Laboratorieserien

Rapport nr. 60

Rv 80 Halsnesodden - Tørresvika.

Erfaringsrapport

April 1994

Statens vegvesen
Veglaboratoriet og Nordland

Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Laboratorieserien, rapport nr. 60

Rv 80 Halsnesodden - Tørresvika. Erfaringsrapport

Sammendrag

Laboratoriet ved Nordland vegkontor har utført grunnundersøkelser og forestått geoteknisk kontroll i anleggsfasen for en omlegging av en skarp og ulykkesbelastet kurve på Rv80 ved Halsnesodden i Fauske kommune.

Det er utført omfattende grunnundersøkelser for dette prosjektet. Konklusjonene herfra var at grunnforholdene i store deler av området var meget vanskelige med løsmasser i stor grad bestående av kvikkleire. Den planlagte fyllingen måtte derfor bygges opp som lett fylling av lettklinker og med bruk av jordarmering.

Det ble også krevd en nøye geoteknisk oppfølging av disse arbeidene, blandt annet ved hjelp av poretrykkskontroll. Anleggskontrollen avdekket lokale tildels høye poreovertrykk på en mindre del av strekningen. Ny prosjektering av denne delen medførte grunnforsterkning ved hjelp av kalkpeler.

Arbeidene med utlegging av fyllingene ble utført i perioden juni - november 1993. Endel arbeider, blandt annet utlegging av den resterende del av bærelag og dekke, skal utføres våren 1994.

Rapporten oppsummerer hovedtrekkene i undersøkelser og vurderinger fra ulike involverte parter, både før og under anleggsarbeidene, samt gir en beskrivelse av geoteknisk oppfølging, resultater og de erfaringer en har fått underveis.

Emneord: *Leire, poretrykk, lettklinker, jordarmering, kalkpeling*

Seksjon: *Geoteknisk*
Saksbehandler: *A. Sleipnes, Statens vegvesen Nordland, B.K. Dolva, Veglab.* */TRA*
Dato: *April 1994*

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Veglaboratoriet og Nordland
Rapporten kan fås ved henvendelse til Veglaboratoriet, Arkivet:
Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo. Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

Innhold

Erfaringsrapport

1. Innledning
2. Geotekniske undersøkelser/rapporter
3. Mark og laboratorieundersøkelser
4. Grunnforhold
5. Valgt løsning
6. Kontrollplan
7. Oppfølging av anleggsarbeidene
8. Konklusjoner/erfaringer

Vedlegg

Bilag 1A:	Tegningsforklaring
Bilag 23:	Bilder, utlegging av lettklinkerfylling.
Bilag 24:	Bilder, utlegging av lettklinkerfylling.
Bilag 25:	Bilder, sying av armeringsduk.
Bilag 26:	Bilder, kalkpeling.
Bilag 27:	Bilder, kalkpeling.
Bilag 28:	Bilder, fylling satt under trafikk november 1993.

Tegn. W890A	-57:	Oversiktskart, profil 610 - 930.
	-58:	Oversiktskart, profil 930 - 1630.
	-61:	Tverrprofil 900, 930, 960.
	-64:	Tverrprofil 1000.
	-74:	Tverrprofil 1040, 1080, 1120, 1160.
	-102:	Prinsipptegning, kalkpelribber
	-103:	Oversiktstegning, kalkpelribber

1. INNLEDNING

Etter oppdrag fra plan- og anleggsavdelingene har laboratoriet ved Nordland vegkontor utført grunnundersøkelser og forestått geoteknisk kontroll i anleggsfasen for en omlegging av en skarp og ulykkesbelastet kurve på Rv80 ved Halsnesodden i Fauske kommune.

Traséen ligger på fylling i områdene profil 600 til 1200 og profil 1420 til 1500. Mellom disse to områdene er det sprengt ut en betydelig fjellskjæring.

