på $\tau_f/\sigma'_c = 0.205$ og samsvarer som vist i Fig. 9 meget godt med de tidligere erfaringstallene fra NGI, referert til i vår forprosjektrapport.

Når det gjelder effektivspenningsparametre er følgende karakteristiske verdier valgt ut fra de foreliggende spenningsstiene fra udrenerte treaksialforsøkene:

Spenningstilstand	Dybde (m)	Friksjonsvinkel φ (°)	Attraksjon a (kN/m ²)
Aktiv, $\varepsilon_f = 5-8\%$	4-14	34	5
Aktiv, - " -	>14	34	10
Aktiv, $\varepsilon_f \sim 2\%$	4-14	29	5
Passiv, $\varepsilon_f = 5-8\%$		30	5

Det henvises til Fig. 5 og senere avsnitt hvor valgte karakteristiske parametre for stabilitetsanalyser er oppsummert.

Verdien av dilatansparameteren, D, for de utførte treaksialforsøkene er på spenningstiene angitt ved en aksial tøyning $\varepsilon = 2\%$. De relativt høye negative D-verdiene, fra -0.67 til ca. -1.0, er et uttrykk for at det utvikles høye poretrykk når prøvene nærmer seg brudd.

Ved valg av udrenerte og drenerte skjærstyrkeparametre er det gjort en helhetsvurdering av både de anisotropt, K_o' -konsoliderte forsøkene (7 nye og 3 gamle) og de isotropt konsoliderte forsøkene (2 stk).

Når det gjelder det aktive drenerte treaksialforsøket, se spenningstien i Fig. 6, er dette ikke egnet for å bestemme en Mohr-Coulomb-linje. Som vist i Fig. 3 gir ikke dette forsøket noen klart definert bruddeformasjon. I en slik forsøkstype vil Mohr-Coulomb-bruddtaket nås ved svært store deformasjoner.

Stabilitetsforholdene i forbindelse med utgravingen for kulverten bør vurderes på basis av udrenert skjærstyrke. I langtidstilstanden må man vurdere stabiliteten i en drenert tilstand, dvs. etter utjevning av poreovertrykk som følge av en udrenert mobilisering av aktiv og passiv styrke. For en detaljert vurdering av disse forholdene henvises til et eget notat. Her gjengis bare hovedkonklusjonene fra analyser av spenningsstier fra udrenerte treaksialforsøk:

- Forutsatt udrenerte spenningsendringer under utgraving gir a, φ -analyse en høyere materialkoeffisient enn s_u -analyse.
- Drenasje i byggeperioden gjør denne forskjellen mindre, men fortsatt er s_u -analysen i en korttidstilstand den mest kritiske.

Når det gjelder statilitetsanalyser for drenert tilstand henvises til eget notat vedrørende drenasje under kulvert-bunnplaten.

SEMENTSTABILISERING

Det henvises til vårt brev av 30. juni 1989 til Buskerud Vegkontor, inkludert i Vedlegg 3 i forprosjektrapporten, og til vårt notat av 18. oktober 1989 til Veglaboratoriet. Forsøkene med sementstabilisering av leire er utført som planlagt og resultatene er vist i Fig. 10. Enaksiale trykkforsøk viser en økning i skjærstyrke fra 11-18 kN/m² til 65-135 kN/m², dvs. 6-10 ganger forbedring av styrken. Antall forsøk er noe for lavt til å kunne se klare tendenser m.h.t. effekt av sementmengde (6 eller 8% av tørrstoff) eller effekt av lagringstid (7-28 døgn). De oppnådde resultatene er sammenlignet med tidligere lab.- og feltresultater fra både kalk- og sementstabilisering, se Fig. 11. Som det fremgår, samsvarer de oppnådde resultatene godt med f.eks. SGI-sonderinger (feltforsøk) fra Rosenkrantz Tårn-byggegruppen i Oslo sentrum. På bakgrunn av dette må sementstabilisering sies å være en aktuell løsning med hensyn til å forenkle gravearbeidene for det aktuelle kulvertprosjektet.

Dårlig effekt er kalkstabilisering målt ved tidligere forsøk på Drammensleire ble forklart ved et høyt saltinnhold i leira. Opplysninger om saltinnhold i de nye prøvene foreligger bare fra en sylinder; i dybde $d = 3.5-4.3$ m er det målt fra 5.6 til 6.7 g/l.

VALG AV KARAKTERISTISKE SKJÆRSTYRKEPARAMETRE FOR DEN VIDERE PROSJEKTERINGEN

På grunnlag av de utførte forsøkene trekkes følgende konklusjoner med hensyn til valg av karakteristiske parametre:

Udrenert skjærstyrke (byggefase):

Aktiv sone: $\tau_A/p_o' = 0.31$

Passiv sone: $\tau_p/p_o' = 0.10$

Drenert tilstand, effektivspenningsparametre (langtidstilstand):

Aktiv sone: $\varphi = 29^\circ$ $a = 5$ kN/m²

Passiv sone: $\varphi = 25^\circ$ $a = 5$ kN/m²

Disse styrkeverdiene gjelder for ikke-stabilisert leire.

Sementstabilisert leire:

Det er aktuelt å stabilisere bare sonen mellom spuntv eggene, dvs. i passiv sone (det henvises til eget notat vedr. dette).

Passiv sone, stabilisert leire: $\tau_{PL} = 5 \cdot \tau_p$ hvor $\tau_p = 0.10 \cdot p_o' =$ udrenert passiv skjærstyrke. Dette gir $\tau_{PL} = 0.50 \cdot p_o'$ i byggfasen.

Det henvises til eget notat vedr. sementstabilisering.

FIGUR- OG TABELLISTE

- Fig. 1 Situasjons- og borplan
- Fig. 2 Resultater fra prøveåpning og rutineforsøk
- Fig. 3 Spennings-, tøyningsskurver fra aktive treaksialforsøk
- Fig. 4 Spennings-, tøyningsskurver fra udrenerte passive treaksialforsøk.
- Fig. 5-6 Spenningsstier; aktive udrenerte treaksialforsøk
- Fig. 7 Spenningsstier; passive udrenerte treaksialforsøk
- Fig. 8 Resultater fra tidligere utførte aktive udrenerte treaksialforsøk.
- Fig. 9 Udrenert skjærstyrke; sammenstilling
- Fig. 10 Laboratorieforsøk; sementstabilisert leire
- Fig. 11 Samlediagram; kalk- og sementstabilisert leire

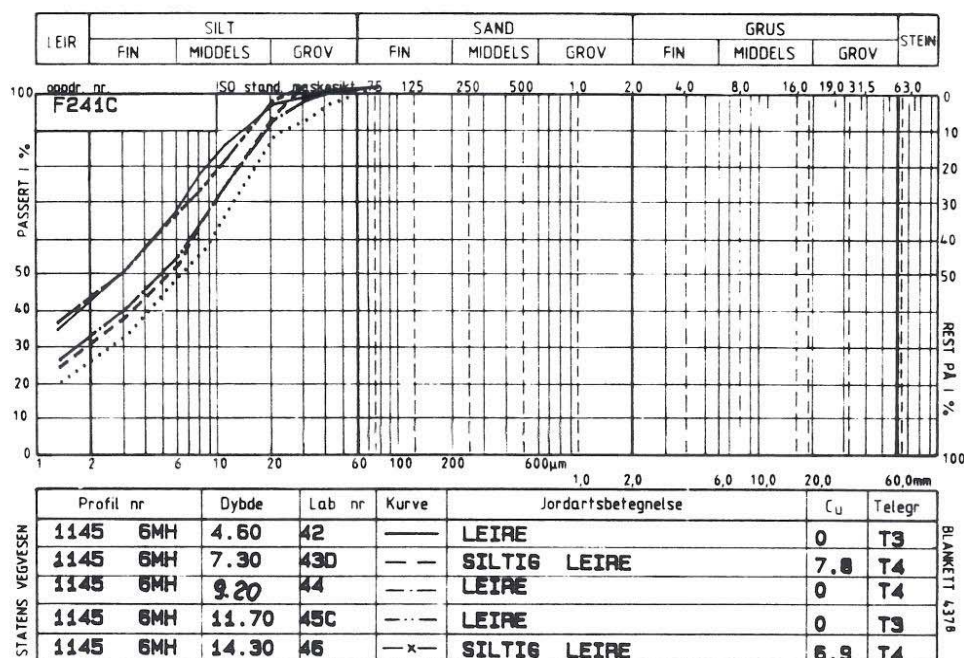
- TABELL 1 Oversikt over utførte supplerende laboratorieforsøk
- TABELL 2 Resultater fra prøveåpning og rutineforsøk
- TABELL 3 Samleskjema; treaksialforsøk (inkl. merknader)

TABELL 1.

OVERSIKT OVER UTFØRTE SUPPLERENDE LAB. FORSØK , HØSTEN 1989 (VEGLAB.)

KOTE, m	Dybde, m	Prøveserie Prove nr.	Rutineforsøk	Treaksialforsøk Lab.nr., type forsøk	Saltinnhold	Sementstabilisering Lab.nr., herdetid (d)
+2 —	0					
0 —	2					
-2 —	4	41	●		41 B, D, E	
		42	●	42B CAUA 42C CAUP 42D CIVA		
-4 —	6					
		43	●	43D CIDA		43 A 7 døgn 43 B 28 43 C 28 43 E 7 43 F 28
-6 —	8					
		44	●	44B CAUA 44C CAUP		
-8 —	10					
		45	●	45C CAUA		45 B 28 45 D 28 45 E 28
-10 —	12					
		46	●	46 C CAUA 46 D CAUP 46 E CIVA		
-12 —	14					

Oppdr.nr.: F241C			Prøveserie: 1145 6MH			Prøvetaker:							
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ KN/m ³	S _t	Skjærstyrke KN/m ²					
			20	40	60			20	40	60	80	100	
1													
2													
3													
4	LEIRE	skjellrester 41				17.9	5						
5	"	42				18.1	5						
6													
7	SILTIG LEIRE	43				18.7	6						
8													
9	LEIRE	44				19.1	4						
10													
11													
12	"	45				19.0	7						
13													
14	SILTIG LEIRE	46				19.4	8						



FIGUR 2. BORPROFIL M/RUTINE DATA
(© 1145 6m H)
(FRA VEGLABORATORIET)

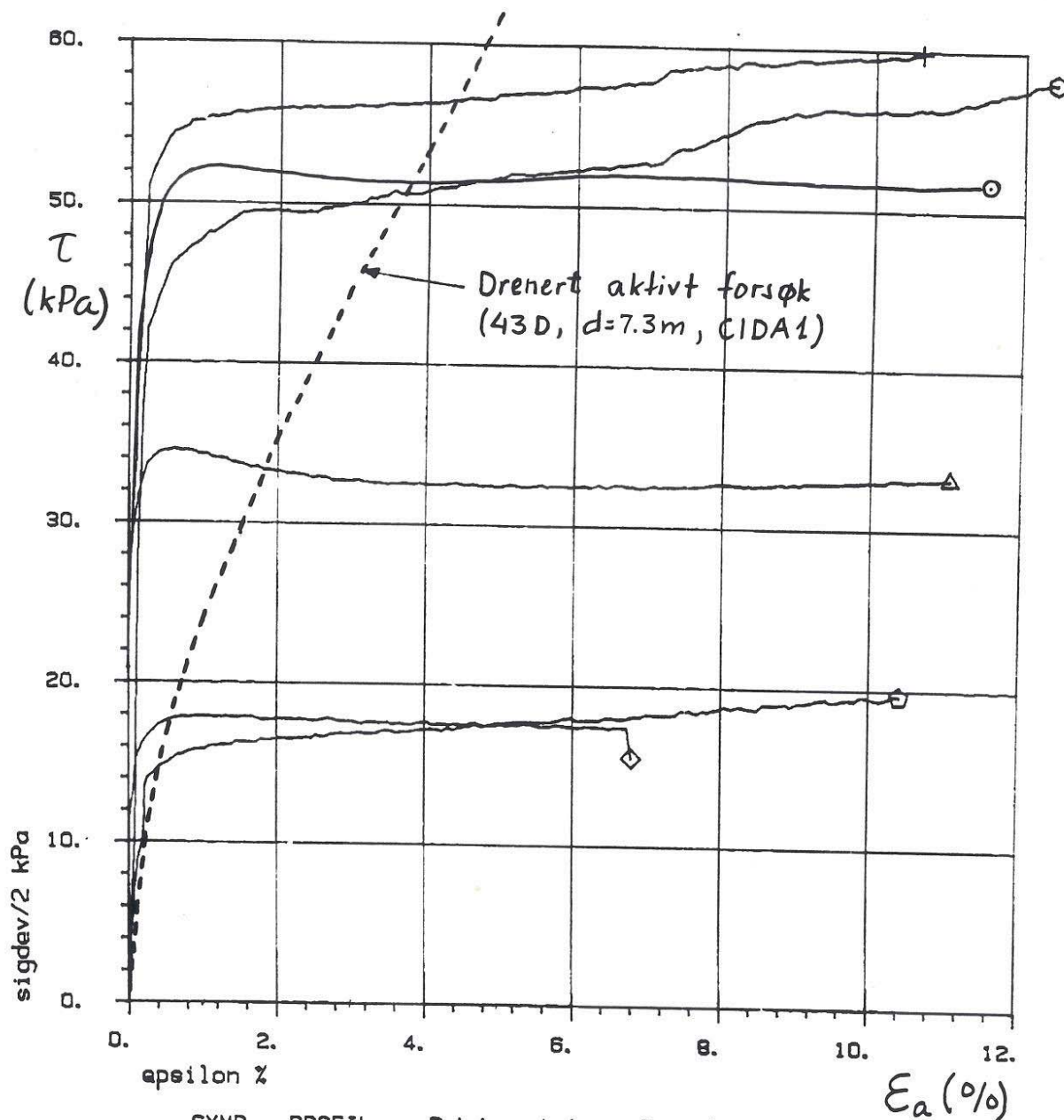
PROGRAM LABAN

VEGLABORATORIET

Oppdrag Prof11 Oppdrags giver Saksbeh : AR
 F241C 1145 6MH BUSKERUD Dato : 070907

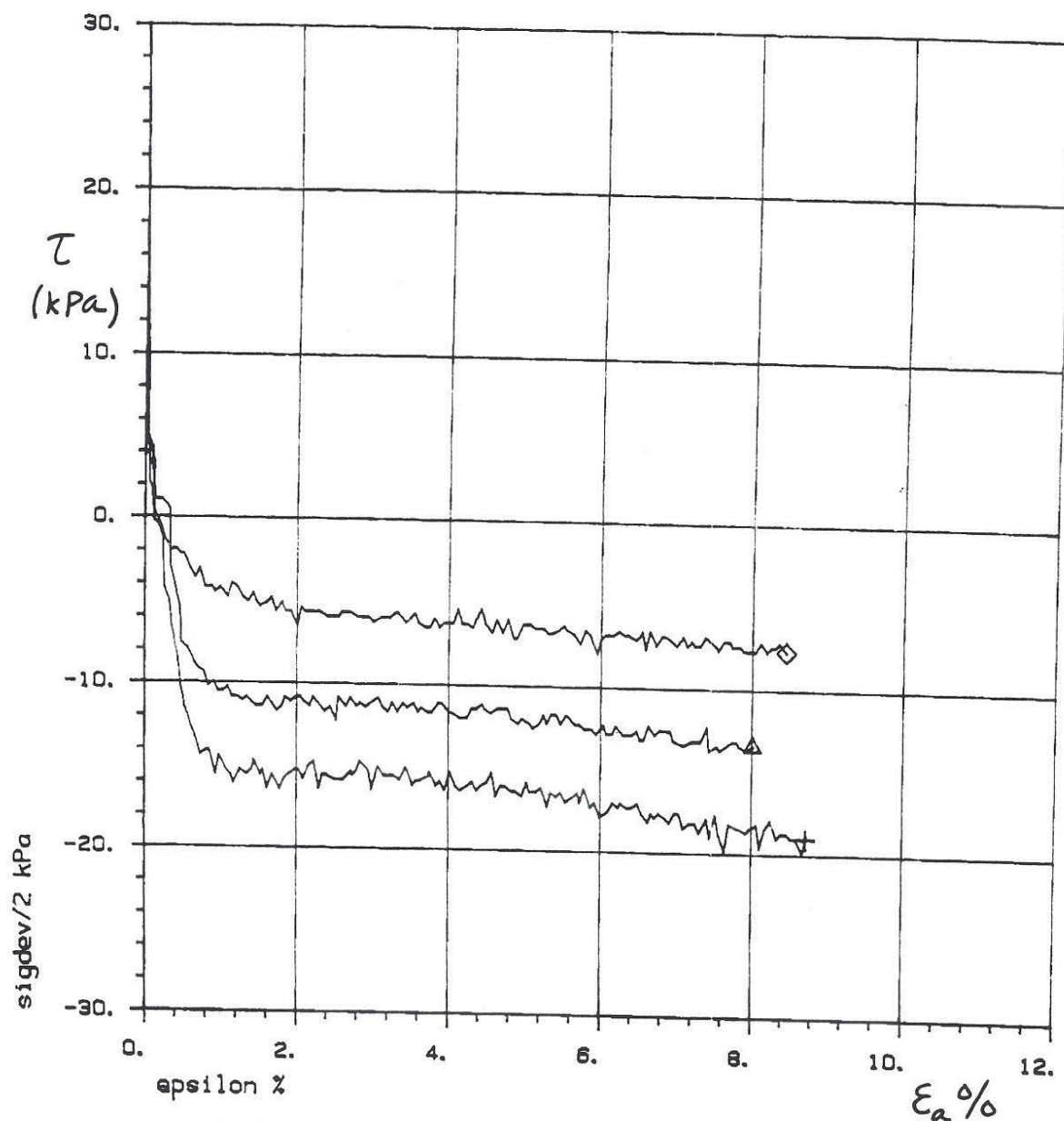
Lab Jordart/Beskrivelse	W%	WP%	WF%	Dens	SuE	E%	SuK	Suok	StK	St!	Side
41 LEIRE											
skjellrester											
Dybde A : 3.55	17.9	
B : 3.65	54	15.0	6	
C : 3.75	19.4	3.6	5	...	
D : 3.85	50	11.0	10	
E : 3.95	43	9.0	15	
F : 4.05	
42 "											
Dybde A : 4.55	...	21	41	18.1	10.2	2.1	5	...	
B : 4.65	
C : 4.75	
D : 4.85	
E : 4.95	43	9.5	6	
F : 5.05	42	15.5	16	
43 SYLTIG LEIRE											
Dybde A : 7.05	18.7	
B : 7.15	41	
C : 7.25	...	20	37	14.8	2.4	6	...	
D : 7.35	
E : 7.45	35	
F : 7.55	38	
44 LEIRE											
Dybde A : 9.05	39	20	41	19.1	11.2	3.0	4	...	
B : 9.15	
C : 9.25	
D : 9.35	
E : 9.45	29	13.5	16	
F : 9.55	29	10.0	7	
45 "											
Dybde A : 11.55	19.0	
B : 11.65	38	
C : 11.75	...	22	35	20.3	2.8	
D : 11.85	34	
E : 11.95	31	
F : 12.05	
46 SILTIG LEIRE											
Dybde A : 14.05	35	19.4	14.0	17	
B : 14.15	35	19	34	21.8	3.7	
C : 14.25	21.8	3.7	
D : 14.35	31	
E : 14.45	33	
F : 14.55	33	20.7	

**TABELL 2. RESULTATER FRA PRØVEÅPNING
 OG RUTINEFORSØK (VEGLAB.)**



SYMB	PROFIL	Dybde, m	Labnr.	Forsøks type
+	1145-8mH	14.20	48C	CAUA1
◁	1145-6mH	9.10	44B	CAUA1
◇	1145-6mH	4.60	42B	CAUA1
◊	1145-6mH	4.80	42D	CIUA1
○	1145-6mH	14.40	48E	CIUA1
⊙	1145-6mH	11.70	45C	CAUA1

FIGUR 3. SPENNINGS-, TØYNINGSKURVER FRA
AKTIVE TREAKSIAL FORSØK (VEGLAB.)



FIGUR 4. SPENNINGS-, TØYNINGSKURVER
FRA UDRENERTE PASSIVE TREAKSIAL-
FORSØK (VEGLAB.)