Det er utført meget omfattende grunnundersøkelser i flere faser for dette prosjektet. Konklusjonen var at grunnforholdene i store deler av dette området var meget vanskelige, med løsmasser i stor grad bestående av bløt kvikkleire. Den planlagte fyllingen kunne legges ut om den ble bygd opp som lett fylling av lettklinker kombinert med jord-armering. Det ble også krevd en nøye geoteknisk oppfølging av disse arbeidene blant annet med poretrykkskontroll. Oppfølgingen avslørte lokalt høye poreovertrykk i grunnen, og deler av strekningen måtte grunnforsterkes ved bruk av kalkpeler før fyllingen kunne etableres som planlagt.

Arbeidene med utsprengning av fjellskjæringen samt kalkpeling og utlegging av fyllingene er utført i perioden mai - november 1993. Endel arbeider, blant annet utlegging av den resterende del av bærelag og dekke, skal utføres først til våren 1994.

Prosjektet omfatter mange geotekniske utfordringer, herunder svært dårlige grunnforhold med store lokale variasjoner, og det er benyttet flere spesielle løsninger. Til tross for svært omfattende grunnundersøkelser har en fått overraskelser underveis. Flere geotekniske institusjoner og firmaer har vært involvert og avgitt vurderinger i de forskjellige fasene av prosjektet.

Rapporten forsøker å gi et bilde av prosjektets ulike faser og de erfaringer en har fått underveis. Arbeidet er svært godt dokumentert og spesielt interesserte vil kunne benytte henvisningene gitt i kap.2 for ytterligere detaljer.

2. GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER/RAPPORTER

Det er på et tidligere tidspunkt utført grunnundersøkelser for en da aktuell omlegging av Rv. 80 forbi dette området. Disse undersøkelsene er framlagt i geoteknisk rapport **W77A av 16. mars 1971 fra Veglaboratoriet.** Undersøkelsene viste at grunnforholdene var meget vanskelige med undergrunn delvis bestående av kvikkleire. Den planlagte linjen, som lå noe utenfor den nå aktuelle, ble på grunn av de dårlige grunnforholdene ikke anbefalt bygd. De tidligere undersøkelsene er, i den grad de ligger innenfor aktuelt område, i sin helhet tatt med i de senere rapportene og de tilhørende vurderingene.

Den nåværende linjen ble først geoteknisk vurdert i vår rapport **W890A, nr. 1 av 25. oktober 1990** samt i rapportene **0.8605, nr. 1 av 20. november 1991 og nr. 2 av 4. mars 1992 fra Sivilingeniør Ottar Kummeneje A/S i Trondheim.**

Vår rapport **W890A, nr. 2 av 27 august 1992** sammenfatter resultatene og konklusjonene fra alle disse tidligere rapportene. I tillegg er det også utført egne vurderinger av den planlagte bredde-utvidelsen i området profil 610 til 930 og for området profil 1540 til 1690 hvor det tidligere ikke var opptatt tilstrekkelig terrengdata. Det er også utført supplerende vurderinger for enkelte detaljer innenfor de tidligere vurderte områdene, som naustområdet ved profil 1240 og avkjørselen i profil 1040.

En av grunneierne i området, Stein B. Thuv, har fått **NGI (Norges Geotekniske Institutt)** til å vurdere våre undersøkelser/rapporter. Disse vurderingen er framlagt i **brev (ref. 930006) av henholdsvis 9. februar og 2. april 1993** og de anbefalte ikke den planlagte utfyllingen på grunn av faren for utglidning av lange snitt (områdestabiliteten).

Etter at disse brevene fra NGI forelå, har vi oversendt alt foreliggende materiale til **SINTEF Geoteknikk v/ professor Nilmar Janbu** for gjennomgang og kontroll. Hans vurderingen er framlagt i rapport nr. **STF69 F93008 av april 1993** og støtter fullt og helt vår vurdering av at denne utfyllingen kunne utføres med de planlagte tiltak og oppfølging.

Våre vurderinger samt vurderingen fra alle involverte geotekniske miljø, vil bli nærmere beskrevet senere i rapporten.