Sak nr.
20540.8

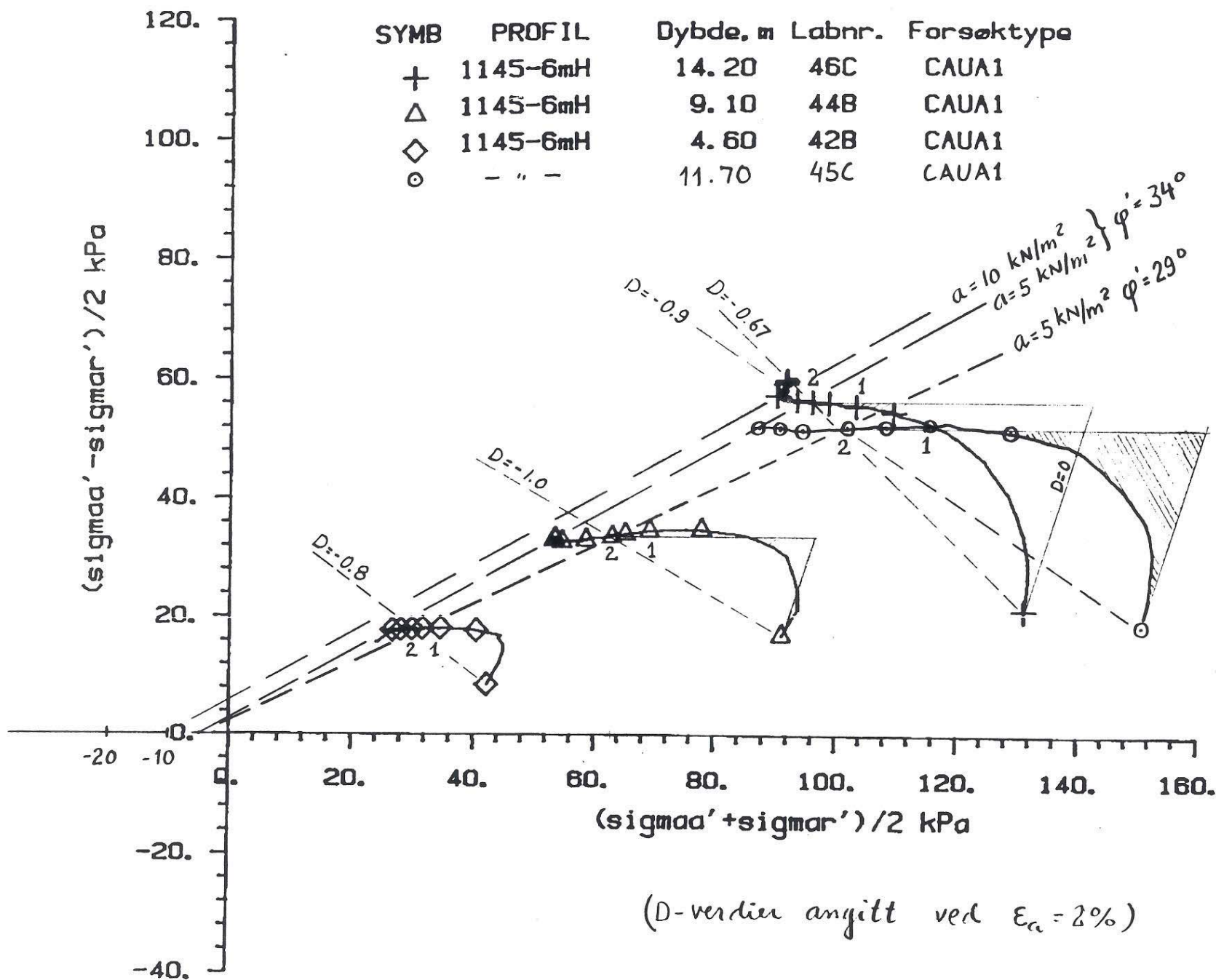
Sak
KULVERT, DRAMMEN

Utf. av
TØH

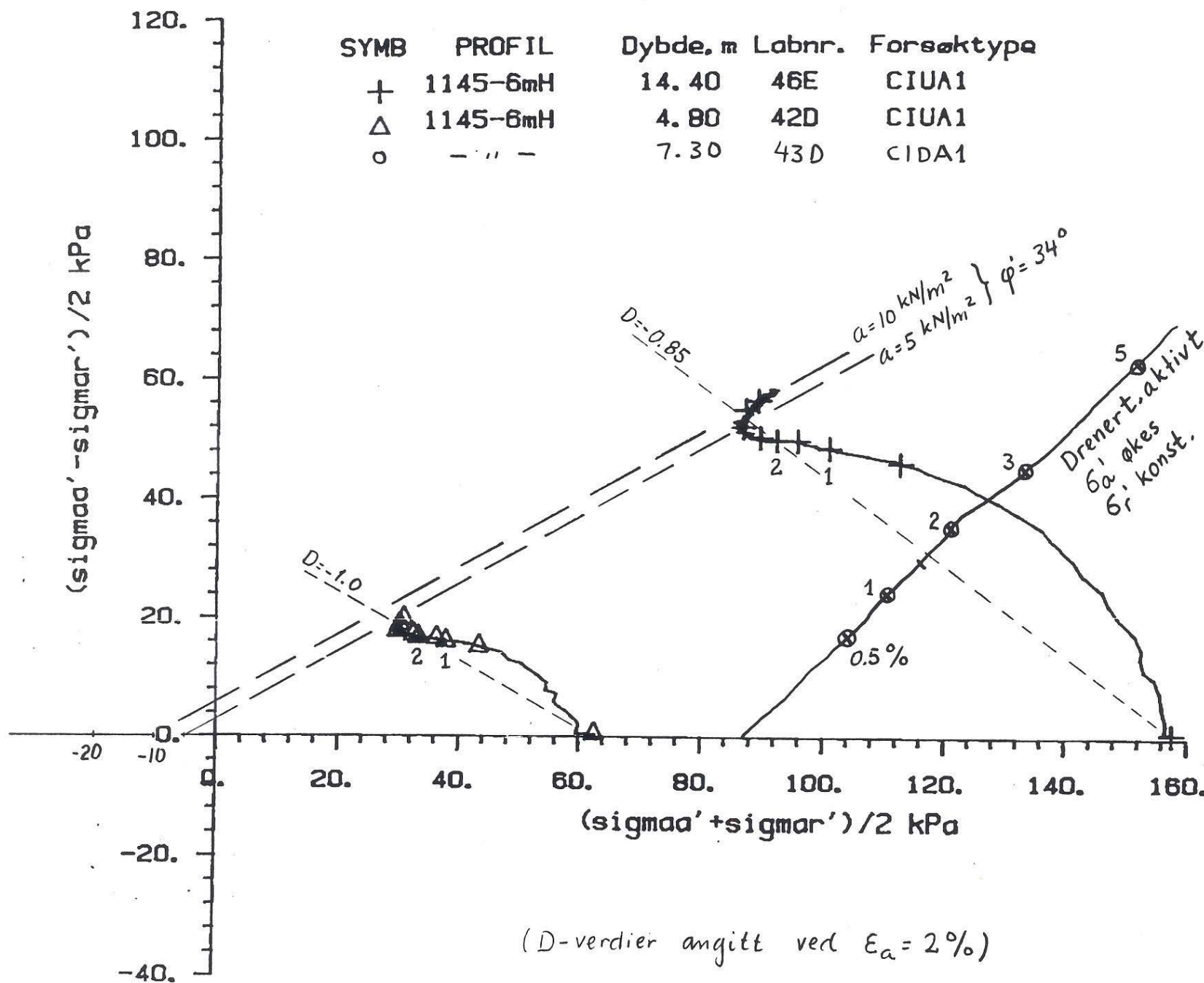
Dato
17/10-89

19/12-89

Kont. av
Dato



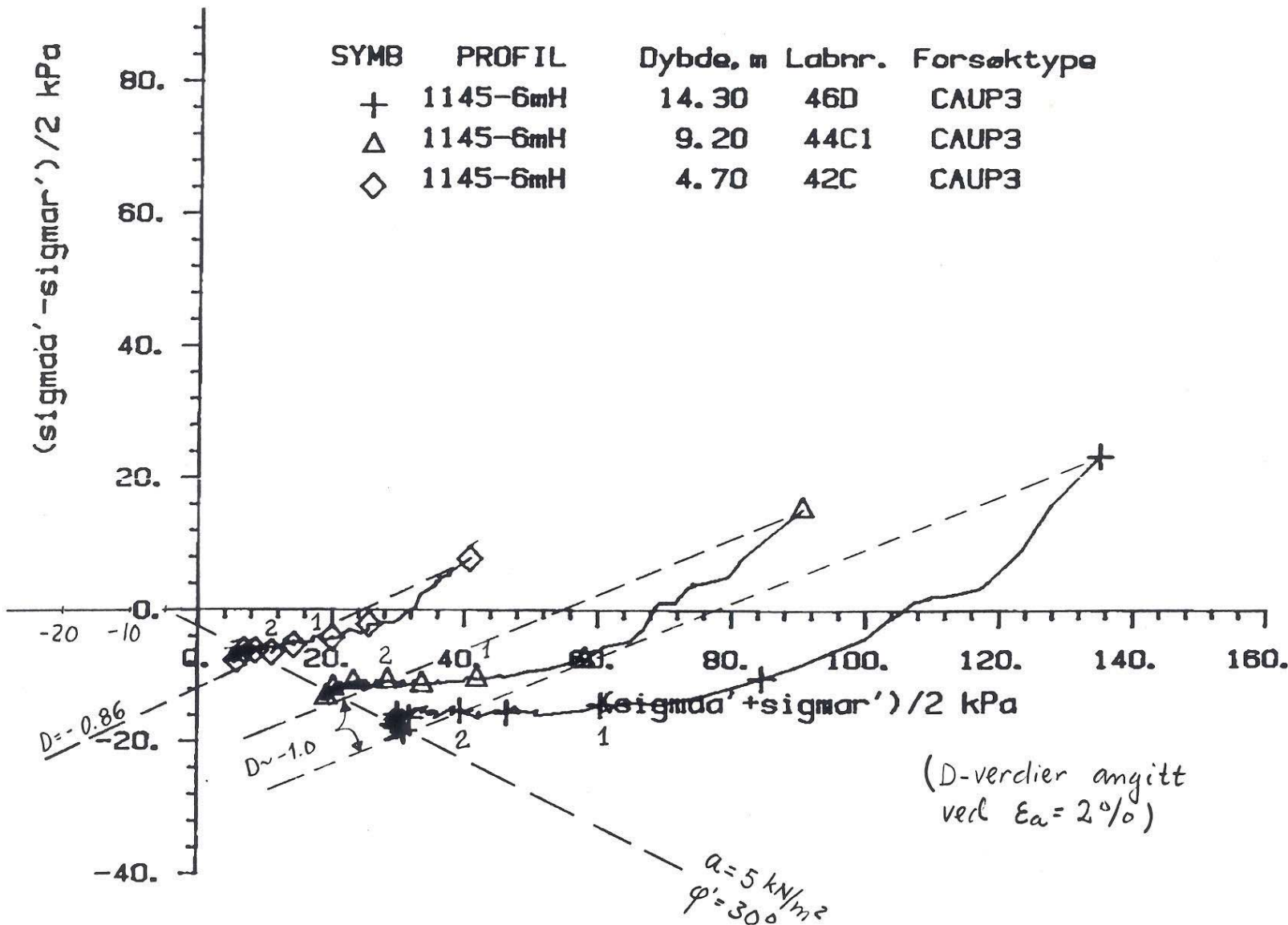
Sak nr. 20540.8 Sak KULVERT, DRAMMEN Ut. av TDH Dato 17/10-89 Kontr. av Dato 19/12-89



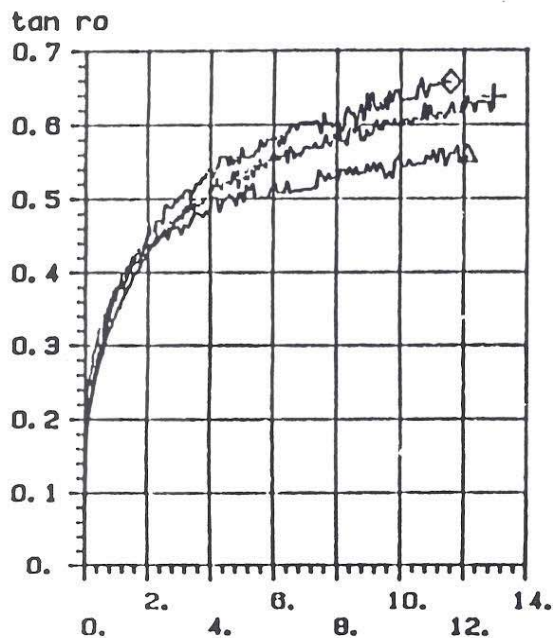
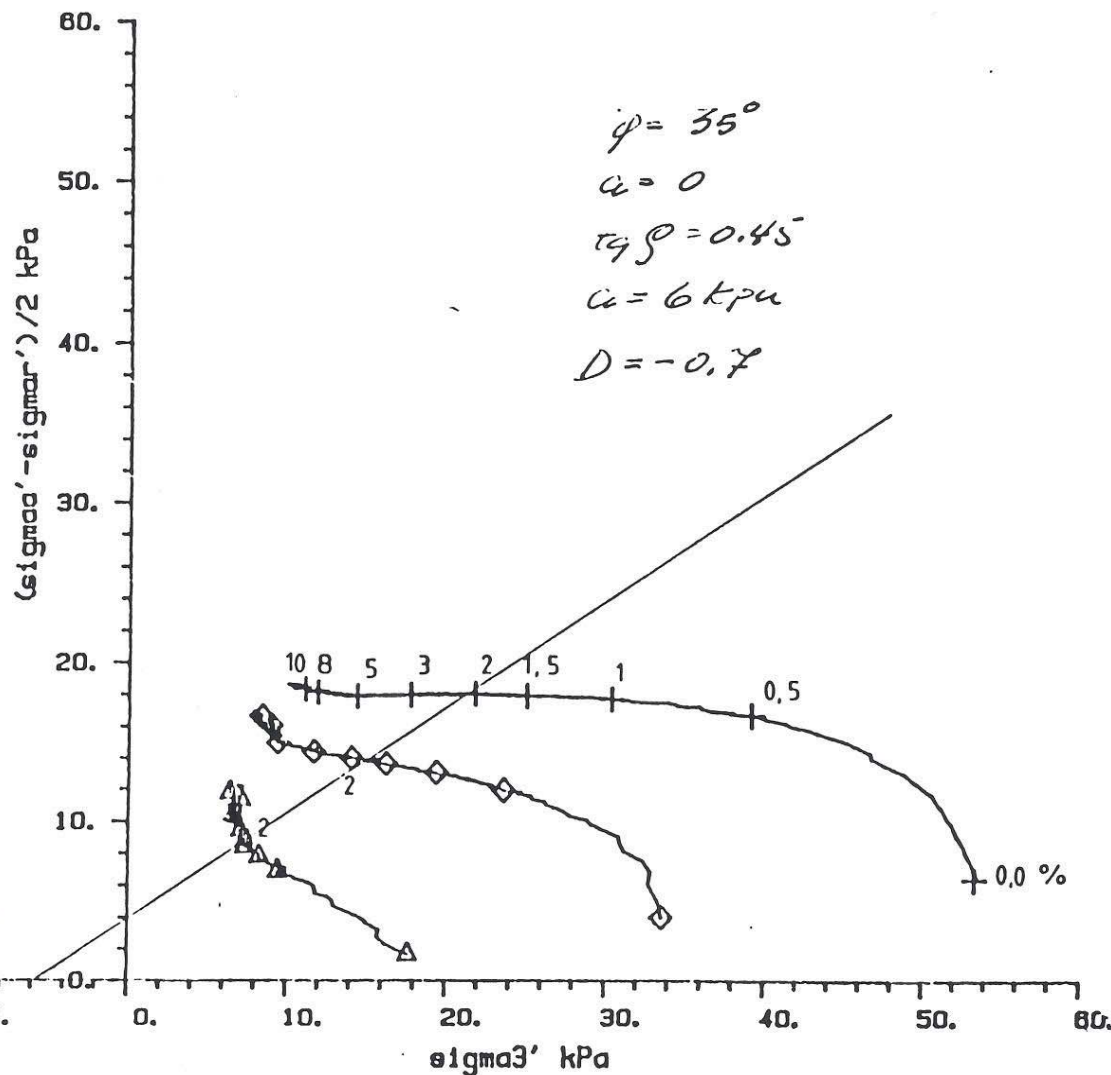
FIGUR 7. SPENNINGSSTIER;
PASSIVE UDRENERTE
TREAKSIALFORSKØK

Sak nr. 20540.8
Sak

Utf. av TDH 17/10-89
Dato 19/12-89
Kontr. av
Dato



Sak nr. 20540.8 Sak KULVERT, DRAMMEN Ut. av TOH Dato 17/10-89 Kont. av Dato



ap $\%$
+ $\alpha = 6.0 \text{ kPa}$
 $\Delta \alpha = 8.0 \text{ kPa}$
 $\diamond \alpha = 6.0 \text{ kPa}$

SYMB	PROFIL	Dybde, m	Labnr.	Forsøekstype
+	1120 CL	4.70	30E	CAUA1
Δ	1120 CL	4.80	30D	CAUA1
\diamond	1120 CL	4.40	30B	CAUA1

DYBDE (m)	LAB. NR.	W (%)	I _p (%)	KONSOLIDERING		SKJÆRING				
				σ _c ' (kN/m ²)	K _o '	FORSØKS- TYPE	ε _f (%)	τ _f (kN/m ²)	τ _f /σ _c '	
1) ↑ ↓	4.6	42B	43.2	20	60.5	0.55	CAUA-1	2.0	17.7	0.293
	9.1	44B	38.3	21	105.5	0.71	CAUA-1	2.0	33.1	0.314
	11.7	45C	38.0	13	174.0	0.76	CAUA-1	2.0	51.5	0.296
	14.2	46C	32.8	15	156.5	0.71	CAUA-1	2.0	55.7	0.356
	4.8	42D	43.0	20	62.0	1.0	CIUA-1	2.0	16.4	0.265
	14.4	46E	31.7	21	156.5	1.0	CIUA-1	2.0	49.4	0.316
	4.7	42C	42.8	20	60.5	0.55	CAUP-3	2.0	-5.7	0.094
	9.2	44C	36.0	21	105.5	0.71	CAUP-3	2.0	-11.3	0.107
	14.3	46D	32	15	156.5	0.71	CAUP-3	2.0	-15.7	0.100
2) ↑ ↓	4.4	30B	41.5	0.81	~1.3	CAUA-1	2.0	14	0.337	
	4.6	30D	21.1	0.84	~2.5	CAUA-1	2.0	8.5	0.403	
	4.7	30E	66.1	0.81	~0.8	CAUA-1	2.0	18	0.272	

TABELL 3. SAMLESKJEMA; TREAKSIALFORSØK (se også merknader)

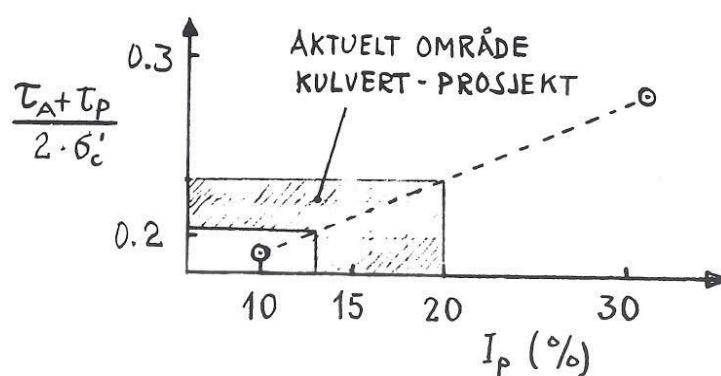
Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8	KULVERT, DRAMMEN	TOH	16/10-89		19/12-89

MERKNADER TIL TABELL 3

- 1) Prøveserie @ 1145 6MH
- 2) Prøveserie @ 1120 CL (fra rapp. F-24/C nr. 2)
NB: Lab.nr. 30B og 30D konsolidert til spenninger under p_o' , 30 E til $\sigma_c' > p_o'$. Dvs. lab. nr. 30 E er "kunstig" normalkonsolidert mens 30B og 30D er overkonsoliderte prøver. Må ta dette i betraktning ved tolkning av τ_f/σ_c' -verdier.
- 3) NGI-erfaringstall, Drammensleire

Type	I_p (%)	K_o'	P_c'/p_o'	τ_f/σ_c' (A, P)
Plastisk	31	0.5	1.5	0.40, - 0.16
Mager	10	0.5	1.3	0.31, - 0.07

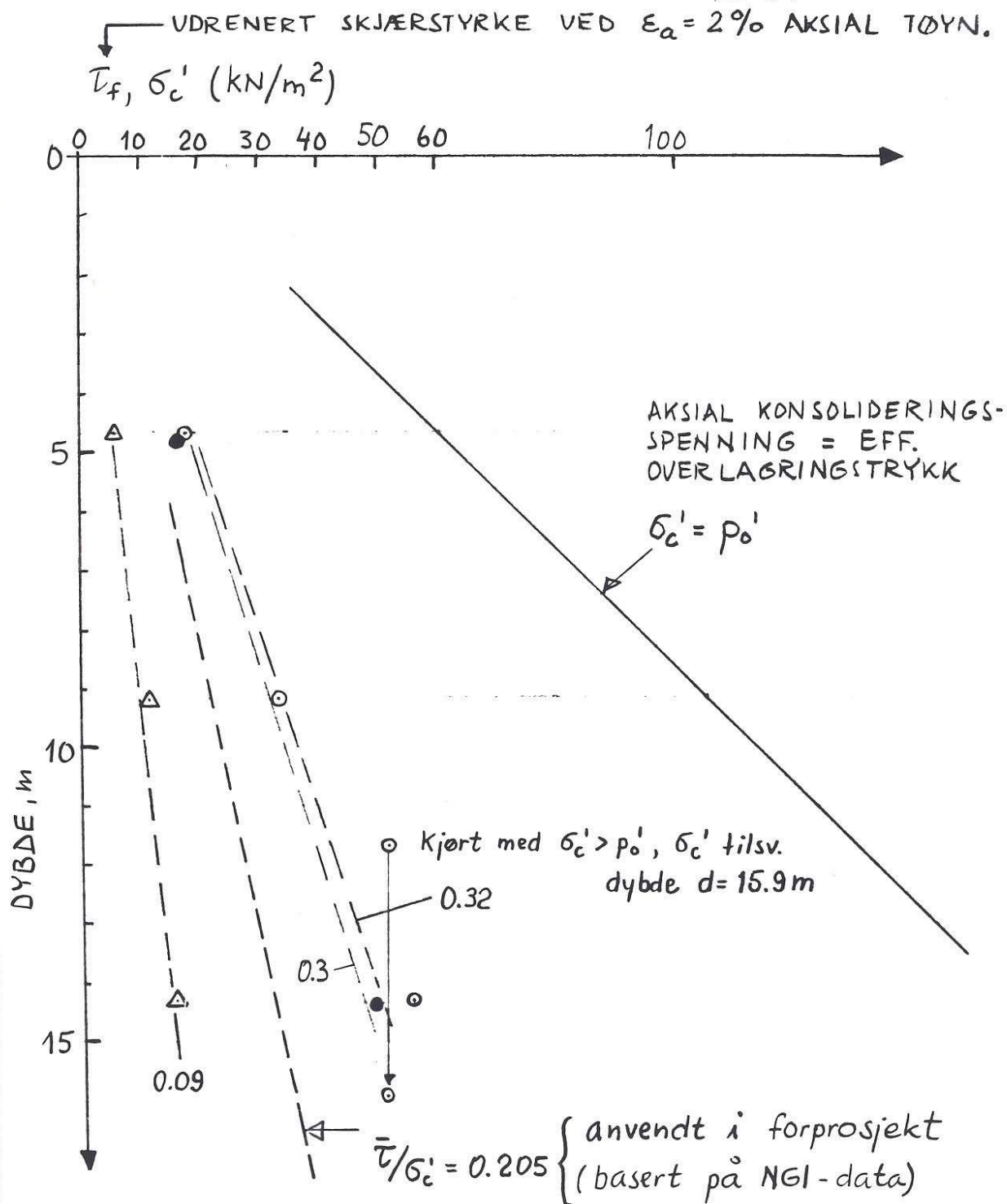
(Prøver konsolidert til $\sigma_c' = p_o'$) ↑
(ved $\epsilon_f = 2\%$)



$\bar{\tau}/p_o' = 0.205$
brukt i for-prosjektberegninger

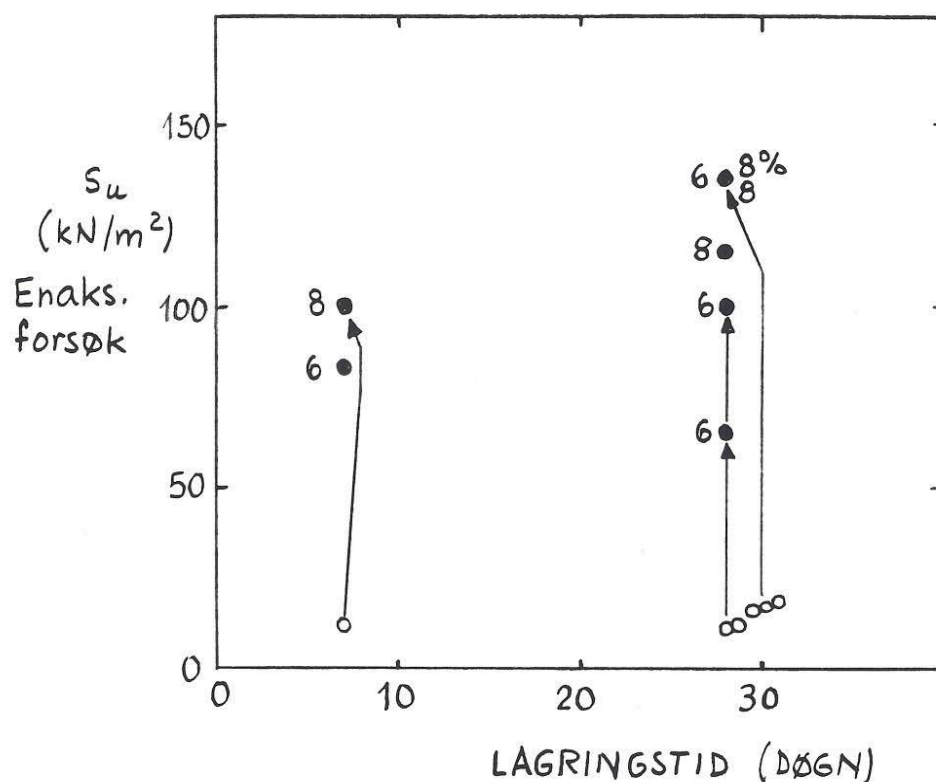
FIGUR 9. UDRENET SKJÆRSTYRKE;
SAMMENSTILLING

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8	KULVERT, DRAMMEN	TOH	16/10-89 19/12-89		



TEGNFORKLARING:

○	} CAUA/P
△	
●	CAUA



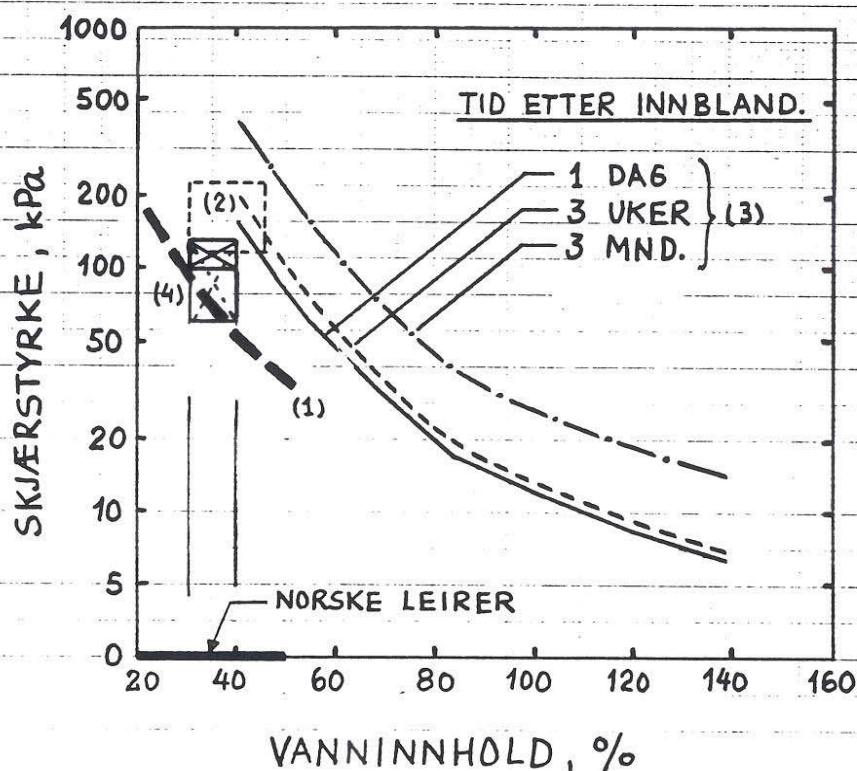
Lab.nr.	Lagring (døgn)	Sement mengde (%)	S_u/c kPa/% FØR	S_u/c kPa/% ETTER	$\frac{S_u(FØR)}{S_u(ETTER)}$
43A	7	6	-/-	83/2.5	—
43E	7	8	12/9	100/3	8.3
43B	28	6	11/8	100/2.5	9.1
43C	28	6	-/-	65/2.5	—
43F	28	8	12/6	115/2.5	9.6
45B	28	6	17/11	135/2	7.9
45D	28	8	18/8	135/2	7.5
45E	28	8	16/14	135/3	8.4

- S_u/c FØR - Opprinnelig skjærfasthet v/enaksialt trykkforsøk uten stabilisering (c - vertikaldeformasjon ved brudd)
- S_u/c ETTER - Skjærfasthet v/enaksialt trykkforsøk etter stabilisering med sement.