Det ble derfor bestemt at vi skulle fortsette med prosjektet som planlagt, og før oppstart av anlegget ble det utarbeidet en egen geoteknisk kontrollplan. Denne foreligger i vår rapport **W890A, nr. 3 av 16. mars 1993.**

Prosjektet er oppsummert og dokumentert i geoteknisk erfaringsrapport **W890a, nr.4 av 7. januar 1994.**

3. MARK- OG LABORATORIEUNDERSØKELSER

Tabell 1 gir en samlet oversikt over alle utførte feltundersøkelser i de forskjellige undersøkelsesfasene.

Tabell 1: Oversikt over feltundersøkelser.

Type undersøkelser	Fase 1 1971	Fase 2 1990/91	Fase 3 1992	Fase 4 1993	Sum
Dreie-sondering	31				31
Dreietrykk-sondering		8	36	24	68
Fjellkontroll-boring		9			9
CPT-boring				3	3
Vingeboring	6	5	1	5	17
54 mm prøveserie	2	5	2	1	10
30 mm prøveserie			2	1	3
Poretrykks-måling		3	2	20	25

Lokalisering av undersøkelsene fra den første fasen i 1971 er det er noe unøyaktig da undersøkelsene ikke er innmålt/ koordinatfestet , og ble derfor opptegnet kun på grunnlag av flyfoto.

Sjøbunnen utenfor dette området er loddet opp i 4 profil inntil 100 meter ut fra strandkanten. I tillegg har også planavdelingen i flere omganger foretatt opploddinger av sjøbunnen for deler av dette området.

For oppfølging av poretrykksutviklingen i anleggsfasen er det satt ned ialt 25 poretrykksmålere. Disse er, sammen med de tidligere nedsatte målere, avlest ca. 2000 ganger i dette tidsrommet. Målingene er utført i tilsammen 31 forskjellige punkt/nivå.

I forbindelse med anleggsstart, ble det utført supplerende undersøkelser området profil 950 til 1180. For ytterligere kartlegging av grunnforholdene inntil husene i området, ble det utført 7 dreietrykksonderinger, 5 vingeboringer og tatt opp 1 representativ prøveserie. I selve vegtraséen er det også utført en supplerende undersøkelse bestående av 14 dreietrykksondering, 3 CPT-boringer og opptak av 1 uforstyrret prøveserie. Antallet er

innarbeidet i tabell 1/fase 4.

Laboratorieundersøkelsene er utført ved Fylkeslaboratoriet i Bodø , Veglaboratoriet i Oslo og hos Kummeneje i Trondheim.

Plasseringen av alle tidligere og nye borpunkt er inntegnet på oversiktskartene i tegn -57 og -58.

4. GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene er i hovedtrekk oppsummert her. Fullstendig dokumentasjon og beskrivelse er å finne i geoteknisk erfaringsrapport **W890a, nr.4 av 7. januar 1994.**

4.1 Terreng

Området fra profil **610 til 1260** er en bred vik med eksisterende Rv80 noe innenfor strandkanten og flere bolighus og driftsbygninger like på oversiden av veien. Jernbanen ligger på en høy fylling i bakkant av husene. Deler av jernbanefyllingen synes å være fundamentert på fjell. Sjøbunnen har en liten og jevn helning ut fra strandlinjen, uten noen markert marbakkant. 100 meter ut fra standlinjen er det registret sjødybder på mellom kote -6 til -7. Helningene utenfor strandkanten varierer mellom 1:12 til 1:19 med 1:15 som middel.

Området på land fra profil **1400 til 1690** er betydelig mer kupert og sidebratt. Flere steder innenfor dette området kan bart fjell registreres. Sjøbunnen har her en betydelig større helning ut fra standlinjen, men den synes å flate ut på ca. kote -8 omkring 50 til 60 meter ut fra strandlinjen.