Sementmengde er regnet 1 % av tørrstoff

FIGUR 10. LABORATORIEFORSØK;
SEMENTSTABILISERT LEIRE

**FIGUR 11. SAMLEDIAGRAM; KALK- OG
SEMENTSTABILISERT LEIRE
(ERFARINGSDATA)**



(1) --- ANBEFALTE MAKS. $S_{u, kar}$ -VERDIER

DER SOM INGEN PRØVER FRA
INSTALLERTE PELER (AQS, G., NGI)
(KALKSTABILISERT LEIRE)

(2) [] SGI-SONDERINGER, ROSENKRANTZ
TÅRN, P-HUS. (VARIASJONSOMRÅDE)

BÅDE KALK- OG SEMENTSTABILISERT LEIRE

(3) SVENSKE ERFARINGSDATA, LAB.

(4) [X] VEGLAB. (1989) SEMENTSTAB. DRAMMEN-LEIRE,
SEMENTMENGDE 8%, 7-28 d. LAGRING

[X] SOM OVENFOR, MEN SEMENTMENGDE 6% AV TØRR-
STOFF

VEDLEGG 3

DRENASJE UNDER BUNNPLATE

(NOTAT AV 20. DESEMBER 1989)

N O T A T

TIL: Veglaboratoriet
v/Arne Kristoffersen og Frode Oset
FRA: Ingeniør Chr. F. Grøner A.S.
v/Torgeir Haugen
DATO: 20. desember 1989

20540 - KULVERT, DRAMMEN. DRENASJE UNDER BUNNPLATE

BESKRIVELSE AV DRENERT LØSNING

Den foreliggende forprosjektrapport (juli 1989) er basert på en løsning bestående av tett betong-bunnplate og tette permanente stålpuntvegger. Dette medfører at kulvertkonstruksjonen må dimensjoneres for et oppadrettet vanntrykk mot bunnplata, f.eks. ved hjelp av lange svevende stålrørspeler og spuntnåler.

Et forslag om å utrede muligheten for å drenere under bunnplaten ble framsatt i vårt brev av 30. juni 1989 og senere i prosjekteringsmøte 13. september 1989.

En drenert løsning innebærer at vannet som kommer inn ledes via et drenssystem ned til pumpestasjon ved laveste punkt i kulverten og pumpes ut. En forutsetning er at vannmengdene er små i forhold til det pumpestasjonen er dimensjonert for og at det legges inn en tettevegg slik at fritt strømmende vann i de permeable toppmassene ikke føres ned i drenssystemet. Videre må drenasjen under bunnplata ikke få skadelige virkninger på omgivelsene i form av poretryksreduksjoner og setninger i leira. Dersom alle slike tekniske forhold ivaretas, vil drenasje under bunnplata gjøre all oppdriftsforankring overflødig og bunnplata kan utføres vesentlig rimeligere. Det henvises til hoveddelen i den supplerende forprosjektrapporten hvor det er vist et kostnads-overslag for en alternativ løsning, bl.a. basert på drenasje under bunnplata.

Aktuelle problemstillinger er anskueliggjort i Fig. 1 (snitt ved P1140).

Det understrekes at de permanente sidespunteveggene forutsettes tette, som for den beskrevne løsning i den tidligere framlagte forprosjektrapport.

Tidsbegrensede variasjoner i grunnvannstands nivået utenfor kulvertveggene (flomsituasjoner) vil i ubetydelig grad påvirke poretrykk- og strømningsforhold i leira. I de følgende vurderinger/beregninger er det derfor antatt en stasjonær grunnvannstand ved kote +1 og i utgangspunktet hydrostatiske poretrykk i dybden fra dette nivået.

VURDERING AV EFFEKT AV DRENASJE UTFRA SPENNINGSSSTIER FRA UDRENERTE TREAKSIALFORSØK

Stabilitetsforhold i forbindelse med utgravingen for kulverten er i den foreliggende forprosjektrapporten basert på udrenert skjærstyrke. For å oppnå tilfresstillende sikkerhet mot bunnoppressing ble det forutsatt seksjonsvis graving fra et visst nivå, med påfølgende seksjonsvis støping av bunnplate. Tilfresstillende sikkerhet mot for store skjærdeformasjoner må også kunne dokumenteres i permanent-tilstanden, dvs. i en drenert stasjonær tilstand hvor poreovertrykk som følge av udrenert moblisering av aktiv og passiv styrke er utjevnet. Dette kan belyses ved hjelp av spenningsstiene fra treaksialforsøkene. Som eksempel på en slik spenningsstianalyse henvises til Fig. 2 og tilhørende utredning knyttet til disse. De viktigste konklusjoner er at α -analyse gir høyere materialkoeffisient (beregningssmessig sikkerhet) i gravefasen sammenlignet med en udrenert analyse og at drenasje bedrer stabilitetsforholdene noe.

Det henvises forøvrig til eget senere avsnitt vedrørende stabilitetsforhold.

STRØMNETT OG PORETRYKK

Som nevnt er det en avgjørende forutsetning at spuntveggene danner tettingsbarrierer mot omgivelsene og at overflatevann i de permeable toppmassene hindres i å trenge inn i drens-systemet under bunnplata i kulverten. Når det gjelder strømming av vann inn i det avlukkede kulvertområdet er det derfor bare snakk om stasjonær strømming gjennom leira under de svevende spuntveggene. Figur 3 og 4 viser de to ulike strømnett som er etablert for overslagsmessig å tallfeste omfang av lekkasjer og poretrykk; med og uten en innvendig sementstabilisert leirsoner. Sementstabilisert leire er langt mer permeabel enn intakt leire. Det er dermed rimelig å anta hydrostatisk poretrykk fra drens-nivået under bunnplata og ned til underkant av stabilisert sone. Denne stabilisering skal eventuelt utføres etter at spuntveggene er rammet, slik at leiren utenfor ikke blir påvirket. En nedsatt permeabilitet også utenfor veggene ville føre til helt andre og uakseptable strømningsforhold.

Enkle overslagsberegninger er utført og en oversikt over forutsetninger og resultater er vist i Tabell 1. Ifølge NGI har plastisk Drammensleire en permeabilitet på $k = \text{ca. } 2.6 \cdot 10^{-7} \text{ cm/sek.}$ Mager kvikkleire fra Ellingsrud, Oslo øst, har sammenligningsvis $k = \text{ca. } 0.43 \cdot 10^{-7} \text{ cm/sek.}$ I våre beregninger har vi derfor funnet grunnlag for å anta $k = 10^{-7} \text{ cm/sek.}$

Som vist i Tabell 1 er total lekkasje beregnet til i størrelsesorden 2-4 l/time. Lekkasje fra begge sider og over en kulvertstrekning på 150 m er medregnet. I pumpe-sammenheng er dette ubetydelige vannmengder.

Utfra de foreliggende strømnett kan poretrykksprofiler i områdene utenfor kulvertveggene bestemmes og dermed gi grunnlag for å vurdere den setningsmessige effekt i omgivelsene, jfr. senere eget avsnitt.

**STABILITETSBEREKNINGER;
UDRENERT KORTTIDS- OG DRENERT LANGTIDSTILSTAND**

Forhold knyttet til stabiliteten som følge av drenasje under bunnplata er vurdert nærmere. I denne omgang er det sett bort ifra at sonen mellom spuntveggene evt. skal stabiliseres med sement.

Gravefasen; korttidstilstand, udrenert

Denne fasen er tidligere beregnet for opprinnelig foreslått løsning, dvs. med lange enkelt-spuntnåler som gir en viss dybelvirkning, se Fig. 5. Der hvor NSB-sporene krysser må vi også for en løsning med drenasje under bunnplata, ha lange peler som fundamenter for toglastene.

Når det gjelder den seksjonsvise utførelsen henvises til skisse i Fig. 6 (utsnitt av tegn. 20540-K3 i forprosjektrapporten). Stabilitet av gravestuff i lengderetningen må sikres. Overslagsberegninger viser beregningsmessig sikkerhetsfaktor $F \sim 1.8$ fra en skråning 1:2 fra kote - 1.5 til ferdig gravenivå. Den seksjonsvise utførelsen vil i stor grad påvirke (forsinke) framdriften av anlegget.

Permanenttilstanden; drenert tilstand stasjonære poretrykk

Kontroll av stabiliteten i permanenttilstanden er utført for en sirkulær glideflate som vist i Fig. 7. Poretrykk i stasjonær, drenert tilstand ($u_0 - \Delta u$) er konstruert på grunnlag av strømnettet i Fig. 3. I beregningene er vekten av den ferdige konstruksjonen ikke tatt med. Videre er det antatt at alle toglastene overføres til egne pelefundamenter. Når det gjelder effektivspenningsparametre henvises til eget notat vedrørende laboratorieforsøk. Følgende karakteristiske verdier er brukt i beregningene:

Friksjonsvinkel: $\phi' = 29^\circ$ (aktiv sone)
 $\phi' = 25^\circ$ (passiv sone)

Attraksjon : $a = 5 \text{ kN/m}^2$

Beregningsmessig sikkerhetsfaktor er $F(\gamma_m) \sim 1.8$ hvilket tilsier lav mobiliseringsgrad og dermed små skjærdeformasjoner, jfr. spenningsstiene i Fig. 2.

Tilsvarende beregning med poretrykk u_0 istedenfor reduserte poretrykk $u_0 - \Delta u$ gir forøvrig $F \sim 1.3$.

I permanenttilstanden vil avrettingslag/drenslag og betongplaten virke stabiliserende. Dessuten vil betongplaten danne en indre avstivning av spuntveggene og dermed virke stabiliserende.

Denne glideflatebetraktningen samt analysen av spenningsstiene fra de utdrenerte treaksialforsøkene viser at man i ferdigtilstanden vil ha god sikkerhet når det gjelder stabilitet og skjærdeformasjoner.

DRENERENDE EFFEKT PÅ OMGIVELSENE

Stasjonær strømming som vist i Fig. 3 og 4 gir poretrykk som vist i Fig. 8 og 9. En poretrykksreduksjon alene ville gi økte effektivspenninger i leira. Utgraving og bygging av kulvert representerer imidlertid en netto avlastning. Avgjørende for eventuelle setninger under og utenfor kulverten er om resulterende effektivspenninger overstiger dagens vertikale effektivspenninger. En slik vurdering er gjort for jordelementene A, B og C, se Fig. 8.

Element A : Avlastning > poretrykksreduksjon, dvs. ingen resulterende økning i vertikale effektivspenninger (Som grunnlag for å tallfeste avlastningseffekten for de ulike elementene henvises til Lambe, Whitman: Soil Mechanics, 1979, kap. 8.3).

Element B : Ca. 10 m fra spuntvegg.
Beregningsmessig er også her effektivspenningsreduksjon pga. avlastning større enn effektiv spenningsøkningen pga. poretrykksreduksjonen. Dette gjelder i alle dybder i et profil 10 m fra veggen.

Element C : Ca. 30 m fra spuntvegg.
Resulterende økning i vertikal effektivspenning er beregnet til i størrelsesorden $\Delta p' = 5 \text{ kN/m}^2$

Med en antatt influensdybde 40 m utgjør dette en setning på 5-7 cm.

Med hensyn til de totale setninger og derformasjoner som vil inntreffe bør det skilles mellom to ulike typer soner, se Fig. 8.

Sone I : Influenssone for både skjærdeformasjoner og eventuelle konsolideringssetninger, anslagsvis avstand 0 - ca. 20 m fra spuntveggene.

Sone II: Influenssone bare for konsolideringssetninger, avstand > ca. 20 m fra spuntveggen.

Som nevnt kan det ventes ubetydelige konsolideringssetninger i Sone I. Med en aktiv sone og antatt mobiliseringsgrad tilsvarende en aksial tøyning $\epsilon_a \sim 0.3\%$, se jordelement D i Fig. 8, vil setningen pga. skjærdeformasjoner anslagsvis bli 6 cm. Disse setningen vil komme i byggefasen.

Som nevnt innledningsvis forutsettes det at det etableres tverrspuntvegger ned i leira i hver ende av kulverten for å hindre en vanntransport direkte fra de permeable toppmassene og inn i drenssystemet under bunnplata.

OPPSUMMERING, KONKLUSJON

Konsekvensene av drenasje under bunnplata er vurdert både med hensyn til vannlekkasjer, stabilitet i byggeperioden og ferdigtilstanden samt effekten på omgivelsene av en slik lokal drenasje. Utførte beregninger i denne sammenheng er begrenset til det dypeste partiet ved ca. P1140.

Stabilitetsforhold

Gravefase/seksjonsvis graving/ikke sementstabilisering/udrenert skjærstyrke:

Materialkoeffisient (sikkerhetsfaktor) $\gamma_m (F) \sim 1.3$ med hensyn til bunnoppressing.

Må regne med at spuntveggen innbøyning i byggefasen vil bli i størrelsesorden 5-6 cm. Når det gjelder sementstabilisering av leirsonen mellom spuntveggene henvises til eget notat.

Ferdigstilstand/effektivspenningsanalyse/stasjonære poretrykk:

Materialkoeffisient (sikkerhetsfaktor) $\gamma_m (F) > 1.3$.

Vannlekkasje/drenasje

Beregnet total lekkasje er i størrelsesorden 2-4 l/time. Dette bidraget er ubetydelig sammenlignet med hva pumpesystemet må dimensjoneres for. For å ta unna overvannet i en ekstrem nedbørsituasjon er det anslått at nødvendig pumpekapasitet bør være 75 l/sek., jfr. tidligere forprosjektrapport, avsn. 6.

Drenasje under bunnplate vil føre til reduksjon i poretrykk maksimalt ut til ca. 50 m fra kulverten.

Setninger, skjærdeformasjoner

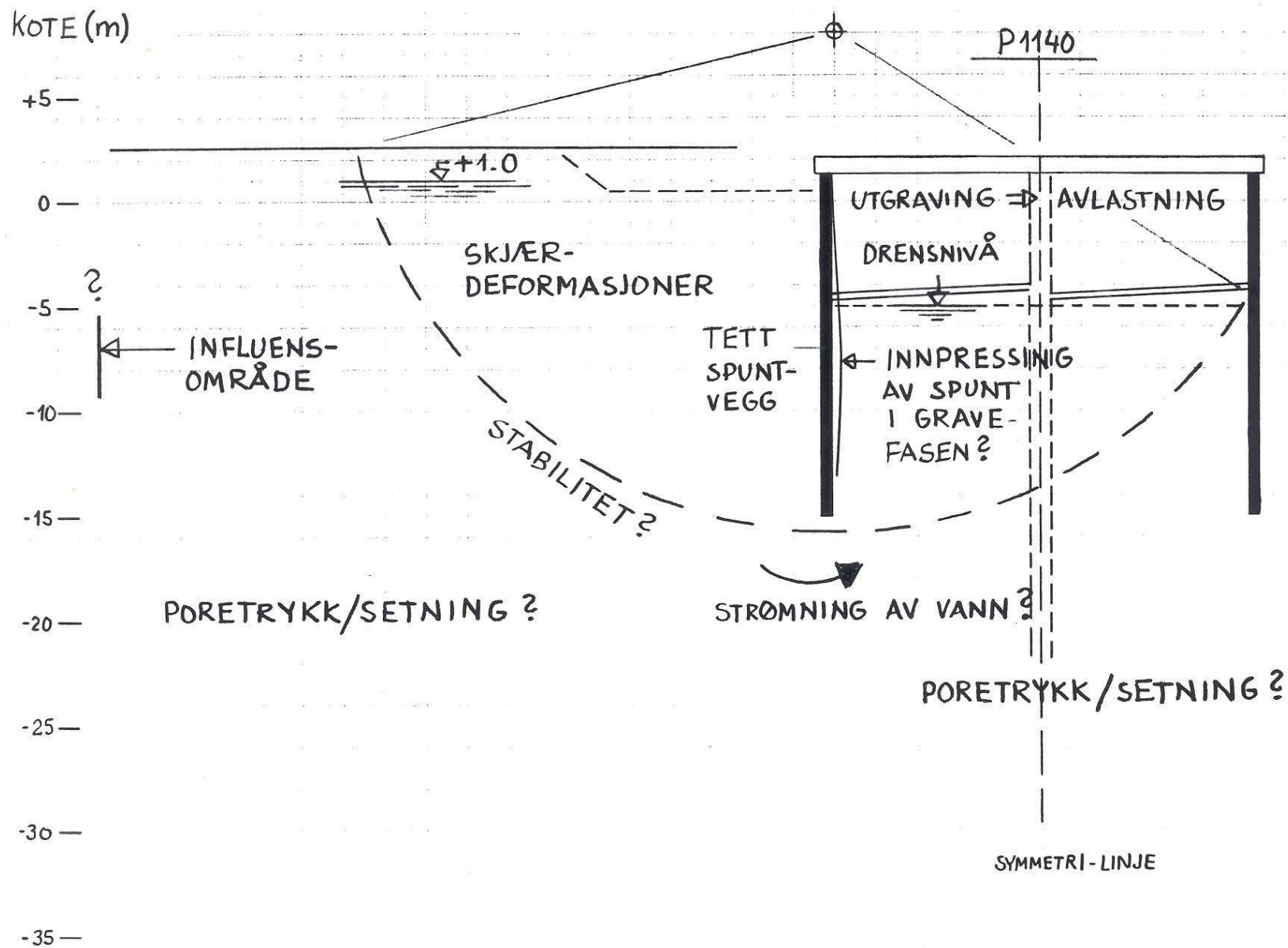
Det kan forventes setninger av størrelsesorden 6 cm ut til ca. 30 m fra kulverten og videre avtagende til ca. 0 i avstand ca. 50 m fra kulverten. Influensområdet er altså begrenset og setningene såpass jevne at nærliggende bebyggelse ikke vil påføres skadelige setninger/skjevsetninger. Det er foreløpig ikke innhentet detaljerte opplysninger om nabobebyggelsen innenfor det anslåtte influensområdet.

Konklusjon

Utfra disse utredningene synes det fullt ut akseptabelt å legge inn drenasje under bunnplata i kulverten. Oppdriftsforankring vil dermed være unødvendig og tykkelsen på bunnplate kan reduseres. Besparelser kan oppnås sammenlignet med den tidligere utredede udrenerte løsning.

FIGUR- OG TABELLISTE

Fig. 1	Problemstilling
2	Analyse av effektivspenningsstier (med tilhørende utredning)
3-4	Strømnett
5	Stabilitetsoverslag, gravefasen
6	Seksjonsvis graving, lengdesnitt
7	Stabilitet, drenert tilstand
8-9	Poretrykksreduksjoner som følge av drenasje under bunnplata.
Tabell 1	Beregningsoverslag; lekkasjer ved drenert løsning.

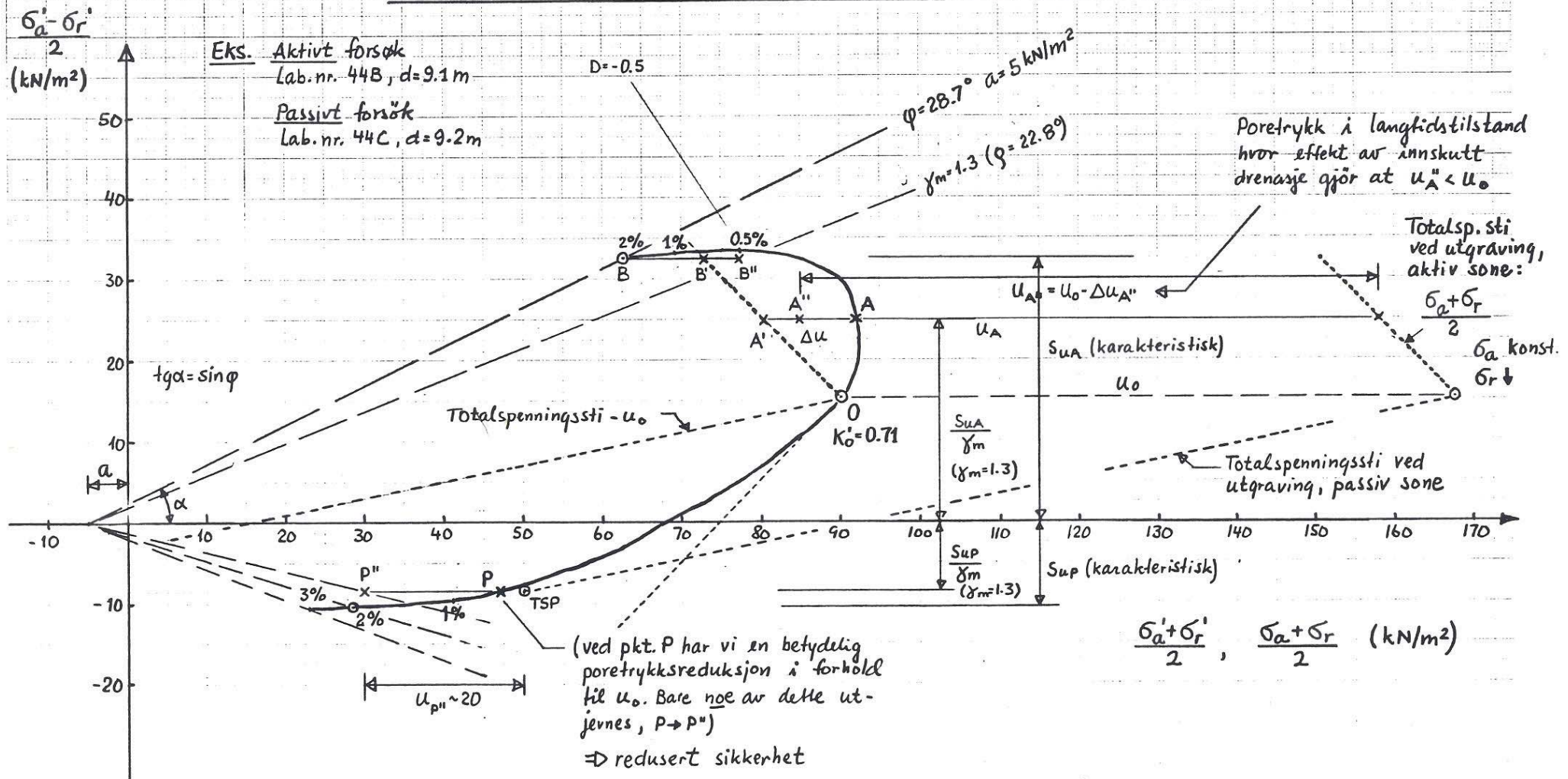


FIGUR 1. PROBLEMSTILLING

20540.8

27/10-89 TOH

FIGUR 2. ANALYSE AV EFFEKTIVSPENNINGSTIER FRA AKTIVE OG PASSIVE TREAKSIALFORSØK. EFFEKT AV DRENASJE.