4.2 Løsmasser

Topplag
Under et overflatelag av vekslende masser av noe fastere siltig leire, sandig silt og sand med varierende mektighet, består undergrunnen av meget bløt leire med registrert skjærstyrke helt ned mot 5 - 10 kPa i store deler av dette området.

Mektigheten av det fastere topplaget varierer mellom 1 og 4 meter. Minste mektighet er registrert i området omkring profil 800, mens det i store deler av resten av området har en gjennomgående mektighet på 2 til 3 meter.

Kvikkleire
Fra profil 610 og fram mot profil 1160 er leira KVIKK i 4 til 6 meters mektighet under det fastere overflatelaget.

Flere av vingeboringene gir skjærstyrke på ned mot 5 kPa, mens de tilsvarende

laboatorieforsøkene (konus og enaksialt trykkforsøk) gir minimum skjærstyrke på i størrelsesorden 10 kPa.

I rapporten fra SINTEF har Janbu diskutert dette og har ut fra vurderinger av resultater fra dreietrykksondering, vingeboringer, ødometer- og traksialforsøk kommet fram til at s_u= 10 kPa kan ansees som en rimelig minsteverdi for udrenert skjærstyrke av både kvikkleira og den bløte sensitive leira.

Siltig leire
Under kvikkleira er leire med varierende beskaffenhet fra bløt til middels fast siltig leire, oftest med s_u = 15 - 20 kPa. Det kan finnes bløtere lommer innenfor dette laget.

Fastere/grovere masser
Under leirmassene er det registrert fastere og grovere masser. Særlig i området omkring profil 1000 til 1090 synes det som om disse massene består av svært lagdelte masser av silt/leire og vannførende sand-/gruslag. Ved punktering av slike lag med boringer har det flere steder strømmet opp vann fra borhullene over lengere tid.

Tabell 2 oppsummerer resultatene fra treaksialforsøk utført på materiale fra dette området.

Tabell 2 : Data og resultater fra treaksialforsøk

Profil	Dybde -m-	Forsøks-type	TOLKING AV RESULTATER			Merknad
			a -kPa-	ϕ	D	
P1050,5 mH	2,1	CIUA1	2	30	+0,1	Utført av Veglab.
P1050,5 mH	4,2	CIUA1	22	32	0	Utført av Veglab. - 5 % kalk
P1050, 5 mH	6,3	CIUA1	5	30	-0,7	Utført av Veglab.
P1120 CL	3,3	CIU	5	26,6	-0,25 til -0,5	Utført av Kummeneje
P1120 CL	4,3	CAU	10	26,6	-0,5 til -0,75	Utført av Kummeneje
P1120 CL	6,3	CIU	10	26,6	-0,15 til -0,35	Utført av Kummeneje
P1160 CL	5,2	CIUA1	5	27	-0,3	Utført av Veglab.

Treaksialforsøket fra profil 1050, 5 mH i dybde 4,2 er utført på leira iblandet med 5 % kalk etter en herdigstid på ca. 40 døgn.

Tabell 3 oppsummerer ødometerforsøkene som er utført i dette området.

Tabell 3 : Data og resultater fra ødometerforsøk.

Profil	Dybde -m-	Forsøks-type	TOLKING AV RESULTATER (for de aktuelle spenningsnivå) m	Cv -m²/år-	Merknad
P1120 CL	2,6		16	3 - 4	Utført av Kummeneje
P1120 CL	6,2		23	3 - 4	Utført av Kummeneje
P1160 CL	4,4	CRS	20	13	Utført ved Veglab.
P1160 CL	6,1	CRS	20	11	Utført ved Veglab.

Videre østover fra profil 1160 og mot fjellskjæringen ved profil 1260 blir grunnforholdene gradvis bedre, og det er ikke registeret kvikkleire i dette området.

Det er også leire i området på østsiden av fjellskjæringen, profil 1400 til 1690. Leira er også her tildels bløt, men det er ikke registrert kvikkleire i dette området.

Løsmassemektighetene varierer en god del i området på vestsiden av fjellskjæringen. Størst mektighet på 28.5 meter er registrert i profil 1000.

Øst for fjellskjæringen, fra profil 1410, er det registrert løsmassemektigheter på 2.1 til 6.6 meter. Fjellkontrollboringene i dette området viser at det er tynne lag av løse masser, sannsynligvis leire, under fyllingen i store deler av området.

4.3 Fjell

Antatt fjell er registrert ved de fleste av dreie- og dreietrykksonderingene i hele dette området. De angitte dybdene til fjell må derfor kun sees på som orienterende.

I området fra profil 1410 er det ved fjellkontrollboringene registrert fjell i dybder på 2.1 til 6.6 meter under terrenget. Det erboret 1.2 til 3.1 meter ned i fjellet ved alle fjellkontrollboringer.

4.4 Grunnvannsforholdene

I den første undersøkelsesfasen 90/91 ble det kun satt ned 3 poretrykksmålere, og disse ble avlest kun et fåtall ganger i denne perioden.

Tabell 4 gir en oversikt over poretrykksforholdene og omfang av målere i bruk før oppstart av anlegget, og supplerende målere installert etter igangsettelse av anlegget.

Tabell 4: Poretrykksforhold i Tørresvika sommeren 1993.

PROFIL	DYBDE -m-	DATO	PORETRYKK -kPa-	MERKNAD
P680, 5 mH	3,0	7.6.93	31,4	
	6,0	7.6.93	70,0	
P680, 25 mH	6,0	29.6.93	69,7	
P780, 5 mH	3,0	7.6.93	36,9	
	6,0	7.6.93	79,7	
P830, 5 mH	3,0	7.6.93	22,2	
	6,0	7.6.93	64,6	
P900, 5 mH	3,0	7.6.93	32,2	
	6,0	7.6.93	68,0	
P900, 30 mH	6,0	25.6.93	71,2	
P980, 5 mH	3.0	7.6.93	33,4	
	6.0	7.6.93	69,8	
P1000, 5 mH	6,0	6.7.93	80,5	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1020, 5 mH	6.0	6.7.93	76,9	Måler nedsatt først etter anleggsstart
	12.0	14.7.93	144,9	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1040, 10 mV	6.0	7.7.93	72,6	Måler nedsatt først etter anleggsstart
	12.0	15.7.93	133,3	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1050, 5 mH	3.0	7.6.93	49,2	
	6.0	7.6.93	81,1	
	11,4	13.7.93	137,0	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1050, 30 mH	6,0	25.6.93	85,1	
P1070 CL	6.0	7.7.93	78,0	Måler nedsatt først etter anleggsstart
	12,0	13.7.93	142,9	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1090 CL	6,0	6.7.93	67,5	Måler nedsatt først etter anleggsstart
P1120 CL	2,5	9.6.93	18,7	Måler nedsatt i.f.m. grunnundersøkelser
	6,0	9.6.93	66,0	Måler nedsatt i.f.m. grunnundersøkelser
P1125, 30 mH	6,0	25.6.93	77,0	
P1160 CL	4,0	7.6.93	32,2	
	8,5	9.6.93	99,5	Måler nedsatt i.f.m. grunnundersøkelser
P1180, 35 mH	6,0	25.6.93	64,5	
P1560, 6 mH	5,0	9.6.93	54,6	

I profil 1120 CL ble grunnvannstanden 18.10.91 registrert til 0.3 meter under terreng, og poretrykket økte mere i dybden enn en hydrostatisk fordeling skulle tilsi. I 6 meters dybde er det således målt ca.70 kN/m².

5.09.90 ble det i profil 1160 CL registrert et poretrykk på 94 kN/m² i dybde 9.0 meter. Målingene indikerte et poretrykk noe større enn et antatt hydrostatisk fordelt poretrykk med utgangspunkt i en grunnvannstand ca. 0.5 meter under terreng. Måleren sluttet å fungere rett etter den tid, og ny måler ble plassert i 8,5 meters dybde. I perioden før oppstart av anlegget ble det 19.3.92 registrert et maksimalt poretrykk på 107 kPa i dette nivået.