(Pkt. TSP er punktet på totalspenningstien som tilsvarende mobilisering av S_{UP}/γ_m
TSP - $u_p \Rightarrow$ pkt P" som er effektivspenningspunktet etter at poretrykkene er blitt stasjonære)

Sak nr. | Sak
 20540-8

 Utf. av
 TOH

 Dato
 27/10-89

Kontr. av

Dato

UTREDNING KNYTTET TIL FIG. 2

AKTIV SONE

Utgraving \Rightarrow totalspenningssti 45° mot venstre
 Effektivspenningssti sammenlignet med total-
 spenningssti \Rightarrow poretrykksutvikling under skjæring,
 ved økende ε_a mot brudd

Pkt. A : Poretrykket i aktiv sone er reduisert
 med Δu , fra u_0 til u_A

Dersom poretrykket må får gå tilbake
 til u_0 betyr det at effektivspennings-
 stien går fra A til A', dvs. lavere
 sikkerhet mot brudd i en effektiv-
 spenningsbetraktning. Dersom det
 endelige poretrykket er lavere enn
 u_0 (jfr. innskutt drenasje, Drammen)
 vil vi gå fra A' til A'' og poretrykks-
 reduksjonen i forhold til u_0 er

$$\Delta u_{A''}$$

Pkt. A, A', A'' tilsvare i dette tilfellet
 en dimensjonerende udrøret skjær-
 styrke $\frac{s_{uA}}{\gamma_m}$ ($\gamma_m = 1.3$)

Sak nr. | Sak
 20540.8

 Utf. av
 TØH

 Dato
 27/10-89

Kontr. av | Dato

Pkt. B : Mobisering av s_u helt til s_{uA} ved $\varepsilon_a = 2\% \Rightarrow$ Poretrykksøkning Δu fra u_0 til $u_B = u_0 + \Delta u$
 Poretrykksreduksjon fra u_B tilbake til $u_0 \Rightarrow B \rightarrow B' \Rightarrow$ økt sikkerhet i en effektivspenningsbetraktning
 Ytterligere reduksjon fra u_0 til $u_{B''} < u_0$ gir ytterligere økt sikkerhet
 (på tegn. er antatt $\Delta u_{A''} = \Delta u_{B''}$)

Med en effektivspenningsbetraktning vil B' tilsvare $\varphi = 24.8$ ($\gamma_m = 1.19$ i forhold til $\varphi = 28.7^\circ$ ved $\varepsilon_a = 2\%$)
 og B'' tilsvare ca. $\gamma_m = 1.3$

Karakteristisk skjærstyrke s_{uA} ved $\varepsilon_a = 2\%$ og krav til materialkoeffisient $\gamma_m = 1.3$ gjør at man sikrer god kontroll med setningsbidraget fra skjærdeformasjonen. Effektivspenningsstiene viser at $\frac{s_{uA}}{\gamma_m}$ tilsvare $\varepsilon_a < 0.25\%$

Sak nr.
 20540.8

Sak

 Utf. av
 TDH

 Dato
 27/10-89

Kontr. av

Dato

PASSIV SONE

Utgraving \Rightarrow σ_a reduseres
 σ_r reduseres også noe \Rightarrow
 Totalspenningsskive heller noe mindre
 enn 1:1 mot venstre

Prøver å finne totalspenningsskive for passiv
 sone (denne dybde)

Pkt 0, startpunktet, tilsvares

$$\sigma_a = 183 \text{ kN/m}^2, \sigma_r = 152.4 \text{ kN/m}^2 \text{ og } u_o = 77.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore \sigma'_{vo} = 105.5 \text{ kN/m}^2 \text{ og } \sigma'_{ho} = 74.9 \text{ kN/m}^2$$

Punktet på totalspenningsskive som tilsvares
 mobilisering av $\frac{s_u}{\gamma_m}$ finnes slik:

$$\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - u_o = \frac{(\sigma_v - u_o) + (\sigma_h - u_o)}{2} = \frac{(19.2 - 77.5) + (p_p - 77.5)}{2}$$

$$p_p = p_v + ca. 3 \cdot \frac{s_u}{\gamma_m} = 19.2 + 3 \cdot 8 = 62 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - u_o = \frac{-39.5 - 15.5}{2} = \underline{\underline{-27.5}}$$

Poretrykket i liten dybde under ferdig
 utgravet nivå vil nok så raskt reduseres.

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TOM	27/10-89		

Pkt. P

Totalspenningssti til venstre for effektivspenningssti \Rightarrow poretrykksreduksjon. I prinsippet vil da enhver drenering bety at man beveger seg mot bruddlinjen og således mot lavere sikkerhet (fra pkt. P og mot venstre). Poretrykket vil imidlertid aldri bevege seg tilbake til u_0 , men til en betraktelig lavere verdi. Utjevnert, stasjonær verdi er $u_{p11} = 20 \text{ kN/m}^2$

Med $a = 5 \text{ kN/m}^2$ tilsvarende punktene $\varepsilon_a = 3\%$, $\varepsilon_a = 2\%$ og P'' henholdsvis $\varphi = 22.3^\circ$, $\varphi = 18.1^\circ$ og $\varphi = 14.2^\circ$

Utt fra dette framgår at udrenert analyse med s_{up}/γ_m som grunnlag gir etter konsolidering et pkt. P'' som tilsvarende mobilisert friksjonsvinkel $\varphi = 14.2^\circ$ i en effektivspenningsanalyse. Dette tilsvarende $\gamma_m = 1.265$ dersom styketalet er $\varphi = 18.1^\circ$ ($\varepsilon_a = 2\%$) og $\gamma_m = 1.55$ dersom styketalet er $\varphi = 22.3^\circ$

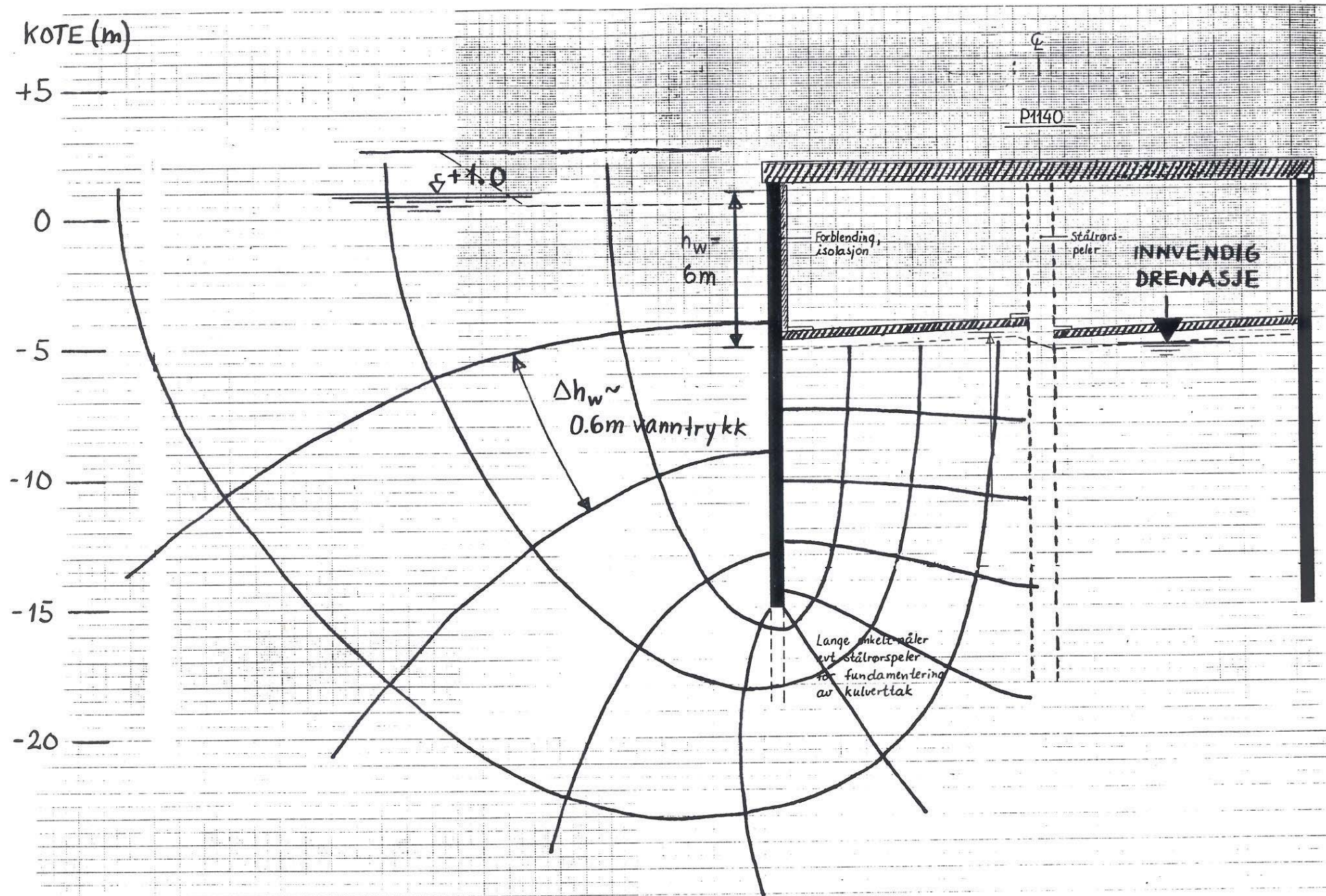
Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	27/10-89		

Kommentarer til valg av karakteristiske verdier:

$$\gamma_m = 1.3 \text{ aktiv sone} \Rightarrow \varepsilon_{mob} < 0.25\%$$

$$\gamma_m = 1.3 \text{ passiv " } \Rightarrow \text{"} = \text{ca. } 0.7\%$$

Ved $\varepsilon_{mob.} = 0.25\%$ vil svært liten S_{up} være mobilisert, dvs. at vi i likevekt i praksis vil ha $\gamma_m < 1.3$ i aktiv sone og $\gamma_m > 1.3$ i passiv sone, forutsatt at ε_a er den samme i begge sonene



FIGUR 3. STRØMNETT

KOTE (m)

+5 —

0 —

-5 —

-10 —

-15 —

-20 —

$\delta + 1.0$

$\Delta h_w \sim 0.85m$

P1140

Forblending,
isolasjon

Stålrør-
peler

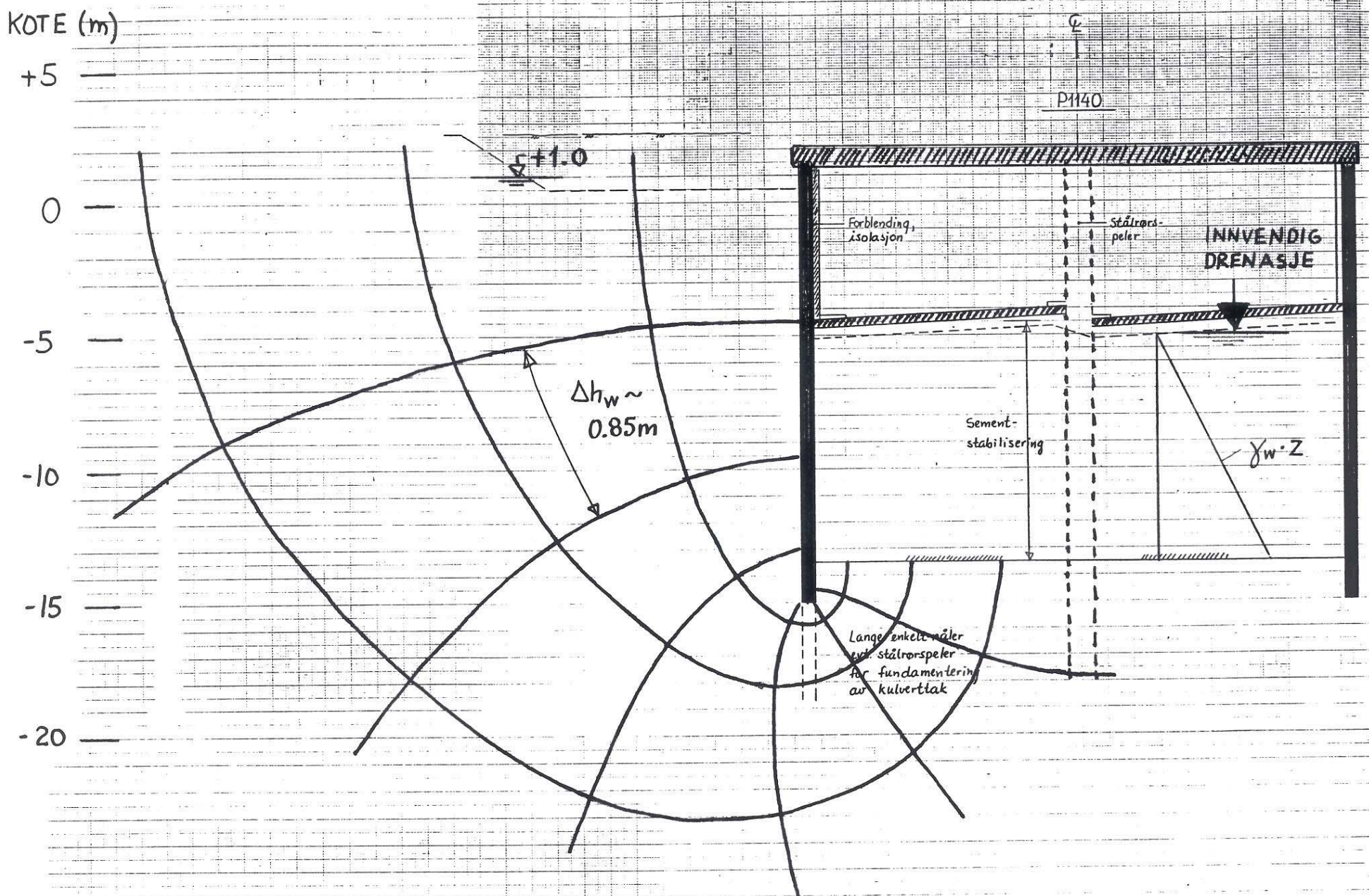
INNVEDIG
DRENASJE

Sement-
stabilisering

$\gamma_w \cdot z$

Lange enkelt nåler
evt. stålrørspeler
for fundamentering
av kulverttak

FIGUR 4. STRØMNETT



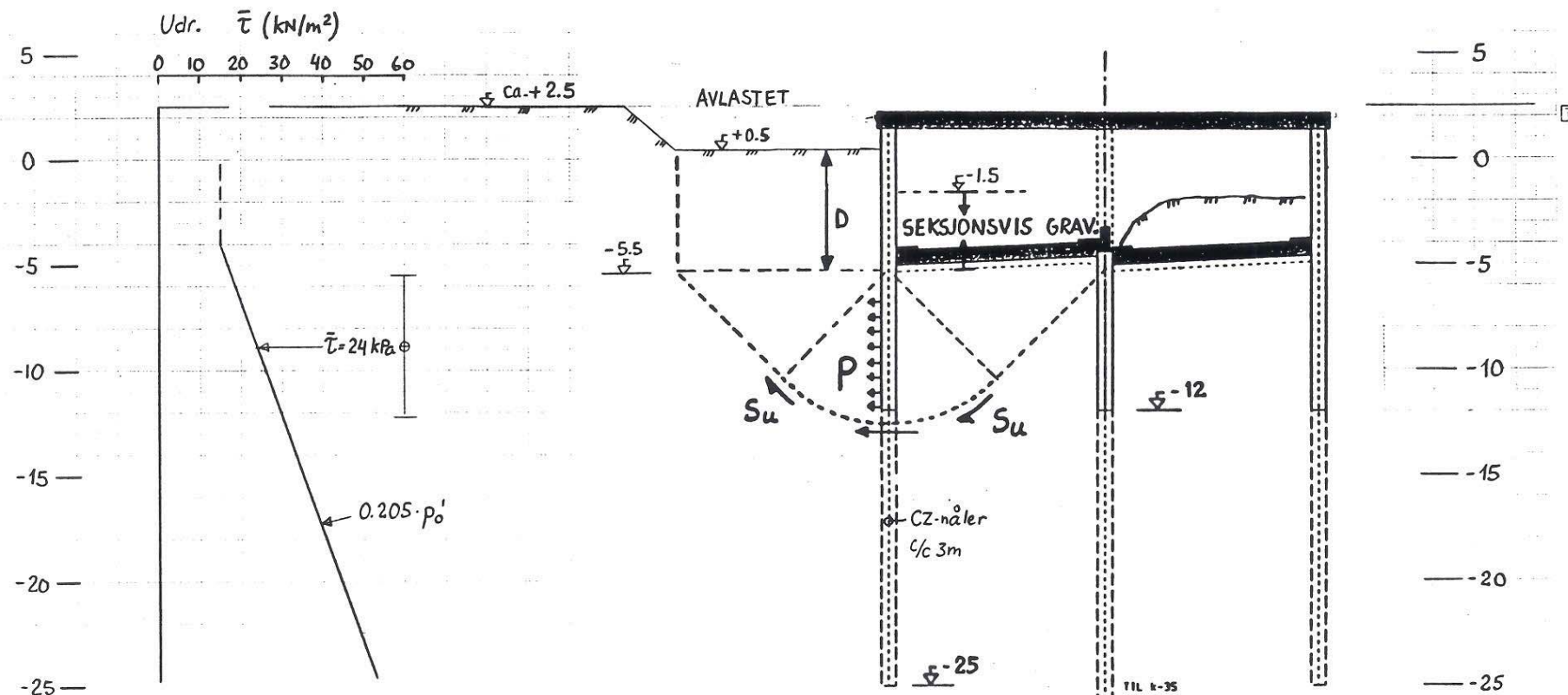
Tilfelle	Total potensial-forskjell, h_w (m)	Antall potensial-fall, N_d	Antall strømkanaler, N_f	Beregnet lekkasje, Q (l/time)
Uten sement-stabilisert sone (Fig. 3)	6	10	2 · 3.5	2.2
Med sement stabilisert sone (Fig. 4)	6	7	2 · 3.5	3.2

Vannmengde $Q = \frac{N_f}{N_d} \cdot k \cdot h_w \cdot L$

$k = 10^{-7} \text{ cm/sek}$

$L = 150 \text{ m}$

TABELL 1. Beregningsoverslag; lekkasjer ved drenert løsning



EKSEMPEL PÅ BEREKNINGER, FORPROSJEKT

Avlastning til kote +0.5 } $\Rightarrow D=6\text{m}$
Graving til kote -5.5

Beregning av skjærflate som vist

Det er forutsatt seksjonsvis graving
fra kote -1.5 og ned; seksjoner på
 $L=10\text{m}$, ett løp av gangen dvs.
 $B=10\text{m}$

$D/B=0.6$ } fra NGI, Publ. 16: $N_c=7.1$
 $B/L=1.0$ (basert på $r=1.0$)

Ruhet $r=0.8$ gir $N_s=0.96 \cdot N_c \sim 6.8$

$$\left(\frac{4\sqrt{1+\frac{2}{3}} \cdot 0.8}{4\sqrt{1+\frac{2}{3}} \cdot 1.0} = 0.96 \right)$$

Det kreves en viss graveskråning fra
-5.5 til -1.5 $\Rightarrow L=10\text{m}$ for gunstig i
beregningene

$$L=20\text{m} \Rightarrow B/L=0.5 \Rightarrow N_c=6.6 \Rightarrow N_s=6.3$$

Sikkerhet mot bunnoppresning

$$F = \frac{N_s \cdot \bar{\tau}}{\gamma D \cdot p}$$

Dybelvirkning av lange CZ-nåler
(kasseprofiler) \Rightarrow stabiliserende
virkning, $p>0$

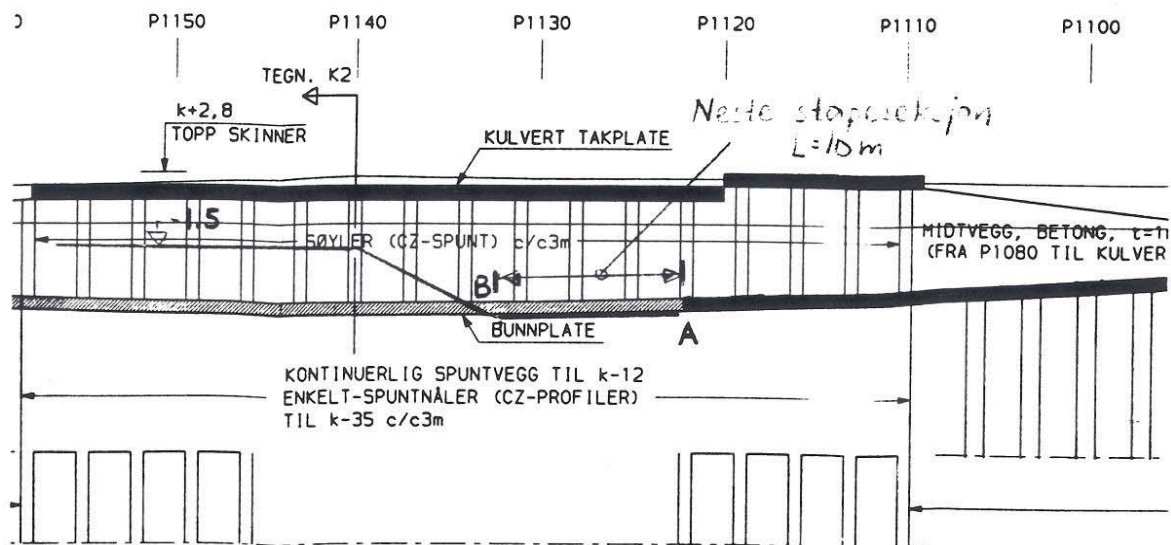
$$p=0 \Rightarrow F \sim 1.33$$

$$p>0 \Rightarrow F > 1.33$$

$$(p=10 \text{ kPa} \Rightarrow F \sim 1.45)$$

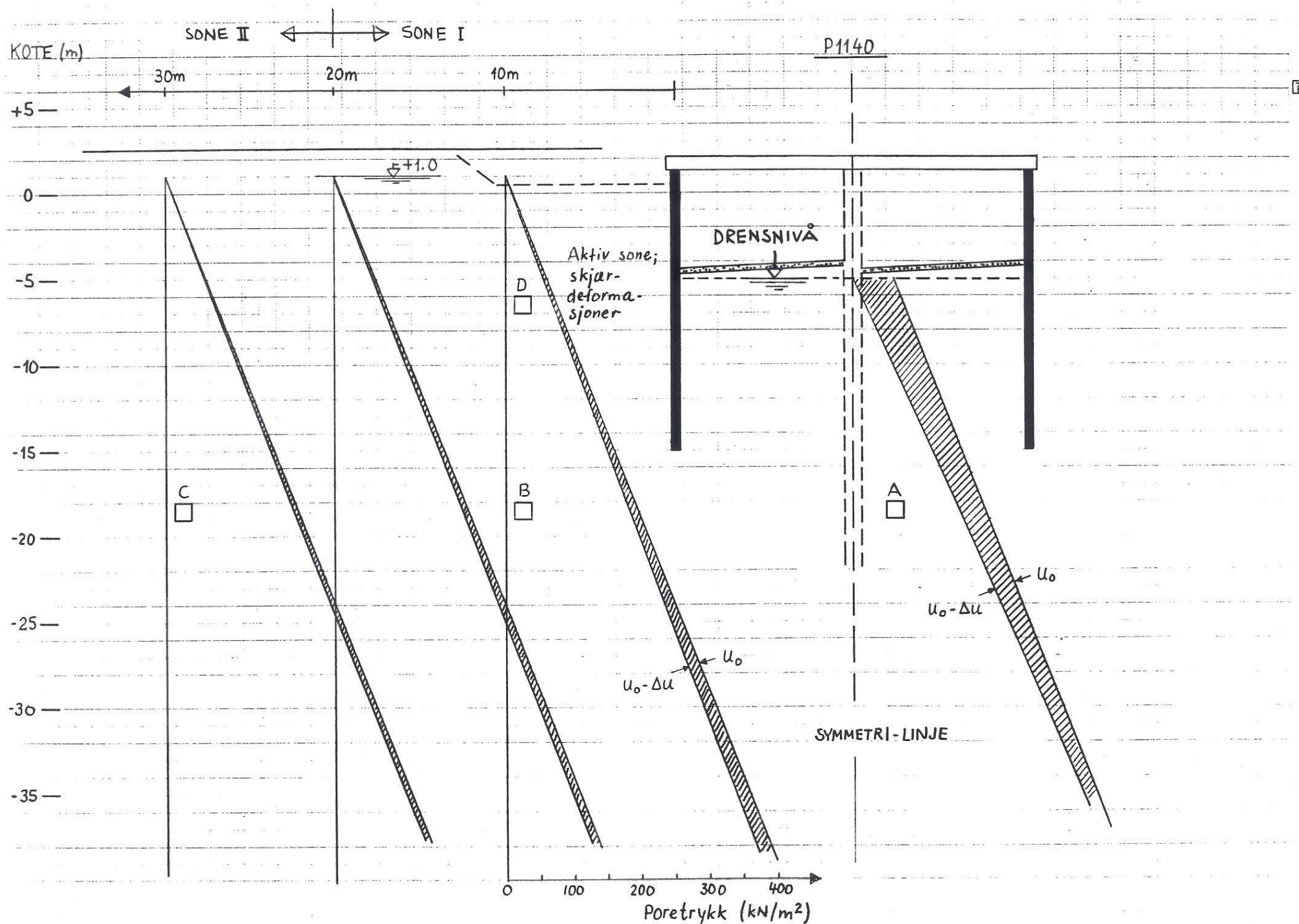
\therefore Dersom ingen lange
spuntnåler: $F=1.33$
Spuntvegg til kote -15
 \Rightarrow noe høyere F