Det var registrert at poretrykket varierte forholdsvis lite med flo og fjære i sjøen utenfor. I profil 1160 var det registrert tildels betydelige variasjoner i poretrykket med årstiden og nedbørsforhold i perioden. Dette ble klarlagt like før anleggsstart.

I samlerapporten utgitt før anleggstart beskrev vi nedsetting av en rekke poretrykksmålere for å kunne følge opp poretrykksutviklingen i anleggsperioden.

Vi vil komme tilbake til den videre poretrykksutviklingen etter oppstart av anlegget senere i rapporten. Dette gjelder både variasjonene på grunn av oppfyllingen, men også de tildels store naturlige variasjonene som er registrert.

5. VALGT LØSNING

5.1 Stabilitetsforhold

Største fyllingshøyde på vest- og østsiden av fjellskjæringen er henholdsvis ca. 2.5 meter i profil 1160 og 3.2 meter i profil 1550. I første omgang vurderte vi lokalstabiliteten ved den planlagte oppfyllingen. Vi anså ut fra terreng- og grunnforholdene denne som kritisk, og at området ville være stabilt om dette ble holdt under kontroll.

Disse vurderingene er utført både av vegvesenet (lokalt i fylket og ved Veglaboratoriet) og Kummenje og er sammenfattet i rapport W890, nr. 2.

På et senere tidspunkt har både vegvesenet, NGI og SINTEF vurdert områdestabiliteten, spesielt i området mellom profil 1000 til 1200.

5.2 Lokalstabilitet

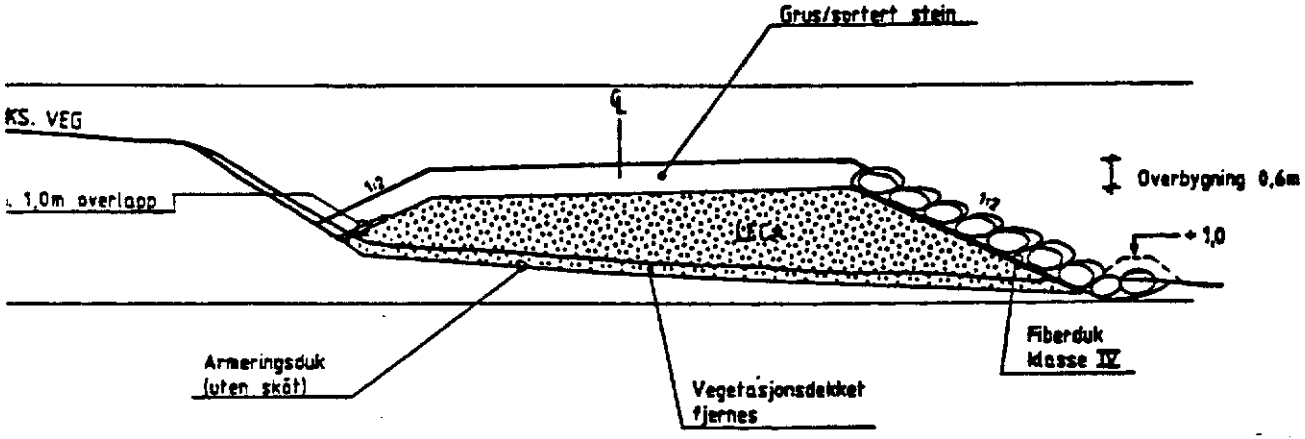
De utførte stabilitetsberegningene på korte glidesnitt viste alle at stabiliteten av prosjektert fylling var svært anstrengt, og at det var nødvendig med stabilitetsforbedrende tiltak for store deler av dette området. Herunder lastreduksjon i form av bruk av lette masser i fyllingen.

For å oppnå tilfredstillende stabilitetsforhold ble fyllingene i stor grad valgt oppbygd av lette masser (lettklinker).

I stabilitetsberegningene ble det benyttet en dimensjonerende tyngdetetthet i fylling på γ_d = 6 kN/m³. Ved levering ble kravet til ukomprimert, tørr densitet satt til 4 kN/m³ (400 kg/m³) og det ble valgt benyttet usorterte lettklinker (Leca), fraksjon 0-32. Nødvendige mengder lettklinker ble anslått til 5100 tfm³ for hele parsellen , og ved bestilling ble det innkjøp 6000 tfm³.

Fyllingene ble lagt ut direkte på eksisterende terreng etter at kun vegitasjons-dekket/matjordlaget var fjernet fra traubunnen.

Lettklinker-fyllingen (Se figur 1) omsluttes av en armeringsduk som er innspent i eksisterende fylling der dette var mulig. I innspenningsomr ådet ble det lagt ut et ca 10 cm tykt gruslag på den nedre duken før den øvre duken ble lagt ut. Armeringduken virker både som en separasjon av lettklinker fra den omliggende undergrunnen og overbygningsmassene, samtidig som den også tar opp horisontale krefter og av den grunn har en stabiliserende effekt.



Figur 1: Prinsippskisse av lettklinkerfylling

Kravet til karakteristisk materialstyrke for armeringsduken var at den skulle være ens i begge retninger, og større eller lik 30 kN/m ved 6 % tøyning. Armeringsduken, Televev 80/80, ble utlagt på tvers, uten skjøt i tverrprofilet og med sammensydde skjøter i lengde-profilet. Krav til skjøtene var at strekkstyrken skulle være minst 2/3 av tilsvarende styrke i duken. Videre var det også satt krav til separasjonsegenskapene til armeringsduken ved tøyning da dette er av stor betydning for at løsningen skal virke som forutsatt.

Over laget av lettklinker ble det lagt ut en overbygning og skråningsdekning. Begge med tykkelse 60 cm og det ble benyttet sideskråninger med helning 1:2.

Forsterkningslaget ble oppbygd av grusmasser med et finstoffinnhold opp mot grensen for det tillatte.

I området profil 1520 til 1640 var det kun nødvendig med armeringsduk sammen med

steinmasser til oppfyllingen i tillegg til at fyllingen måtte legges ut lagvis i 3 lag. Lag 1 og 2 var planlagt utlagt til henholdsvis 2 og 1 meter under topp fylling.

Oppfyllingstakten i dette området ble regulert ved hjelp av oppfølging av poretrykket.

Nødvendige mengder armeringsduk var beregnet til 14700 m^2 armeringsduk for hele parsellen (uten overlapp/avskjær ol.).

I områdene profil 660 til 950, profil 1000 til 1050, profil 1170 til 1200 samt profil 1520 til 1640 er armeringsduken ført inn i eksisterende vegfylling. Dette er nødvendig av stabilitetshensyn samtidig som det også vil utjevne setningsforskjeller og redusere oppsprekkingen mellom ny og gammel fylling.

For graveskråningene opp mot eksisterende veg ble det benyttet skråningshelninger på 1:1.5 og det ble påpekt at det ikke på noen steder skulle graves dypere og med brattere graveskråninger enn det som er angitt.

Deler av avkjørselen i profil 1040 ligger på oversiden av eksisterende vegareal. I dette området er det ikke trauet dypere enn til 1 meter under ferdig veg og i traubunnen er det lagt ut armeringsduk/fiberduk.

Det nye vegfundamentet med armeringsduk og lettklinker vil være frostfritt fundamentert. Deler av den eksisterende vegfylling er utsatt for telehiv og i disse områdene vil det bli utlagt frostisolering i løpet av våren 1994.

Over isolasjonen er det i tillegg til bærelag og dekke nødvendig med et forsterkningslag av grus med et finstoffinnhold opp grensen for det tillatte. Samlet tykkelse av overbygningen skal være 50 cm.