FIGUR 5. STABILITETSOVERSLAG, GRAVEFASEN

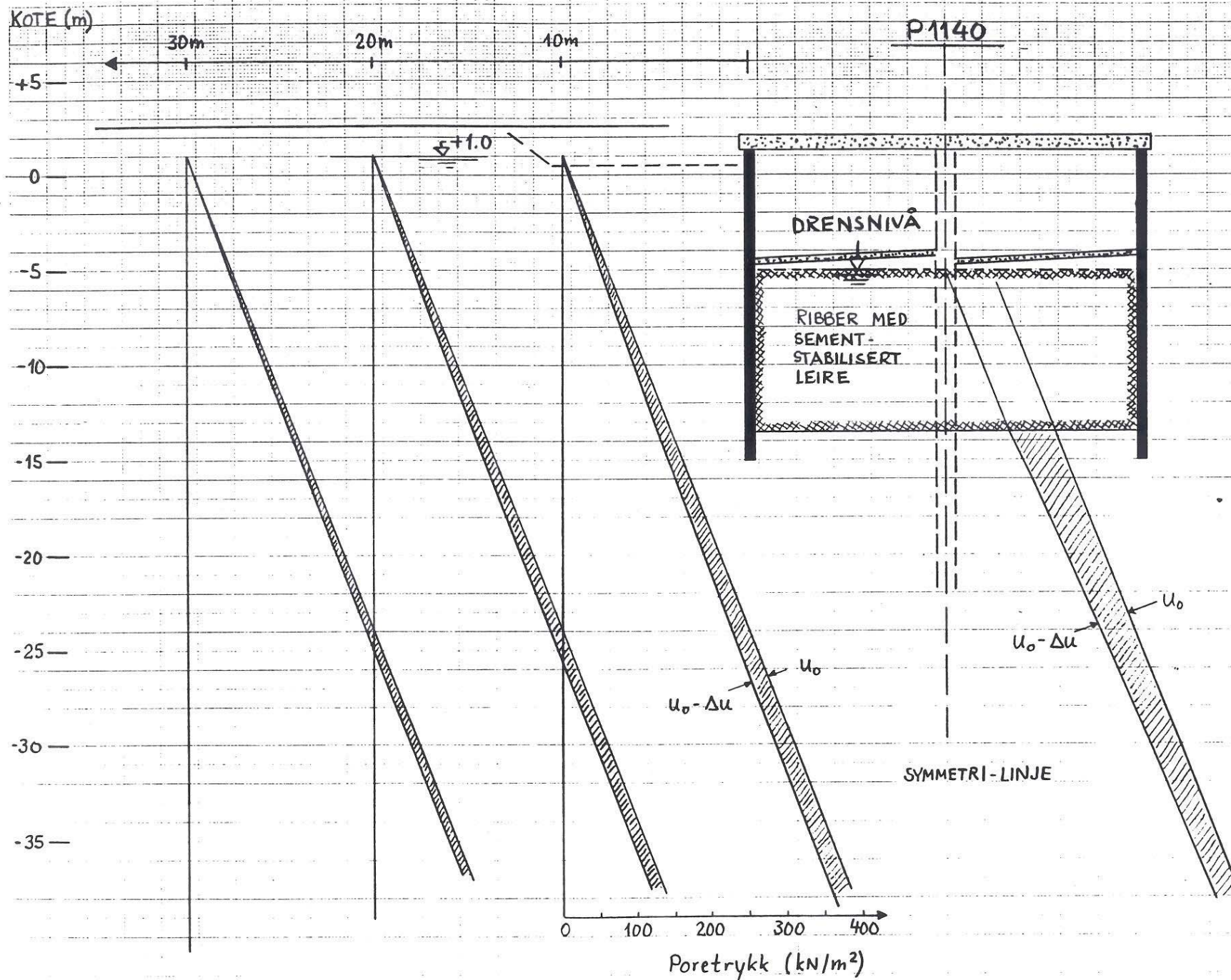


LENGDEPROFIL A - A
1:200

FIGUR 6. SEKSJONSVIS GRAVING
(lengdesnitt)



FIGUR 8. PORETRYKKSREDUKSJONER SOM FØLGE AV DRENASJE UNDER BUNNPLATE



FIGUR 9. PORETRYKKSREDUKSJONER SOM FØLGE AV DRENASJE UNDER BUNNPLATE

VEDLEGG 4

SEMENTSTABILISERING

(NOTAT AV 6. FEBRUAR 1990)

N O T A T

TIL: VEGLABORATORIET
v/Arne Kristoffersen og Frode Oset

FRA: INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S.
v/Torgeir Haugen

DATO: 6. februar 1990

20540 - KULVERT, DRAMMEN. SEMENTSTABILISERING

GENERELL BESKRIVELSE AV METODE

I den foreliggende forprosjektrapport (juli 1989) er det av hensyn til stabilitetsforholdene forutsatt seksjonsvis graving fra et visst nivå og dermed seksjonsvis støping av kulvertbunnplaten.

Et forslag om å utrede effekten av sementstabilisering i leirsonen mellom spuntveggene ble framsatt i vårt brev av 30. juni 1989 og senere i prosjekteringsmøte 13. september 1989.

Innblanding av kalk eller sement for å stabilisere bløte leirmasser har vært anvendt ved en rekke prosjekter de senere årene, hvorav flere i Drammen. Aktuelle innblandingsmasser er ulesket kalk eller sement. Med dagens utstyr kan man maksimalt komme ned til en dybde på 15 m. Faste toppmasser må skiftes ut, evt. at arbeidene utføres fra et avgravd nivå. De stabiliserte leire/kalk- eller leire/semmentpelene kan utføres med diameter 50 eller 60 cm. Spesielt i tettbygde strøk er det ut fra miljøhensyn bedre å bruke sement istedenfor ulesket kalk. I følge opplysninger vi har fått, er prisen på semmentpeler 3-4 kr pr. lm høyere enn kalkpeler.

Det er påvist god effekt av innblanding med sement i denne type Drammensleire, bedre enn med ulesket kalk (jfr. lab.forsøk, Veglaboratoriet). Vi har kontaktet firmaet Kr. Olimb A/S, som bekrefter at dette samsvarer med deres senere erfaringer.

I prinsippet er det for dette prosjektet aktuelt å stabilisere leirsonen mellom spuntveggene for å øke det passive motholdet ved utgraving. Dermed oppnår man å begrense eller sløyfe seksjonsvis graving, avhengig av omfanget av stabiliseringen. Dette vil gi en langt bedre framdrift. Masseuttaket kan også gjøres enklere p.g.a. bedre bæreevne for maskiner.

Sement-/leirepeler kan etableres i ribber, som vist i Figur 1.

FASTSETTELSE AV SKJÆRSTYRKEPARAMETRE

Resultatene fra de utførte laboratorieforsøkene på sementstabilisert leire (utført ved Veglaboratoriet) er gitt i notat av 20. desember 1989.

Enaksiale trykkforsøk viser en økning i skjærstyrke fra opprinnelige 11-18 kN/m² til 65-135 kN/m², dvs. 6-10 ganger forbedring av styrken. Generelt skal man være forsiktig med å bruke slike laboratorieresultater direkte, da forholdene i felten avviker noe fra ideelle laboratorieforhold. Bl.a. må man ta hensyn til muligheten for inhomogen innblanding.

Som angitt i vårt notat av 20. desember 1989, vedrørende de supplerende laboratorieforsøkene, er karakteristisk udrenert skjærstyrke for intakt leire fastsatt til $\tau_A = 0.31 \times p_o'$ (aktiv) og $\tau_p = 0.10 \times p_o'$ (passiv). For sementstabilisert leire, passiv sone, velges $\tau_{pL} = 6 \times \tau_p = 0.60 \times p_o'$ på grunnlag av laboratorieresultatene. Gjennomsnittlig udrenert skjærstyrke i passiv sone blir da som følger:

$$\bar{\tau} = \frac{\tau_{pL} \times b + \tau_p \times a}{a + b}$$

hvor b = bredde på ribbe med sementstabilisert leire

a = bredde på mellomliggende intakt leirsone.

I beregningene som er lagt til grunn for det reviderte forprosjektet er antatt b = 1 m og a = 2 m. Dette gir $\bar{\tau} = 0.27 \times p_o'$, se Figur 1. Det henvises til detaljberegningene for P1140. Disse er vedlagt for å vise et eksempel på hvordan beregninger og dimensjonering er utført. Med hensyn til stabilitet, henvises også til notat vedrørende drenasje under bunnplate (datert 20. desember 1989).

TEKNISK LØSNING BASERT PÅ SEMENTSTABILISERING

Ved utarbeidelse av revidert løsning basert på sementstabilisering mellom spuntveggene, har det vært nødvendig å utføre nye beregninger. I det følgende er de tekniske løsningene for P1050, P1070, P1090, P1105 og P1140 gjennomgått. Se forøvrig plan av kulvertprosjekt i Figur 2.

P1050

Løsning som angitt i tidligere forprosjektrapport. Ingen sementstabilisering. Spunt mot bussterminal for å sikre denne. Åpen graving til endelig gravenivå i området P1030-P1050 søndre side. Det må etableres en tettespunt for å avskjære vannstrøm fra permeable topplag og inn i drenssystemet under bunnplata (forutsatt drenert løsning. Se eget notat).

Snitt P1050 er vist i Figur 3. Momentstivt hjørne mellom vegg og bunnplate gjør at jordtrykket fra de tilbakefylte massene opptas av den utkragede vegg. Det fylles tilbake med opprinnelige masser. Avslutning av betongtrauet og høyden på veggene bestemmes av maks. flomvannstand (kote +2?). Kriteriet for plassering av tverrspunt (tettespunt), dvs. overgangen til drenert løsning, er illustrert i Figur 4.

P1070(-)

Ingen sementstabilisering. Det avlastes til kote +1 i en 10 m bred sone bak søndre spuntvegg i byggeperioden. Nordre spuntvegg boltes i eksisterende kjellervegg for bussterminal. Søndre spuntvegg er uavstivet ved graving til traubunn. Kulvertveggen utføres i armert betong og momentstivt hjørne mot bunnplaten. Det isoleres mellom betong- og spuntvegg opp til kote +0.5 og tilbakefylles dels med opprinnelige, dels med lette fyllmasser, se Figur 5. Denne løsningen velges for området P1050-P1070.

P1090(+)

Sementstabilisert leire, 1 m brede ribber, c/c 3 m, ned til kote -11. Avlastning til kote +1 i en 10 m bred sone utenfor spuntveggene i byggefasen. Spunten avstives med permanente horisontale stag, isoleres og forblendes. Det fylles tilbake med dels lette, dels opprinnelige masser. Konstruksjonsløsningen er vist i Figur 5. En mulig utførelse av isolasjon og forblending av den permanente spuntveggen er vist i den reviderte forprosjektrapporten.

P1105

Søndre side: Som P1090

Nordre side: Kulvert-takplate danner permanent avstivning i toppen.

Sementstabilisering til kote -13, ribbemønster som ved P1090. Arbeidsnivå for sementstabiliseringen og ok. spunt er kote +2. Snitt P1105 er vist i Figur 7.

P1140

Detaljberegninger for dette snittet er vedlagt. Det er forutsatt at alle NSB-trafikklastene utenfor spuntveggene opptas av egne stålrørspeler.

I gravefasen danner takplaten innvendig avstivning. Det avlastes til kote +0.5 i en 10 m bred sone utenfor spuntveggene. Arbeidsnivå ved ok. spunt ved ca. kote +1.5 og maksimal dybde 15 m gir sementstabilisering til maksimalt kote -13.5. De ulike fasene av kulvertarbeidene, hvor sementstabilisering også inngår, er beskrevet i den reviderte forprosjektrapporten.

Snitt P1140 er vist i Figur 8.

FIGURLISTE

- Figur 1 Sementstabilisering av leire mellom spuntveggene. Forslag til løsning og fastsettelse av styrkeparametre.
- " 2 Kulvertprosjekt. Plan.
- " 3 Konstruksjonsløsning P1050.
- " 4 Kriterier for plassering av tettespunt.
- " 5 Konstruksjonsløsning P1070(-).
- " 6 " " P1090(+).
- " 7 " " P1105.
- " 8 " " P1140.

VEDLEGG: Detaljberegninger, P1140.

FIGUR 1. SEMENTSTABILISERING AV LEIRE
MELLOM SPUNTVEGGENE. FORSLAG
TIL LØSNING OG FASTSETTELSE AV
STYRKEPARAMETRE
SNITT:

KOTE, m

5 —

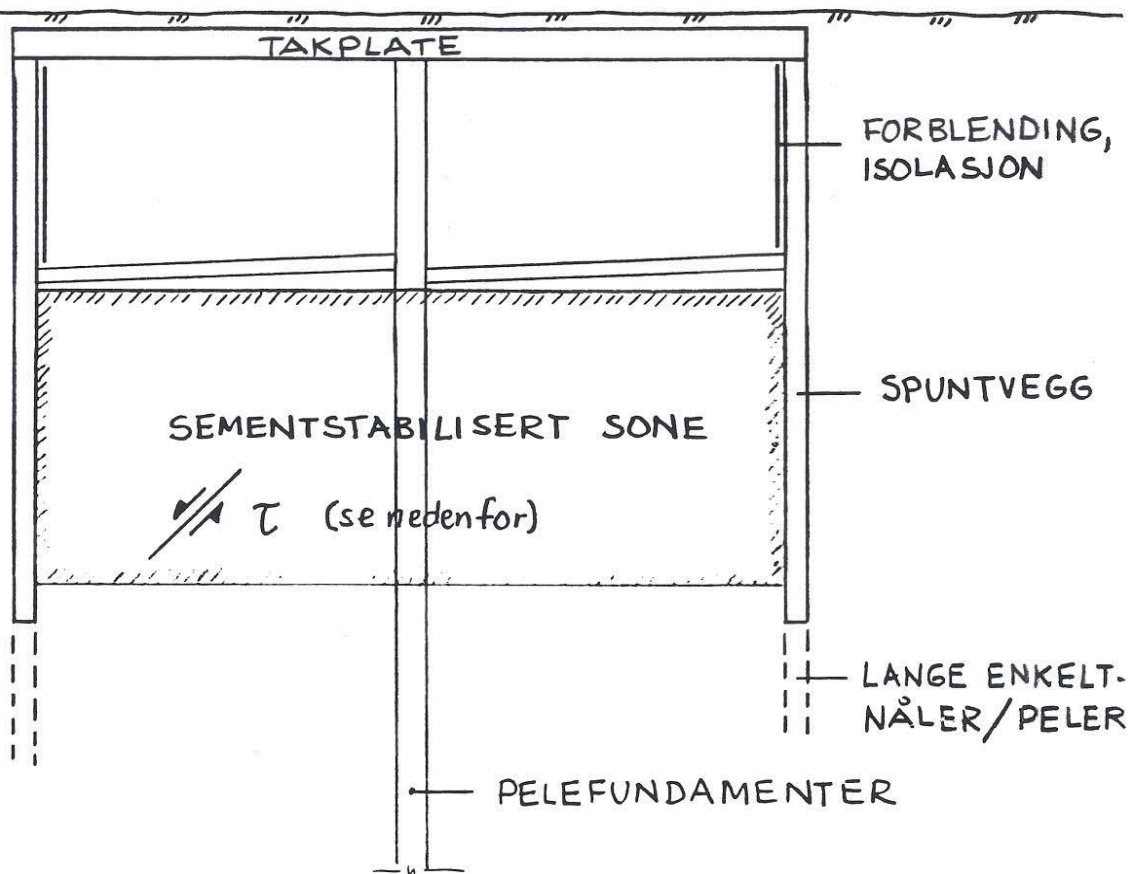
0 —

-5 —

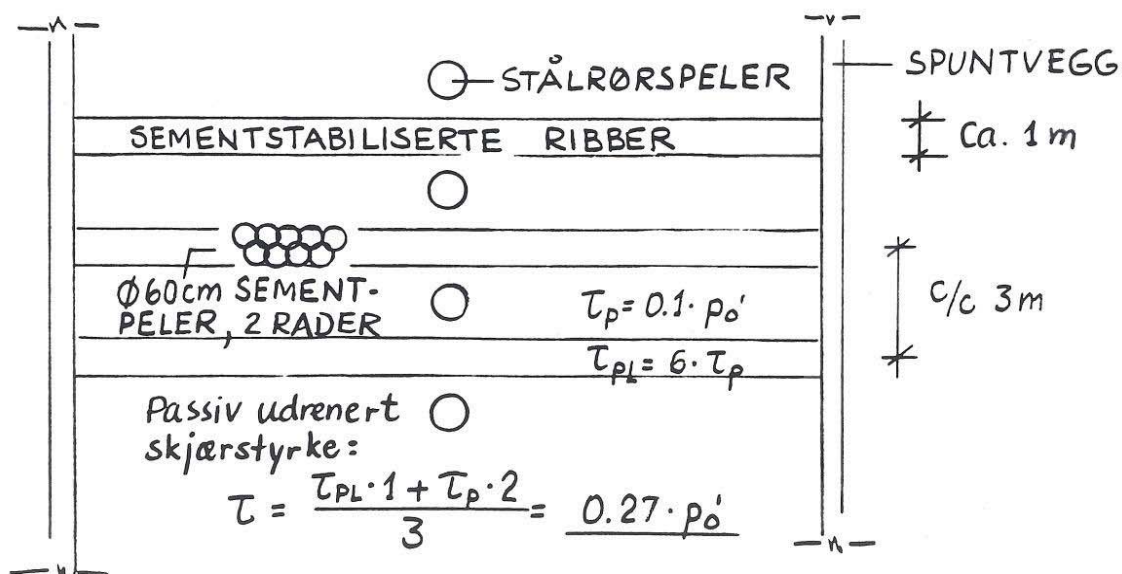
-10 —

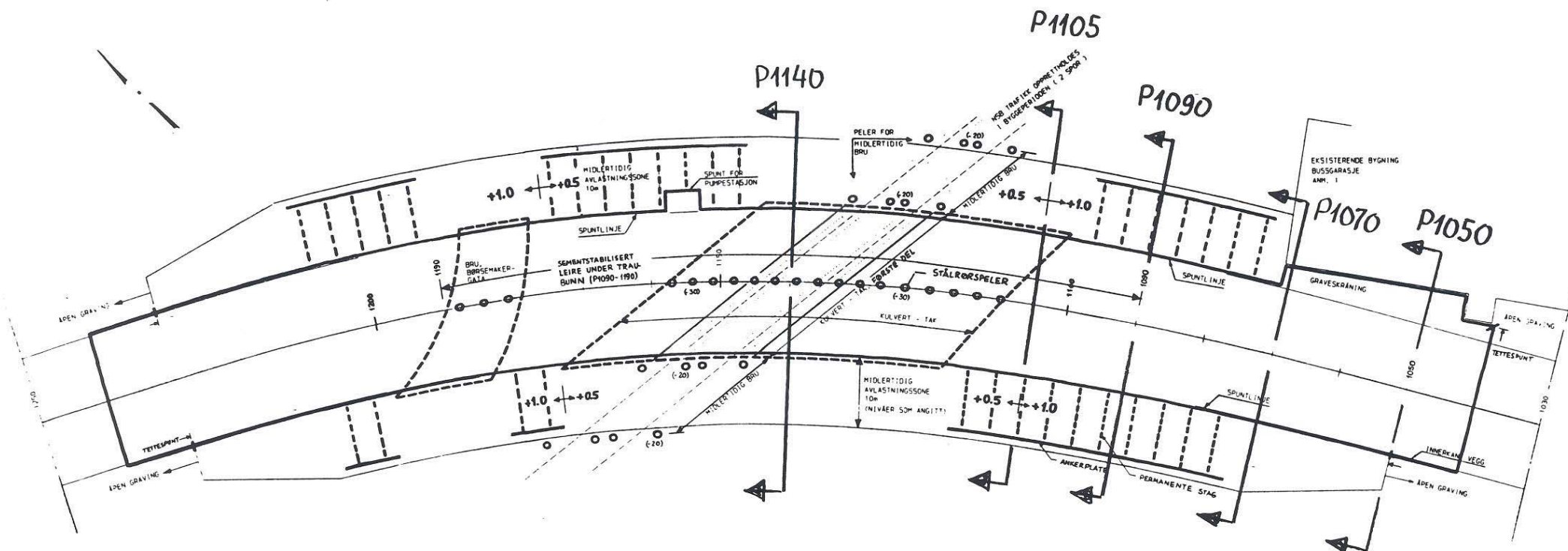
-15 —

-20 —



PLAN:

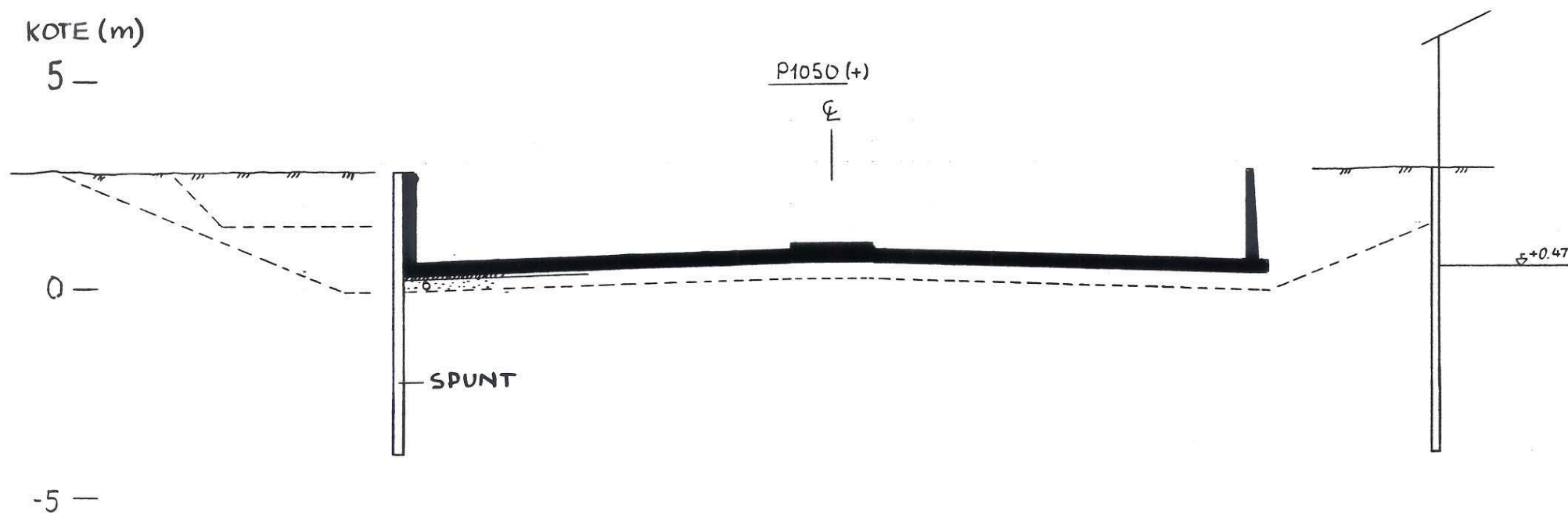




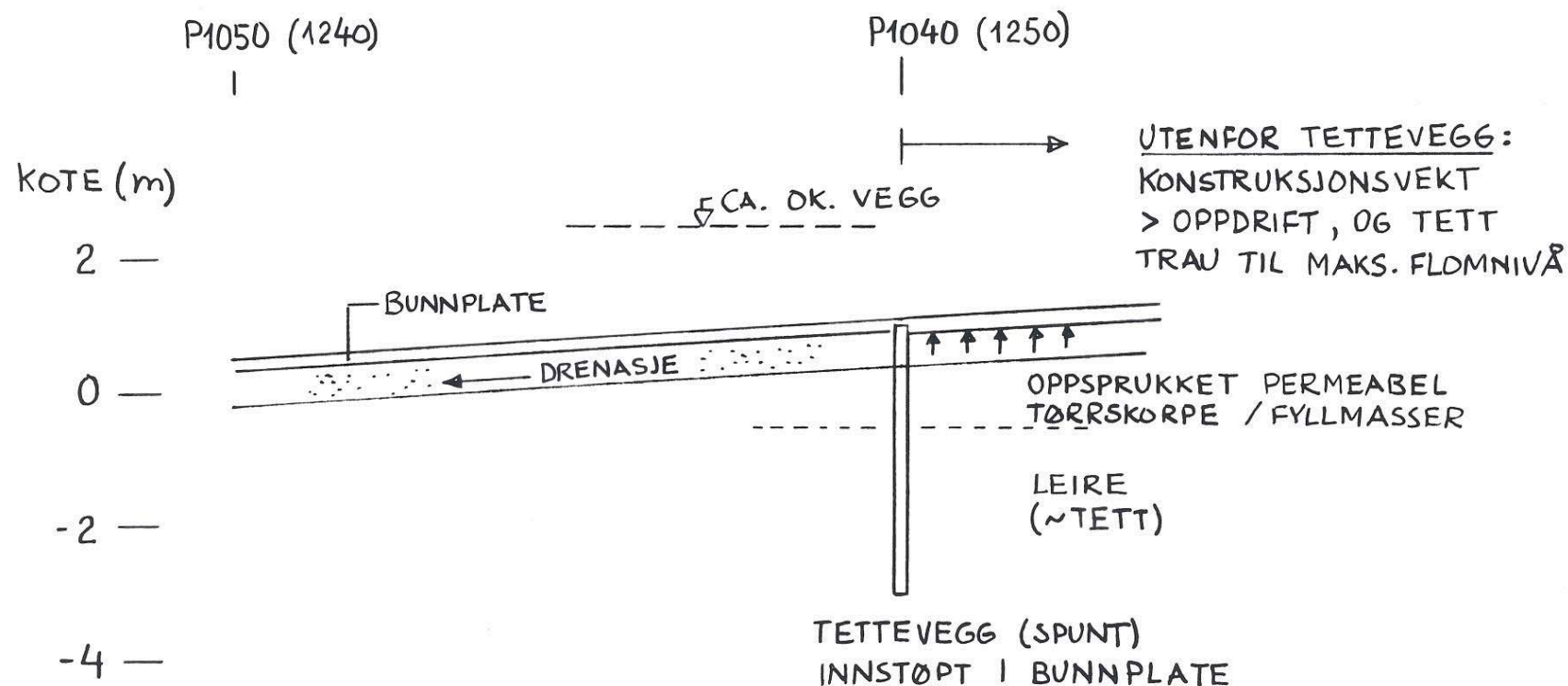
FIGUR 2. KULVÆRTPROSJEKT, PLAN

ANMERKNINGER

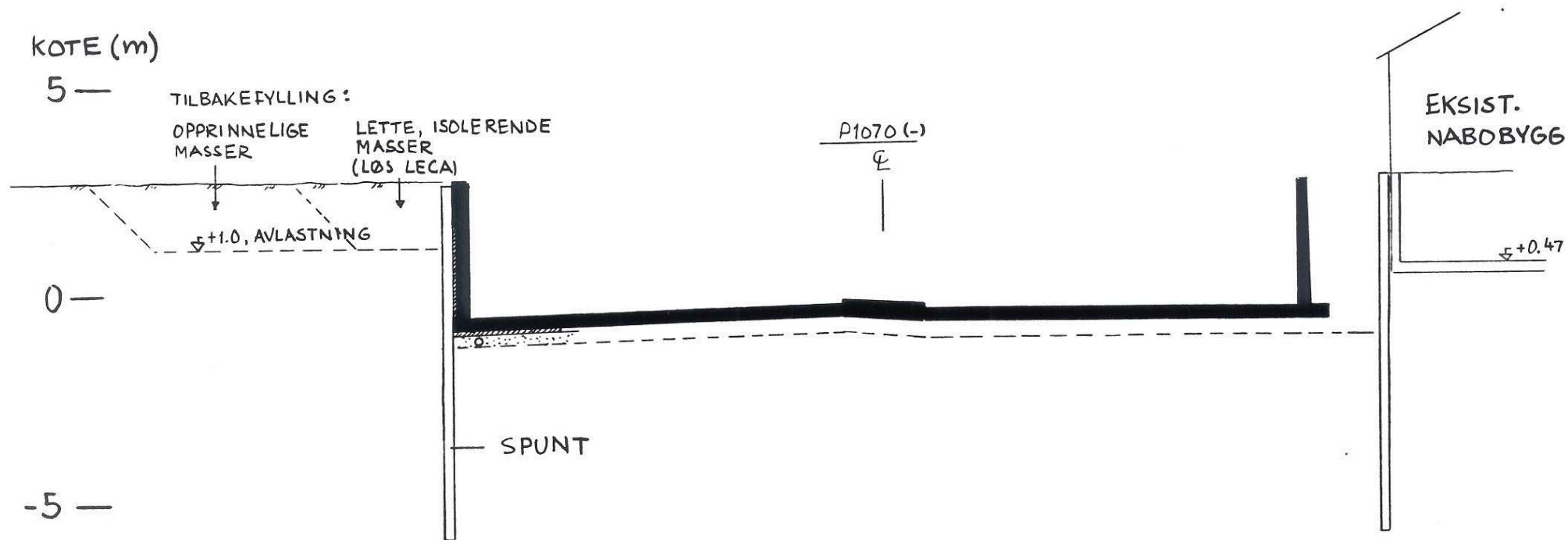
1. EKSISTERENDE BYGNING SIKRES FORBINDES MED SPUNT.
2. ÅPNE SVEVENDE STÅLRØRSPELER, DIAMETER Ø 100 cm. NIVÅ PELESPISS PÅFØRT.
3. SEMENTSTABILISERINGEN GJØR SEKSJONSVIS GRAVING UUNDVENDIG



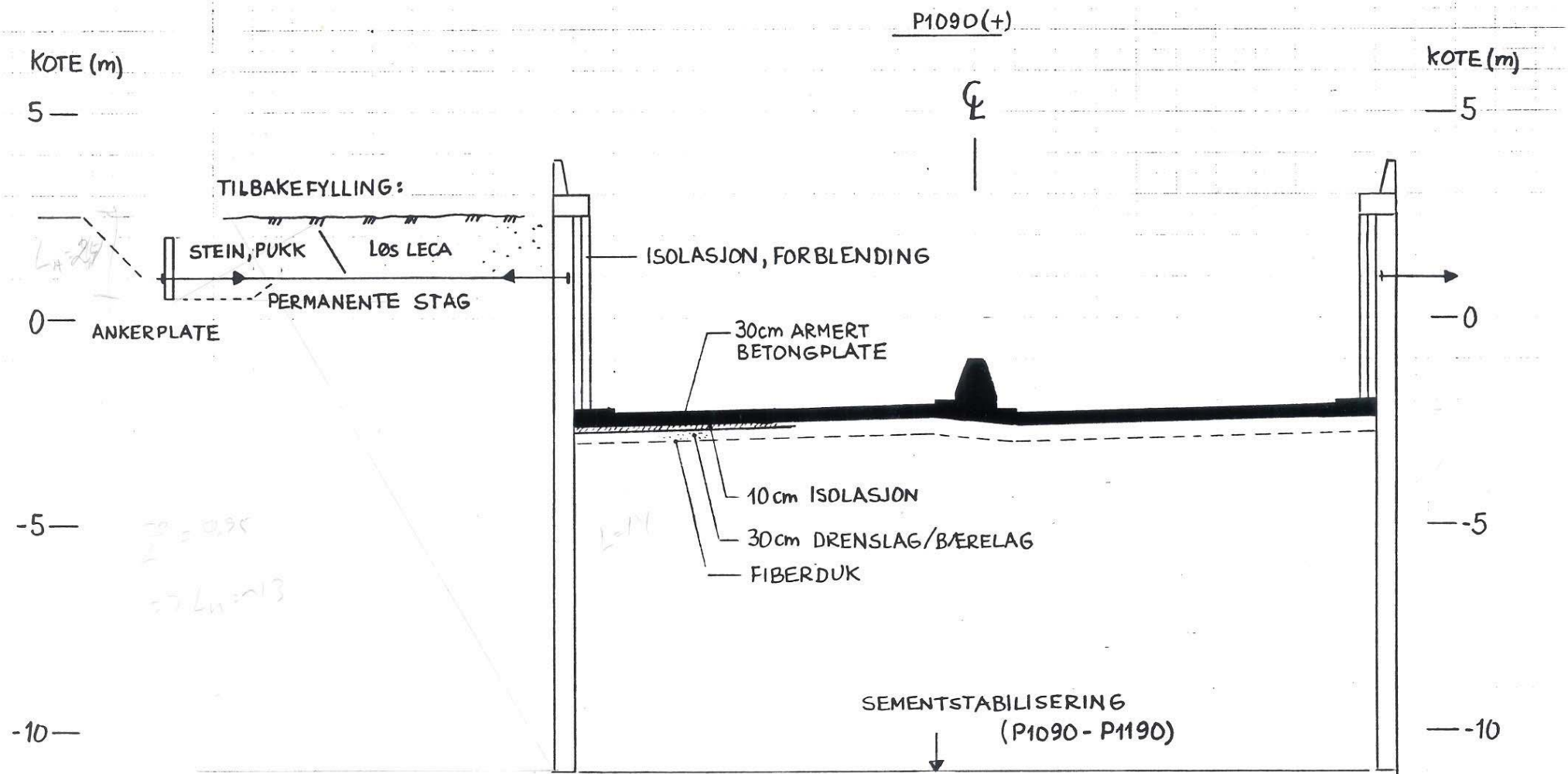
FIGUR 3. KONSTRUKSJONSLØSNING, P1050 (+)



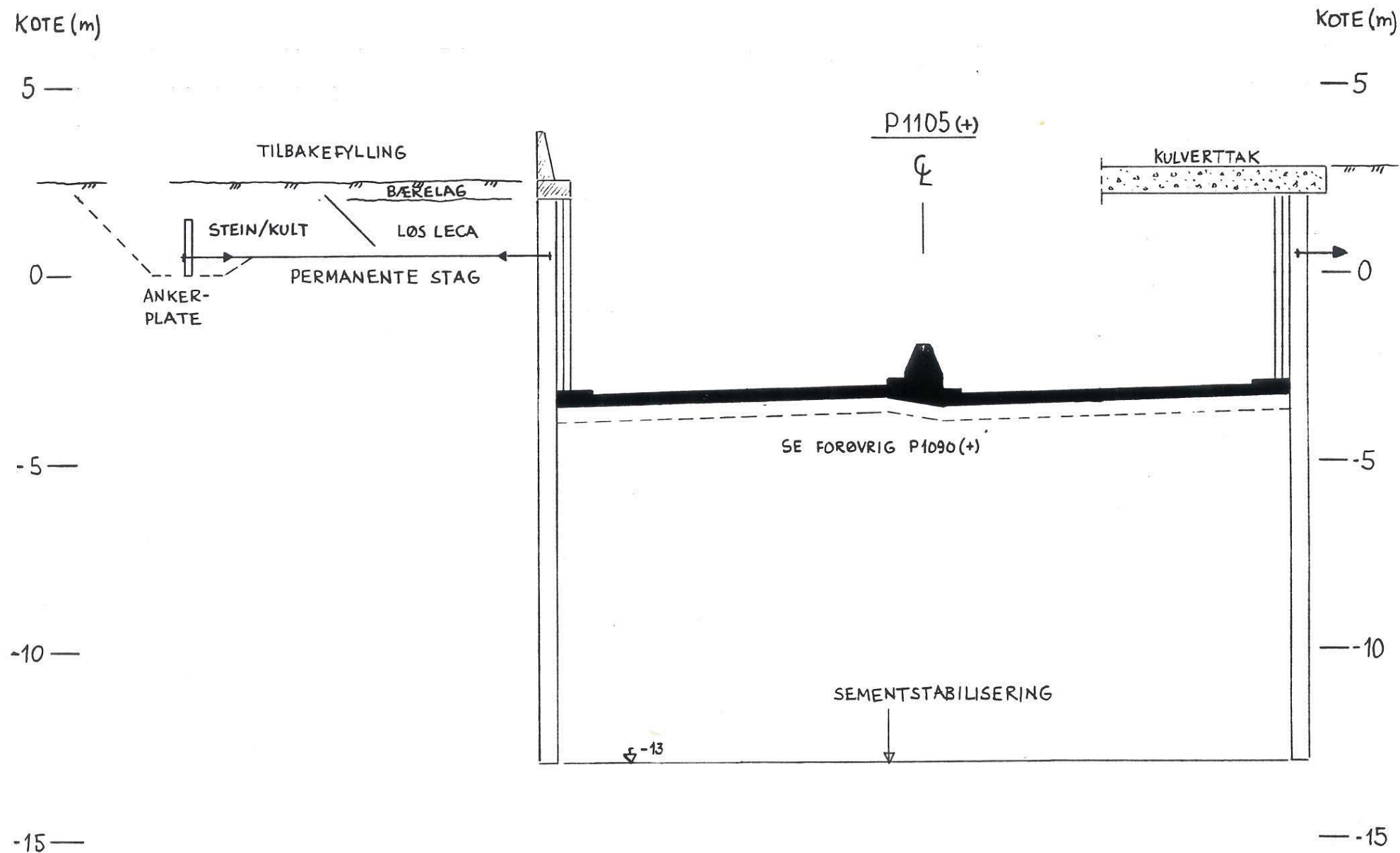
FIGUR 4. KRITERIER FOR PLASSERING AV TETTESPUNT



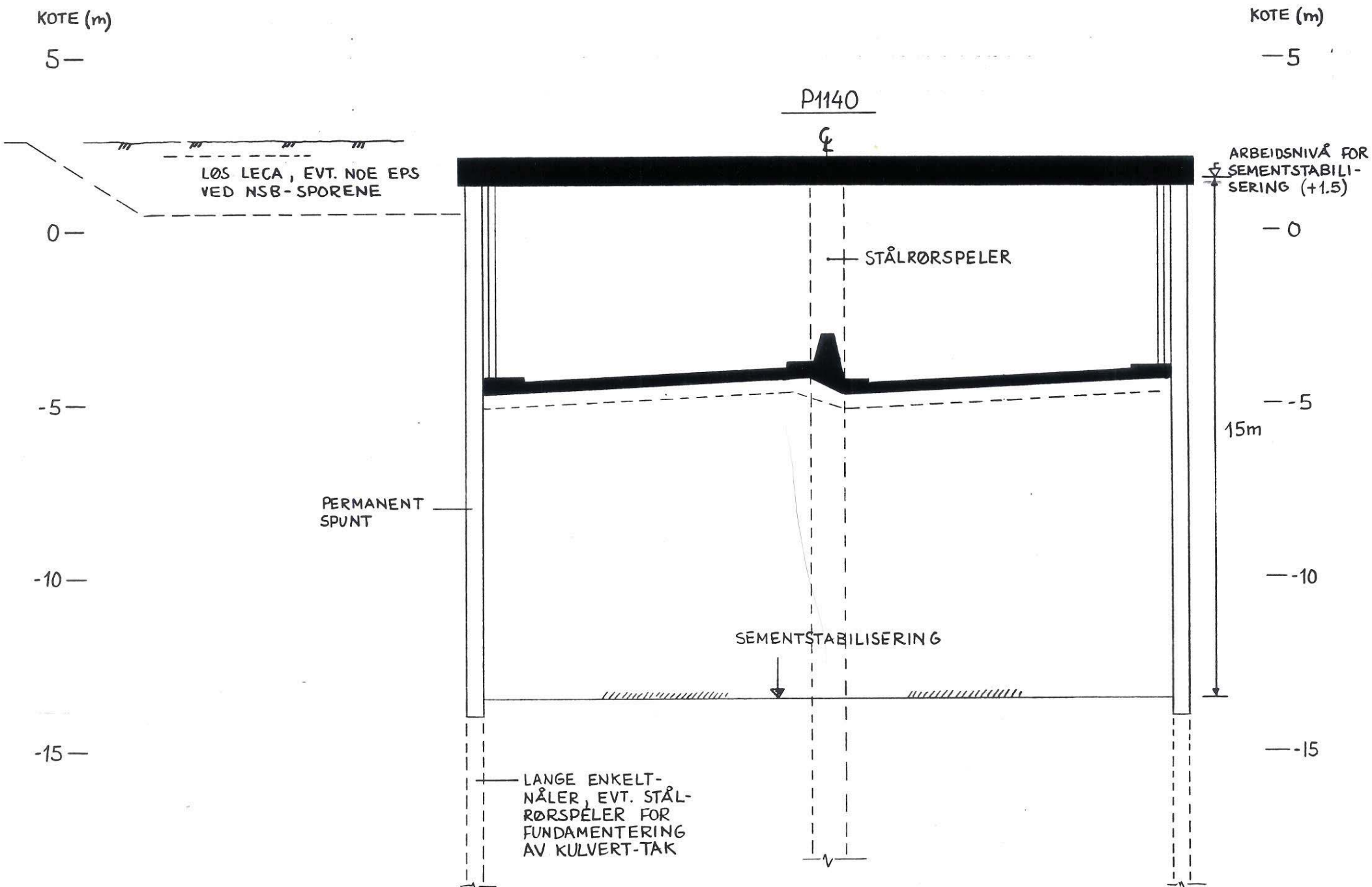
FIGUR 5. KONSTRUKSJONSLØSNING, P1070 (-)



FIGUR 6. KONSTRUKSJONSLØSNING , P1090 (+)



FIGUR 7. KONSTRUKSJONSLØSNING , P1105(+)



FIGUR 8. KONSTRUKSJONSLØSNING, P1140

VEDLEGG TIL NOTAT AV D.02.1990

GEOTEKNISKE BEREGNINGER, P1140

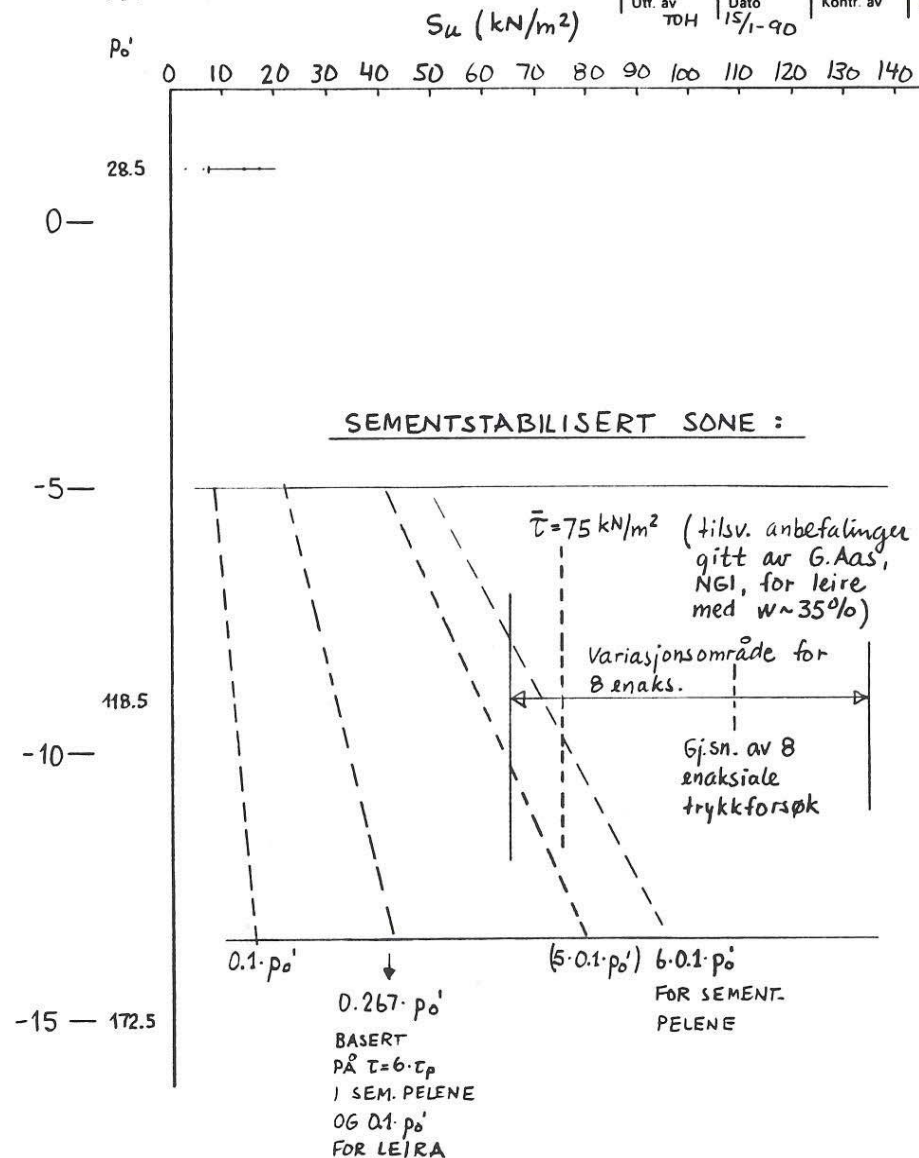
RAMMEBETINGELSER

- Gravenivå fraubunn, kote - 4.9 (gj. snitt)
- Avlastning i byggeperioden: kote + 0.5 i en 10 m bred sone utenfor spuntveggene
- Tilbakefylling i avlastningssonene med løs leca evt. noe EPS
- Sementstabilisering i sonen mellom spuntveggene. Ribber med bredde ca. 1m bestående av 2 rader med $\phi 60$ cm sementpeler, til kote - 13.5
- Kulverttak fundamenteres på svevende stålrørspeler og sidespuntveggene.
- De permanente spuntveggene avstives i ferdigtilstanden av tak- og bunnplate. Bunnplata dimensjoneres for en skjærkraftoverføring mot spunt og peler og vil oppta noe av vertikallasten.
- Drenasje under bunnplata. Vann ledes til pumpestasjon. Ingen oppdriftskrefter.

SKJÆRSTYRKE I STABILISERT SONE

Det henvises til figur 1 i motat.

Passiv udrenert skjærstyrke i området mellom
spintveggene : $\tau = 0.267 \cdot p_0'$ (grunnlaget framgår
på neste side)

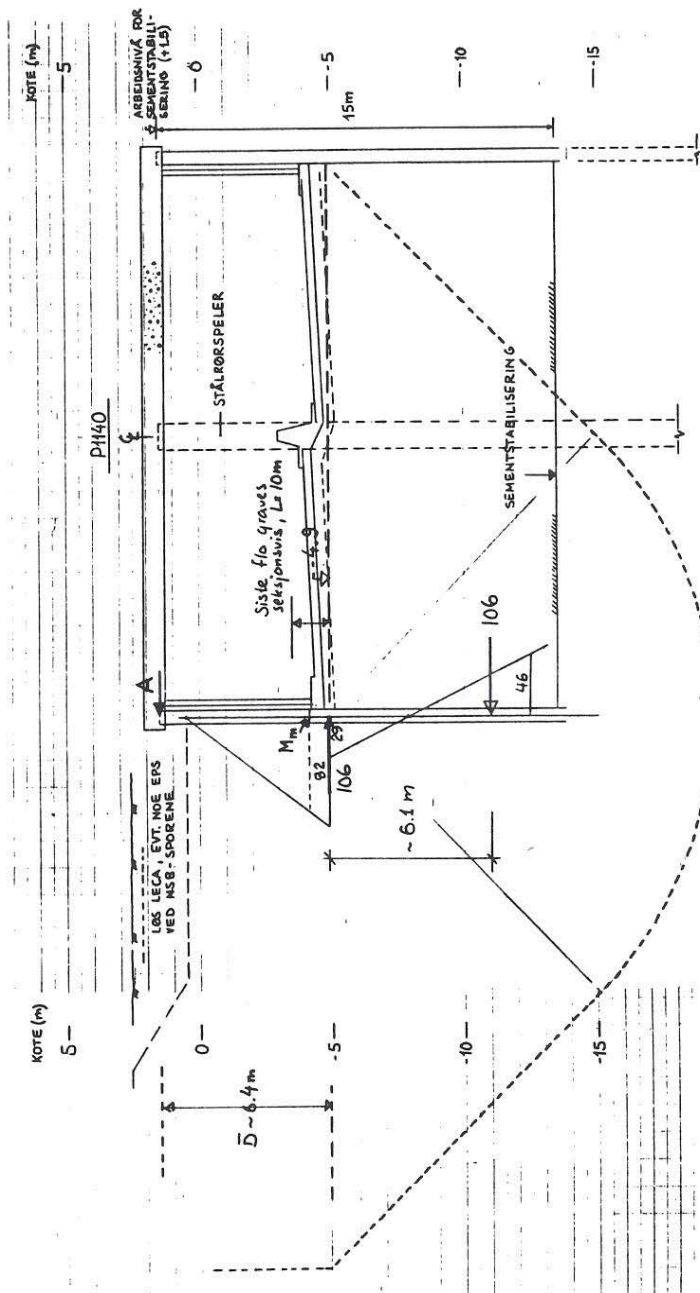


KONKLUSJON: Velger karakteristisk passiv styrke
lik $0.6 \cdot p_0'$. Dette tilsvarer omtrent
NGI-anbefalingene (Geoteknikk-dagene 1983)

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	15/1-90		

BEREGNINGENE OMFATTER :

1. Byggetilstand. Graving til kote - 4.9.
Sikkerhet mot bunnoppressing
2. Byggetilstand. Graving til kote - 4.9.
Jordtrykk mot spunt. krefter og momenter
3. Permanenttilstand. Bunnplate støpt og
terrengnivå bak spunt reetablert.
Krefter og momenter
4. Fundamentering av kulverttak
5. Stabilitet; drenert langtidstilstand



Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	15/1-90		

1. BYGGETILSTAND. GRAVING TIL KOTE -4.9

SIKKERHET MOT BUNNOPPRESSING

Udrenert skjærstyrke

$$\text{Aktiv sone} \quad \tau_A = 0.31 \cdot p_0'$$

$$\text{Direkte sone} \quad \tau_0 = 0.205 \cdot p_0'$$

$$\text{Passiv sone} \quad \tau_p = 0.267 \cdot p_0' \quad (\text{sem. stab.})$$

For den aktuelle skjærflaten (s.4)

$$\bar{\tau} = \frac{0.31 \cdot 127.5 + 2 \cdot 0.205 \cdot 199.5 + 0.267 \cdot 123.0}{4} = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

Representativ dybde for den viste skjærflate
er $D \sim 6.4 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} D = 6.4 \text{ m} \\ B = 20.6 \text{ m} \\ L \sim 70 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} D/B = 0.31 \\ B/L = 0.29 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} D = 6.4 \text{ m} \\ B = 20.6 \text{ m} \\ L \sim 70 \text{ m} \end{array}} \right\} \text{NGI Publ. 16: } N_c \sim 6.0$$

$$\text{Antar terrenglast } q = 10 \cdot 1.6 = 16 \text{ kN/m}^2$$

Sikkerhet mot bunnoppressing

$$F = \frac{N_c \cdot \bar{\tau}}{\gamma_D + q} = \frac{6 \cdot 38.5}{19 \cdot 6.4 + 16} \sim 1.68 > 1.5 \text{ ok.}$$

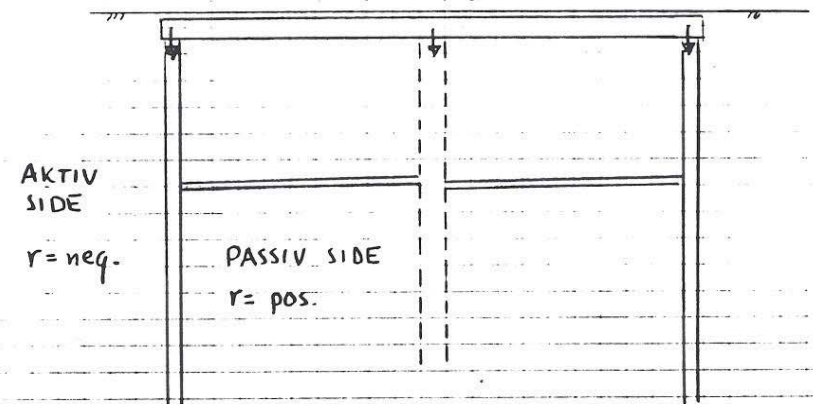
(Neglisjerer her stabiliserende effekt av dype stålrørspeler)

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	15/1-90		

2. BYGGETILSTAND. GRAVING TIL KOTE -4.9

JORDTRYKK MOT SPUNT. KREFTER OG MOMENTER

For beregning av jordtrykk mot spuntveggen må det tas hensyn til at de vertikale lastene gir negativ ruhet på aktiv side.



Neg. ruhet, antar $r = -0.5$ på aktiv side

$$P_A = p_v - 2 \frac{\tau_A}{\gamma_m} \sqrt{1 + \frac{2}{3}r} = p_v - N_A \cdot \frac{\tau_A}{\gamma_m}$$

$$r = -0.5 \Rightarrow N_A = 2 \sqrt{1 - \frac{1}{3}} = 1.63$$

$$\therefore P_A = p_v - 1.63 \cdot \frac{0.31}{\gamma_m} p_0' = p_v - 0.337 \cdot p_0' \quad (1.5)$$

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	15/1-90		

Positiv ruhet, antar $r = +0.5$ på passiv side

$$p_p = p_v + N_p \cdot \frac{\tau_p}{\gamma_m}$$

$$N_p = 2 \sqrt{1 + \frac{2}{3}r} = \dots = 2.31$$

$$p_p = p_v + 2.31 \cdot \frac{0.267}{\gamma_m} \cdot p_o' = p_v + 0.411 \cdot p_o' \quad (1.5)$$

I området under kulvertaket forutsetter at den siste 1.5m flo graves seksjonsvis og at bunnplaten støpes i tilsvarende seksjoner.

Antar at 10 m seksjoner gir en B/L-effekt talmessig uttrykt ved $L = 15m$

Ser på trykkene med til kote -15 $\Rightarrow B = 10m$

$$\left. \begin{array}{l} D/B = 5.4/10 = 0.54 \\ B/L = 10/15 = 0.67 \end{array} \right\} N_c = 6.85 \text{ fra NGI, 16} \Rightarrow (D/B = B/L = 0 \text{ gi } N_c = 5.14)$$

$$N_A \text{ og } N_p \text{ skal justeres opp med en faktor } k = \frac{6.85}{5.14} = 1.333$$

∴ Netto jordtrykk under trambunn bli

$$p_n = p_a - p_p = \gamma D + q - (0.337 + 0.411) p_o' \cdot 1.333 \\ = \gamma D + q - 0.997 \cdot p_o'$$

(Kan anta $q = 0$ i avlastningsrommet)

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	15/1-90		

Jordtrykk over trambunn, aktiv side:

$$\text{Antar } K_o \cdot \gamma z = 0.8 \gamma z$$

$$d = 0 \Rightarrow p_a = 0$$

$$d = 5.4m \Rightarrow 0.8 \cdot 19 \cdot 5.4 = \underline{82 \text{ kN/m}^2}$$

Netto jordtrykk under trambunn:

$$\text{kote-6 : } p_o' = 83$$

$$p_n = 102.6 - 0.997 \cdot 83 = \underline{19.8}$$

$$\text{" -13 : } p_o' = 155$$

$$p_n = 102.6 - 0.997 \cdot 155 = \underline{51.4}$$

(se jordtrykksdiagram)

Virksom spuntlungde

$$\Sigma M_A = 0$$

$$M = \frac{82}{2} \cdot 5.4 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 5.4\right) + \frac{19}{2} \cdot 3 \left(1 + 5.4 + \frac{1}{3} \cdot 3\right) \\ = 1018 + 322 = 1340$$

$$M \downarrow (\text{kote-13}) = \frac{51.4}{2} \cdot 5.1 \left(1 + 5.4 + 3 + \frac{2}{3} \cdot 5.1\right) = 1664 > 1340$$

$$M \downarrow (\text{kote-12}) = \frac{41}{2} \cdot 4.1 \left(1 + 5.4 + 3 + \frac{2}{3} \cdot 4.1\right) = 1020 < 1340$$

∴ "Virksom" spunt til ca. kote -12.5

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TBH	15/1-90		

Horisontal likevekt:

$$A + \frac{46}{2} \cdot 4.6 = \frac{82}{2} \cdot 5.4 + \frac{29}{2} \cdot 3$$

$$A = 221 + 44 - 106 = 159 \text{ kN/m}$$

(trykkraft i takplata)

Maks. moment ved ca. kote -4.1 hvor $Q=0$

$$M_m \sim 106 \cdot 6.1 \sim 647 \text{ kNm/m}$$

Nødvendig motstandsmoment i spunt

$$W \geq \frac{M}{0.9 \cdot \sigma_d} \quad (0.9 \text{ p.g.a. aksiallasten})$$

$$\text{Antar St 52.3 med } \sigma_d = \frac{355}{1.15} = 309 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow W \geq \frac{647}{0.9 \cdot 309} \dots \sim 2327 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Det bør velges et profil med høy I-verdi
av hensyn til utbøyning

$$\text{f.eks. CZ17/2BZ17 med } W = 2500 \text{ cm}^3/\text{m}$$

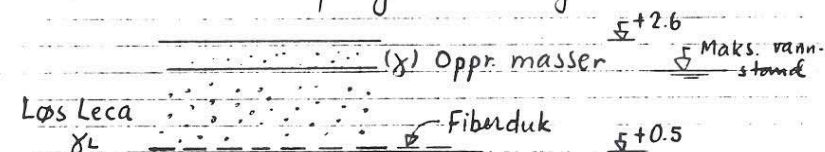
$$I = 75040 \text{ cm}^4/\text{m}$$

(korrosjonsmonn vurderet for permanent-tilstand (en)).

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TBH	15/1-90		

3. PERMANENTTILSTAND. BUNNPLATE ER STØPT
OG TERRENGNIVÅ BAK SPUNT REETABLERT

Forutsetter tilbaketylling som følger:



Netto oppdrift dersom maks. vannstand

$$(\gamma_w \cdot 1.6 - \gamma_t \cdot 1.6) \leq \gamma \cdot 0.5$$

$$\gamma_t \geq \frac{\gamma_w \cdot 1.6 - \gamma \cdot 0.5}{1.6} = \frac{10 \cdot 1.6 - 19 \cdot 0.5}{1.6} = 4.1$$

∴ Ok. å bruke løs Leca med romvekt

f.eks. $\gamma_t = 7 \text{ kN/m}^3$ (tilsv. fraksjon 4-10 mm,
under GV, komprimert, jfr. kompendium
fra Norsk Leca)

Antar må hviletrykk fra re-etablert terreng
(kote +2.6) og med til kote -4.9, dvs.

$d=0 \rightarrow 7.5 \text{ m}$, basert på romvekt som
angitt. og terrenglast $q_s = 10 \cdot 1.6 = 16 \text{ kN/m}^2$

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	16/1-90		

På passiv side : 30 cm oppfylt bærelag
 $\Rightarrow 19 \cdot 0.3 = 5.7 \text{ kN/m}^2$

Bunnplate $t=40 \text{ cm}$ (inkl. slitelag) gir et jevnt fordelt trykk $p = 22 \text{ kN/m}^2$ mot grunnen (beregninger med plate mot elastisk underlag ikke vedlagt). Forutsettes skjærkraftoverføring mellom bunnplate/spunt og bunnplate/stålrørspeler slik at bunnplate inngår i vertikal lastbæring.

Jordtrykk i perm. tilstanden

$$(d=0 \quad K_0(\gamma z+16) \sim 13)$$

$$d=0.5 \text{ m} \quad K_0(\gamma z+16) \sim 0.8(19 \cdot 0.5+16) \sim 20$$

$$d=2.1 \text{ m} \quad K_0(\gamma z+16) \sim 0.8(19 \cdot 0.5+7 \cdot 1.6+16) \sim 29$$

$$d=7.5 \text{ m} \quad K_0(36.7+19 \cdot 5.4) \sim 111$$

Under gravenivå :

$$\left. \begin{array}{l} B/L = 10/100 \sim 0.1 \\ D/B = 7.5/10 = 0.75 \end{array} \right\} N_c = 6.3$$

N_A og N_p (jfr. tidligere avsnitt) skal justeres opp med en faktor $k = \frac{6.3}{5.14} = 1.226$

\Rightarrow

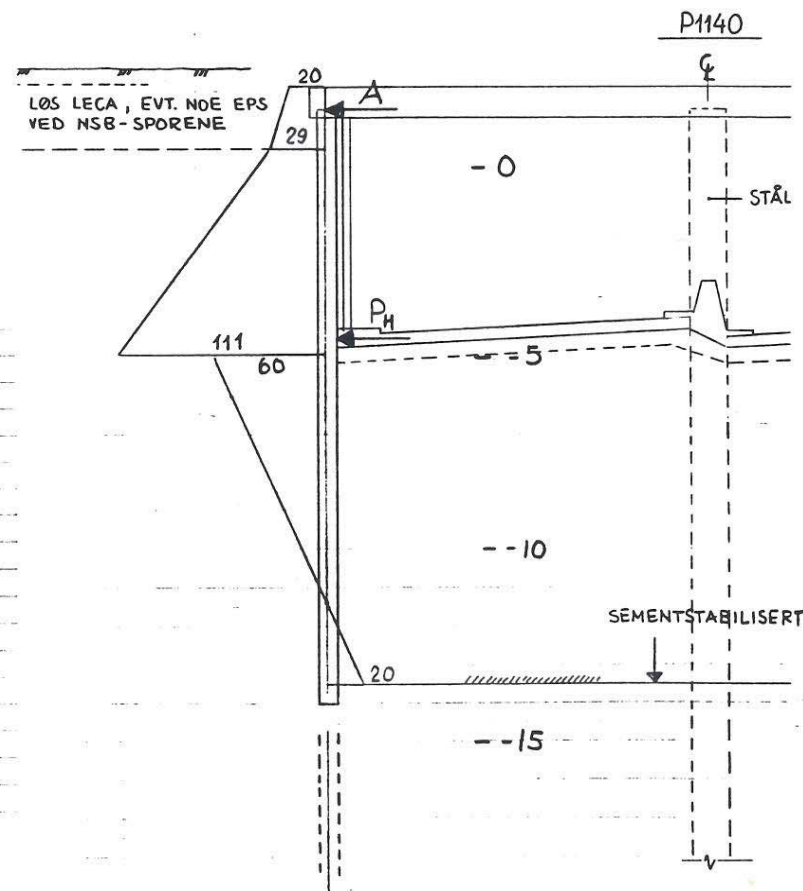
Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	16/1-90		

Netto jordtrykk under tranbunn blir

$$p_n = p_A - p_D = \gamma D + q - 5.7 - p - (0.337 + 0.411) p'_0 \cdot 1.226 \\ = 139 + 16 - 5.7 - 22 - 0.917 \cdot p'_0 \sim 127 - 0.917 \cdot p'_0$$

$$\text{Kote - 6} \Rightarrow p_n = 127 - 0.917 \cdot 83 = 127 - 76 = 51$$

$$\text{Kote - 13} \Rightarrow p_n = 127 - 0.917 \cdot 155 = 127 - 142 = -15$$



Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	16/1-90		

Momentlikevekt pkt. A

$$P_H \cdot 6 \sim \frac{29+111}{2} \cdot 5.4 (1+3.5) + \frac{60}{2} \cdot 6.5 (1+5.4 + \frac{1}{3} \cdot 6.5) - \frac{20}{2} \cdot 2 \cdot (1+5.4+6.5+1.3)$$

$$\sim 1701 + 1670 - 284 = 3087$$

$$\Rightarrow P_H \sim \underline{515 \text{ kN/m}}$$

Horisontal likevekt

$$A + P_H = \frac{20+29}{2} \cdot 1.6 + \frac{29+111}{2} \cdot 5.4 + \frac{60}{2} \cdot 6.5 - \frac{20}{2} \cdot 2$$

$$= 39 + 378 + 195 - 20 = 592 \text{ kN/m}$$

$$A = 592 - 515 = \underline{77 \text{ kN/m}}$$

NB:

Fra forrige fase (gravetusen) vil imidlertid A ha en viss verdi og spunten ved gravenivå har en viss utbøyning og moment. Bunnplate støpes. P_H mobiliseres først når det fylles tilbake. Komplisert samvirkeproblem. P_H og A ovenfor henholdsvis for stor og for liten. Bjelkebuegning, flere faser, utføres under detaljprosjektering.

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TDH	16/1-90		

Med jordtrykk i permanenttilstanden som vist vil moment i spunt ved bunnplatenivå bli

$$M \sim \frac{60}{2} \cdot 6.5 \cdot \frac{1}{3} \cdot 6.5 \sim 423 \text{ kNm/m}$$

$$W \geq \dots = 1521 \text{ cm}^3/\text{m} \text{ (St 52.3)}$$

$$\text{Byggetilstand } W \geq 2327 \text{ cm}^3/\text{m}$$



Betydelig "reserve" i permanenttilstanden. Har dessuten ikke tatt hensyn til den stabiliserende virkning de lange enkeltmålene har. Korrosjon ansees ivarettatt.

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TOH	16/1-90		

4. FUNDAMENTERING AV KULVERTTAK

Løsning valgt i forprosjekt er basert på

- åpne, svevende stålrørspeler med ytre diameter $\phi = 100$ cm som midtfundament for kulvertplata
- spuntvegg i kombinasjon med lange enkelt-nåler (CZ-nåler) som sidefundamenter for kulverttakplata
- belastninger fra egenlast plate, bærelag (NSB-området) og trafikklast
- bæreevne av peler som angitt i forprosjektrapport av juli 1989, men med ekvivalent materialkoeffisient $\gamma_e = 1.6$ siden vi nå har trykkpeler.
- Bortsett fra i NSB-sonen antas at taket ikke påføres mykkelaster før bunnplata er etablert og overfører noe av vertikallastene.

Detaljregningene ikke vedlagt.

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8		TOH	16/1-90		

5. STABILITET; DRENERT LANGTIDSTILSTAND

Det henvises til behandlingen av dette i notat av 20. desember 1989 (Vedlegg 3 til revidert forprosjektrapport)

VEDLEGG 5

PORETRYKKSMÅLINGER

(NOTAT AV 18. OKTOBER 1989)

N O T A T

TIL: VEGLABORATORIET v/ Arne Kristoffersen og Frode Oset
FRA: INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S. v/ Torgeir Haugen
DATO: 18. oktober 1989

20540 - KULVERT, DRAMMEN. PORETRYKSMÅLINGER

Det henvises til møtet avholdt 13. september d.å. og pkt. 1.8 i møte-referatet. I det følgende er det gitt en vurdering av forhold knyttet til måling av poretrykk i det aktuelle området.

EKSISTERENDE OPPLYSNINGER

Rapport F-241C nr. 2 fra Veglaboratoriet:

s.2: "Tidligere utførte poretrykksmålinger er vist på lengdeprofil tegning F-241C-13.

Målinger av grunnvannsnivået sammen med vannstanden i Drammenselva utføres nå jevnlig i punktene pr. 1150 CL, 1153 2 mV, 1200 CL og 1210 75 mH.

Resultatene fra disse målinger vil foreligge når en har fått et tilstrekkelig antall målinger og hvor nedbør/smelting og årstids-variasjonene inngår."

s.4: "Tidligere utførte poretrykksmålinger i profil 1100 og 1170 viser en tilnærmet hydrostatisk fordeling med dybden, med et grunnvannsnivå på ca. kote +1,0. For å unngå skadelige setninger på jernbanens konstruksjoner og bebyggelse nær undergangen er der derfor nødvendig å opprettholde grunnvannstanden i tilnærmet naturlig nivå.

Dersom pågående grunnvannsmålinger viser at grunnvannstanden, i kortere perioder, ligger høyere enn kote +1,0 kan det som følge av anleggssituasjonen (oppdrift) være aktuelt å drenere ut et høyere vann-nivå enn kote 1,0 ved hjelp av drenerør som etableres inntil kulverten på jordsiden".

Jfr. Vedlegg 1.

Ifølge opplysninger fra Buskerud Vegkontor v/ avd.ing. Cato Solberg (12.10.89) foreligger det flere måleresultater som ennå ikke er opp-tegnet. Disse vil bli oversendt til oss. Vannspeilet i toppen varierer noe, men ikke så kraftig som angitt i NSB's brev av 01.09.1989. Solberg angir $\pm 0,3-0,4$ m i forhold til kote +1,0.

Dypeste poretrykksmåler angitt i Veglaboratoriets rapport er ved ca. kote -5, dvs. ca. 7-8 m dybde under terreng.

HVA BØR GJØRES VIDERE?

Når det gjelder den videre kartleggingen/ dokumentasjonen av grunnvanns- og poretrykksforhold foreslås følgende:

- 1) Målingene som ennå ikke er dokumentert, gjennomgås når de foreligger. Dette vil gi indikasjoner når det gjelder om poretrykket i dybden påvirkes av variasjoner i GV-nivå.
- 2) Målerne referert til i Veglaboratoriets rapport er ikke lenger intakte. (Bekreftet av avd.ing. Solberg 12.10.89.) Spørsmål knyttet til poretrykksoppbygging som følge av pele- og spuntramming har vært reist (NSB, brev av 01.09.1989).

Utjevningen av poretrykk etter ramming vil i noen grad påvirke framdriften av kulvertprosjektet. Pelene kan ikke belastes og utgravningen kan ikke foretas før en viss rekonsolidering/ poretrykksutjevning har foregått. For å ha kontroll med dette, bør det installeres poretrykksmålere.

- 3) Forslag til plassering av poretrykksmålere er utarbeidet. Bestemmende for dette har vært den kontroll av poretrykkene vi mener er nødvendig i en anleggsperiode. I alt foreslås 5 målepunkter som hvert består av 2 målere i forskjellige dybder, se vedlagte tegning, Vedlegg 2. Forslag til nivåer:

Målepunkt	Nr.	Nivå (kote)
1	11,12	-5, -20
2	21,22	-5, -20
3	31,32	-5, -10
4	41,42	-5, -25
5	51,52	-5, -15

Målere nr. 31, 32, 41 og 42 foreslås installert allerede nå for å supplere eksisterende data. De øvrige målerne installeres når de endelige prosjektplaner foreligger. Endelig omfang bør først da bestemmes.

Alle målepunktene vil gi opplysninger om effekten av spunt- og pele-ramming og den etterfølgende rekonsolidering. Målegruppene 1, 2 og 4 må fjernes ved graving, de øvrige vil være operative i hele byggeperioden.

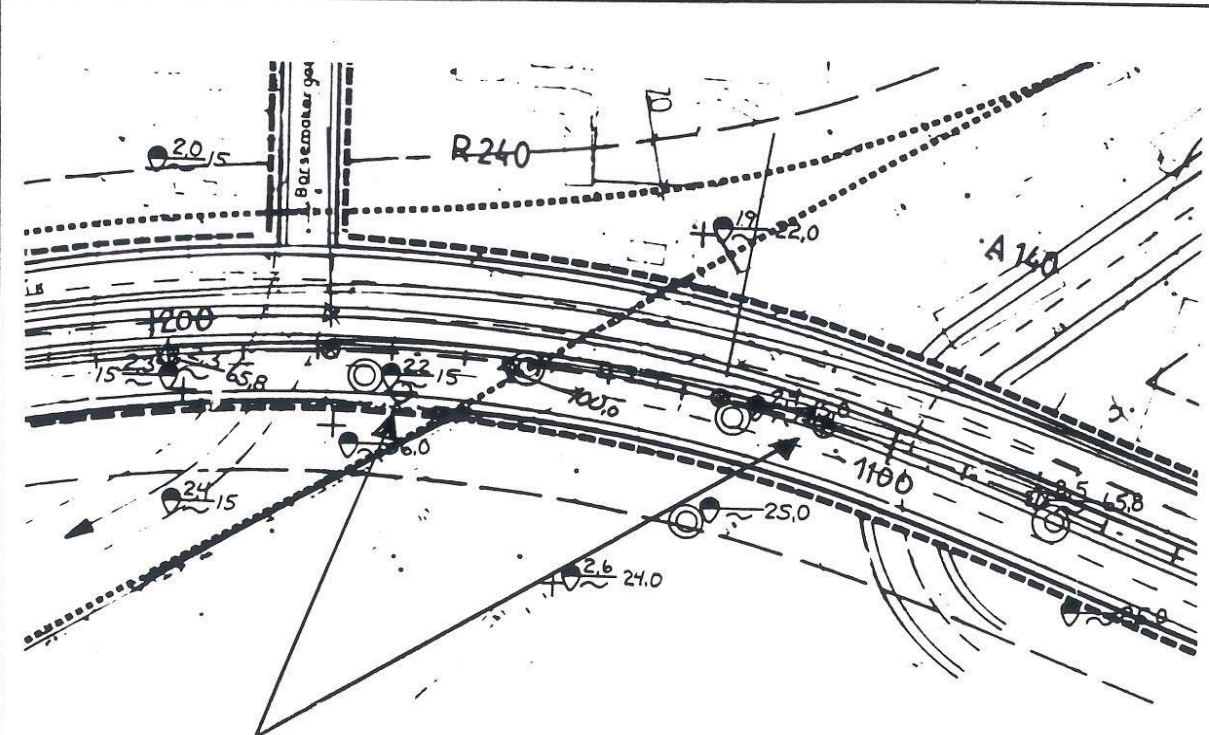
INGENIØR CHR. F. GRØNER A.S.

Torgeir Haugen
Torgeir Haugen

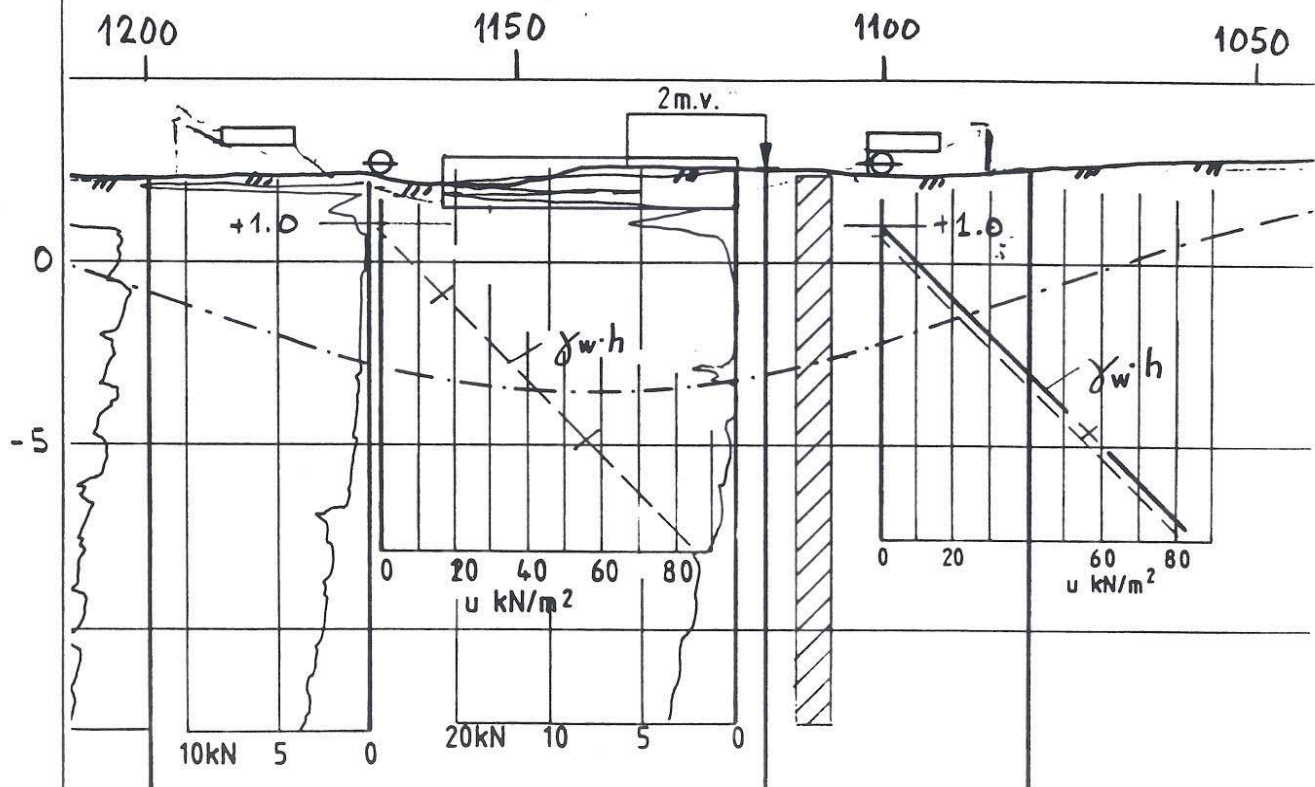
VEDLEGG

TIDLIGERE PORETRYKSMÅLINGER
(utsnitt av legn. fra Veglab.-rapport F-241C nr.2)

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20540.8	KULVERT, DRAMMEN	TDH	12/10-89		

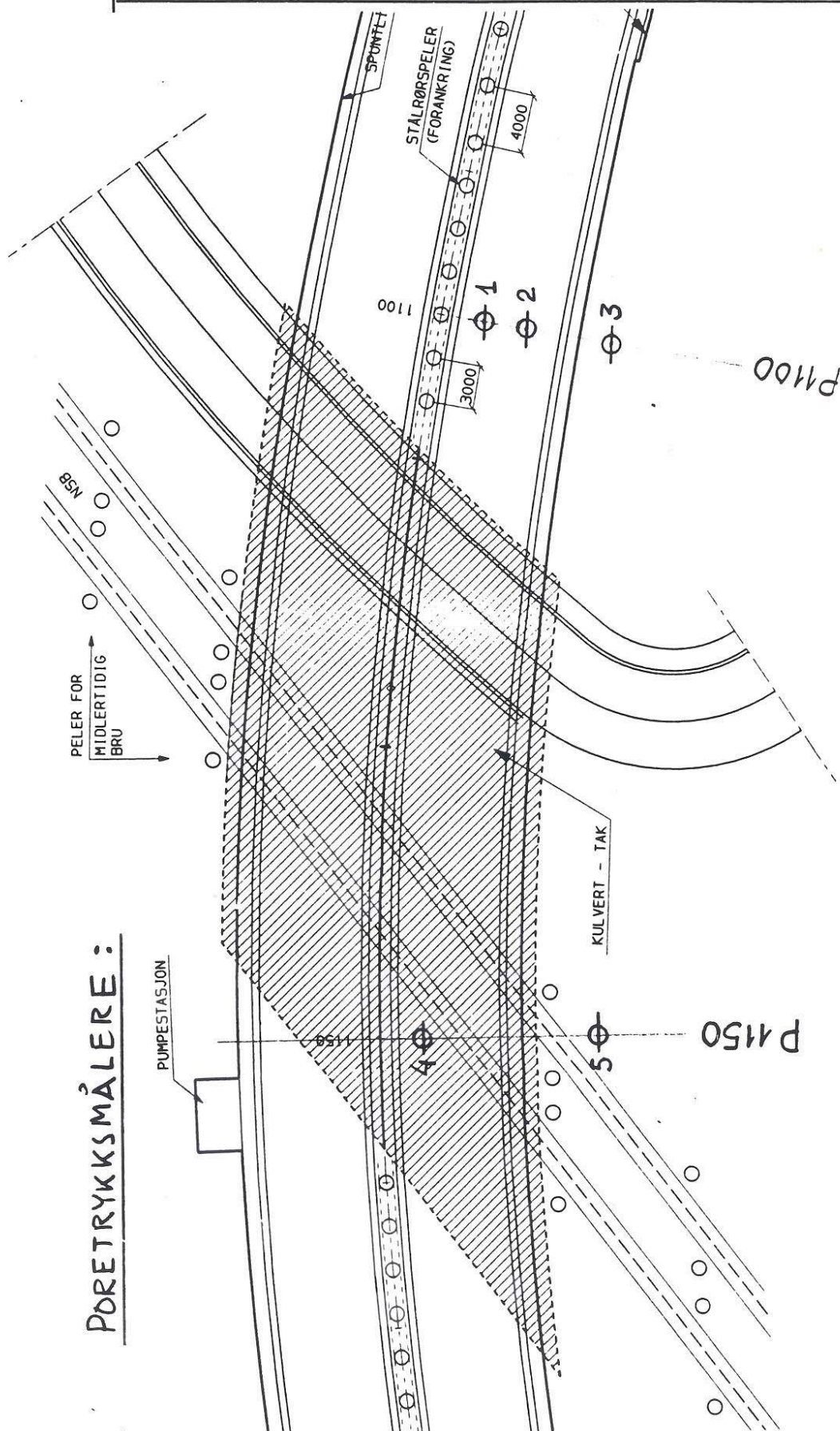


⊕ Tidligere poretrykksmålere



FORSLAG TIL PLASSERING AV NYE PORETRYKKS-
MÅLERE

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
20546.8	KULVERT, DRAMMEN	TDH	13/10-89		



PORETRYKKS MÅLERE:

- | | | | |
|------|--------|------------|---|
| Ø 1: | 11, 12 | ca. 3m fra | Ø |
| 2: | 21, 22 | " | " |
| 3: | 31, 32 | " | " |
| Ø 4: | 41, 42 | ca. 3m fra | Ø |
| 5: | 51, 52 | " | " |

KULVERT-DRAMMEN

RV. 283

V/GRONLAND

→ kontrollregning av Gröner's rapport dat. februar
1990. stabilitet / bunnoppressing / staglengde

G.S. 09.04.90

1. STABILITET I BYGGEFASEN

fra rapport:

$$\left. \begin{array}{l} z < 8.0 \text{ m} : \gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \\ z > 8.0 \text{ m} : \gamma = 19 \text{ "} \end{array} \right\} \text{ fig. 2}$$

G.V.S på ca. kl. 1.0, hydrostatisk fordeling

tegn. nr. 1:

aktiv side: $\tau_a = 0.31 p_o'$

direkte " : $\tau_d = 0.21 p_o'$

passiv " : $\tau_p = 0.27 p_o'$ (sementstabilisert!)

1.1 kontroll av beregnet sikkerhet mot bunnopppressing

NG1 pub. 16

$$F = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma D + q}$$

$$D \sim 6.5 \text{ m}$$

$$q_g = 16 \text{ kN/m}^2 \quad (q_g = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot \gamma_z = 10 \cdot 1.6 = 16)$$

$$\left. \begin{array}{l} D/B = 0.31 \\ B/L = 0.29 \end{array} \right\} N_c \sim 6.0 \text{ ok!}$$

midlere \bar{S}_u langs skjærflaten:

$$\bar{S}_u \approx \frac{\tau_a \cdot l_a + \tau_d \cdot l_d + \tau_p \cdot l_p}{l_a + l_d + l_p}$$

$$= \frac{(0.31 \cdot 122.1) 14.1 + (0.21 \cdot 183.6) \cdot \frac{\pi \cdot 28.2}{4} + (0.27 \cdot 122.1) \cdot 14.1}{2 \cdot 14.1 + \frac{\pi \cdot 28.2}{4}}$$

$$\bar{S}_u = \frac{1852.48}{50.34}$$

$$\bar{S}_u \sim 36.8$$

$$J: F = \frac{6.0 \cdot 36.8}{18.6,5 + 16} = \frac{220.8}{133.0} = 1.66$$

$$\underline{\underline{F \sim 1.65}}$$

små. Grønæs rapport ; $F = 1.68$.

Forskjellen ligger i en noe ulik beregning av \bar{S}_u , men differans ok!

1.2 kontroll av stabilitet uten å ta hensyn til horisontal
arstivning fra betongplate og spuntnåler.

$$\gamma = 18/19 \text{ kN/m}^3 \text{ som før}$$

S_u - som før (se s. 1)

$$J: \underline{\underline{F \sim 1.0}} \text{ (se utskrift s. 3)}$$

1.3 stabilitet i området hvor betongplata stiver av

antar betongplate tykkelse $t = 20 \text{ cm}$

betongplata's trykkestyrke:

$$C35 - f_c = 16 \text{ N/mm}^2 = 16 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$N_d \approx f_c A_c$$

$$= 16 \cdot 10^3 \cdot 0.2 \text{ kN}$$

G.S. 09.04.90

lam.nr.	tanAlfa	cosAlfa	Vekt W	lengde	Su	drivende	stabili.
1	3.271	0.292	625.50	15.39	18.0	2045.91	947.57
2	1.072	0.682	918.00	6.60	31.0	984.43	299.92
3	0.554	0.875	1625.00	7.43	43.0	900.75	365.38
4	0.141	0.990	1755.00	6.56	33.0	246.65	218.74
5	-0.123	0.993	900.00	5.04	33.0	-110.51	167.49
6	-0.510	0.891	1005.00	7.52	39.0	-512.07	329.14
7	-1.150	0.656	420.00	9.15	28.0	-483.15	390.32

Sum stabiliserende krefter: 2718.55

Sum drivende krefter : 3072.01

Horisontalkraft Q : 0.00

sikkerhet $F_0 = 0.88$

vil du korrigere for skjerkreftene mellom lamellene ? (y/n): y

angi pilhøydeforholdet D/L : 0.3

korrigert sikkerhet: $F = 1.00$

ønsker du å beregne flere glidesirkler ? (y/n) :

Stabilitetsberegning for aktuell glideridul (STAB V.1.0)
 Ikke tatt hensyn til stabiliserende virkning fra spennet!

$$\underline{\underline{F=1.0}}$$

Hor. likevekt NGI pub 16 (endret.)

$$N_d \sim 3200 \text{ kN}$$

Nødvendig hor.kraft E_b for å gi sikkerhet $f_m = 1.5$:

NG1 pub. 16

$$f_m = \frac{Q_s}{Q_d + (E_a - E_b)} = \frac{2718.5}{3072 - E_b} \geq 1.5$$

$$E_b \geq 3072 - \frac{2718.5}{1.5}$$

$$\underline{E_b \geq 1260 \text{ kN}}$$

$\therefore E_b = 1260 < N_d = 3200 \text{ kN}$, dvs

Stabilitet for område med betongplate ok!

1.4 Stabilitet i område med horisontale stag og spunt-
nåler:

Nødvendig staglengde L_n :

NG1 pub. 16

$$\left. \begin{array}{l} \varphi = 29^\circ \\ a = 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ vedlegg 2}$$

$$\tan \varphi_r = \frac{\tan \varphi}{f_m} = \frac{0.55}{1.5} = 0.37$$

$$D_A/L = \frac{2.2}{14} = 0.16$$

S.67 pub. 16

$$\left. \begin{array}{l} \tan \varphi_r = 0.37 \\ D_A/L = 0.16 \end{array} \right\} L_n/L \sim 1.05$$

$$\therefore L_n = 1.05 \cdot L = 1.05 \cdot 14 \text{ m} = 14.7 \text{ m}$$

$$\underline{L_n \sim 15 \text{ m}}$$

frå Grönars rapport: $L_n \sim 9.5 \text{ m.}$, dvs. forankringen av staget er for kort! Fundament plata for forankringen ligger dessuten i aktiv sone for akt. glidecirkel, og kan derfor ikke regnes stabiliserende for stabilitetsberegningen.

\therefore Spuntvælene alone må ta horisontal kraft 1260 kN alone for å oppnå $f_{an} = 1.5$!

Spuntvælenes hor. kapasitet:

Petereil. 7.7.2

$$P_r = N_r \cdot \bar{S}_u \cdot d$$

$$\text{anslag: } N_r \sim 7.5$$

$$\bar{S}_u \sim 45 \text{ kN/m}^2$$

$$d \sim 0.2 \text{ m}$$

$$P_r = 7.5 \cdot 45 \cdot 0.2 = 67.5 \text{ kN/m}$$

$$P_r \sim 65 \text{ kN/m}$$

$$Q_{hk} = \sqrt{2 P_r (M_k - M_0)}$$

$$M_0 \sim 0$$

$$= \sqrt{2 P_r M_k}$$

motstandsmoment spunt

$$W \sim 1700 \text{ cm}^3/\text{m} \quad (\text{antagelse})$$

$$\therefore M_k = W \cdot f_d$$

$$M_k = 1700 \cdot 10^3 \cdot 160 \text{ Nmm/m}$$

$$M_k \sim 270 \text{ kNm/m}$$

$$\therefore Q_{hk} = \sqrt{2 \cdot 65 \cdot 270} = 188 \text{ kN/m}$$

$$\text{antag } \gamma_e = 1.3$$

$$Q_{hd} = \frac{Q_{hk}}{\gamma_e} = \frac{188}{1.3} = 145 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\underline{Q_{hd} \sim 145 \text{ kN/m}}}$$

Spuntpløenes hor. kraft kapasitet er (tilnærmet
overslag) $Q_{hd} = 145 \text{ kN/m} \ll Q_{h \text{ nødv.}} = 1260 \text{ kN/m}$
 dvs. stabilitet ikke ok.

tilnærmet γ_m :

$$\gamma_m = \frac{2718.55}{3072 - 145} \cdot \frac{1}{0.8}$$

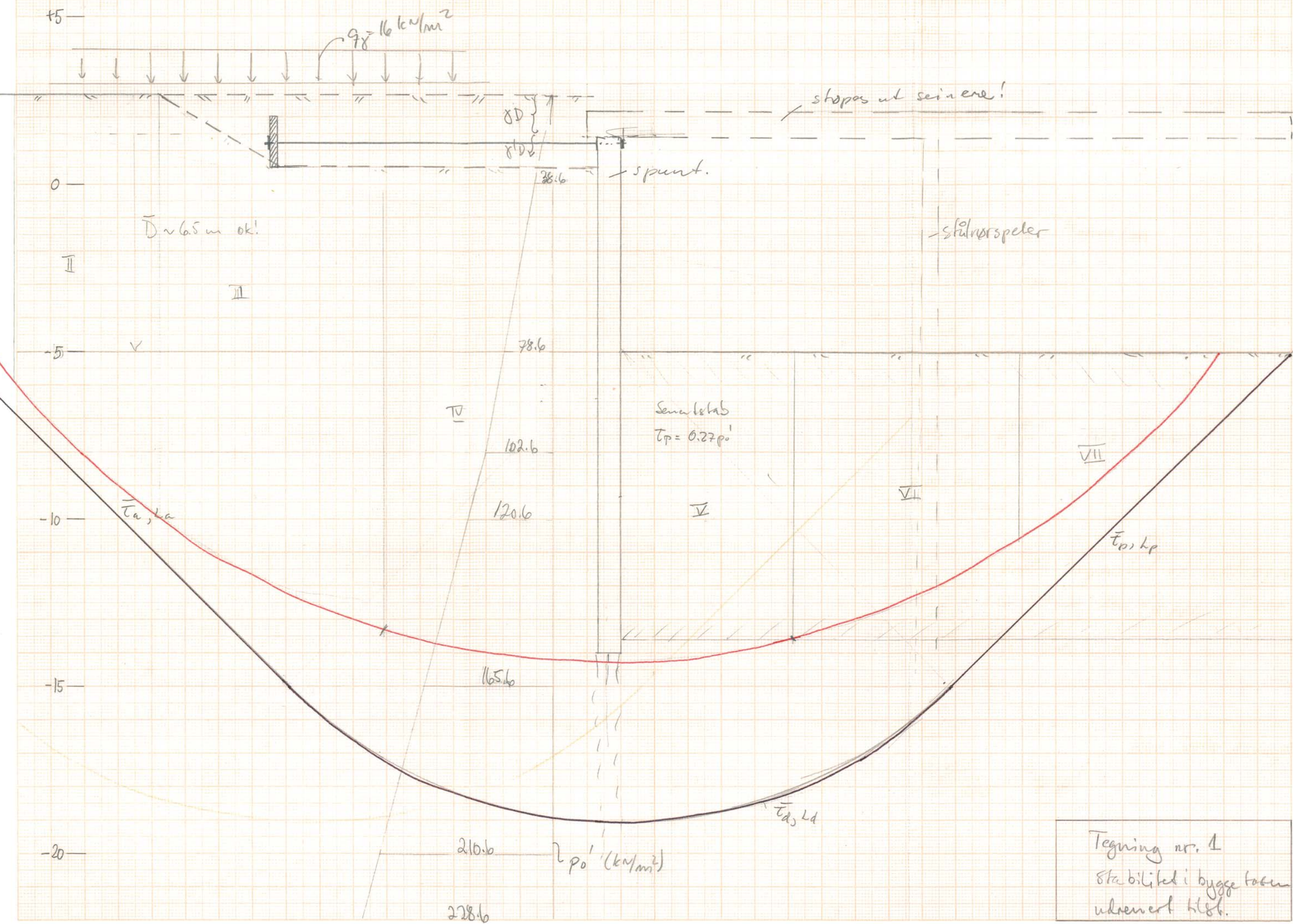
korr. faktor pilt høyde

$$\underline{\underline{\gamma_m \sim 1.15}}$$

STAB-hjæring:

$M=7$

lam nr.	vekt (+g)	Δx	α (i grader)	$\bar{\Sigma} u$
1	139	4.5	73	18
2	204	4.5	47	31
3	250	6.5	29	43
4	270	6.5	8	33
5	180	5.0	-7	33
6	150	6.7	-27	39
7	70	6.0	-40	28



Tegning nr. 1
Stabilitet i byggefasen
uden vent. hst.