Ved svært høye vannstander i sjøen utenfor ville en kunne få problemer med oppdrift av lettklinker i anleggsperioden. Av den grunn kunne det i området profil 1090 til 1190 legges opp en jordvoll til kote +1.0 som hindrer sjøvannet under normale forhold å strømme inn i byggegropa. Et mindre uhell ble registrert i anleggsperioden ved at lettklinker ble dradd ut av fyllingen ved høyvann. Årsak var manglende sikring med jordvoll og innspenning av armeringsduk.

Det ble ikke tillatt bruk av vibrovals til komprimeringsarbeidene utenom i selve fjellskjæringen.

Alle overskuddsmasser ved uttrauing /terrengrensk ble umiddelbart fjernet fra området.

Erosjonssikring mot sjøen ble planlagt benyttet opp til kote +3.0 i områdene profil 1080 til 1200, profil 1450 til 1480 og profil 1520 til 1690. Som sikring ble det benyttes stein med en midlere steindiameter på ca. 70 cm (steinstørrelse min. 0.5 m^3). I området profil 1080 til 1200 ble det lagt en fiberduk, klasse IV mellom erosjonssikringen og armeringsduken som en ekstra sikkerhet mot utvasking av lettklinkerne. Samlet tykkelse av erosjonssikringen var 1 meter i dette området.

Stikkrennene ble lagt på et 30 til 40 cm tykt fundament av pukk. Under fundamentet ble det lagt ut en kontinuerlig armeringsduk av samme type som ellers benyttet.

I kontrollplanen ble det forøvrig påpekt at det var at største viktighet av det ikke ble gravd dypere enn planlagt ved utskiftingen av stikkrennene, og at arbeidene ble utført fortløpende uten lengre stopp.

5.3 Områdestabilitet

På strekningen profil 660 til 1000 ble stabilitetsforholdene for lange glidesnitt vurdert å være fullt ut tilfredstillende på grunn av minimale terrenginngrep og lastendringer.

På større deler av strekningen fra profil 1000 til 1200 krevdes imidlertid ny fylling utenfor eksisterende veg. Også her ble områdestabiliteten vurdert.

I sine brev til en av grunneierne i området har NGI angitt at områdestabiliteten er svært anstrengt vest for profil 1160. De baserer sine vurderinger på den såkalte "flakskred" - modellen som forutsetter glidning av lange monolittiske flak i kvikkleire. I denne forbindelse konkluderer NGI med følgende i sitt brev av 1993-02-09 til Tørresvik gård:

Enkle overslagsberegninger viser at stabilitetsforholdene er svært anstrengte i store områder vest for profil 160. Vi anbefaler at de ber Statens vegvesen om å vurdere og dokumentere stabiliteten av større områder.

Det er vanskelig å angi størrelse på risiko i forbindelse med et slikt prosjekt. Vår vurdering av sannsynlighet for at skade skal inntreffe, er imidlertid at det kun skal små forværringer av stabiliteten til for å utløse skred. Vegvesenets rapporter gir også et klart inntrykk av at de vurderer prosjektet som vanskelig og at en rekke tiltak skal settes inn for å gjennomføre arbeidene på en tilfredsstillende måte.

Overslagsvurderingene er utført som ADP-beregninger og viser en beregningsmessig $\gamma_m \sim 0.9$. NGI angir også at antatt "skjærstyrke" nok er noe forsiktig og at "virkelig" γ_m nok er noe høyere, men at alt allikevel tyder på anstrengte stabilitetsforhold.

Vi har også foretatt stabilitetsberegninger ved hjelp av beregningsprogrammet JAKOB/ JAKOBINE for flere lange glidesnitt i profil 1120. De lange glidesnittene omfatter både den nye og gamle vegfyllingen og avsluttes i forskjellige avstander utenfor strandlinjen.

Disse beregningene viser at en med en gjennomsnittlig s_u = 5 kPa kvikkleirelaget vil ha γ_m i størrelsesorden 1,1 til 1,2. Med en gjennomsnittlig s_u = 10 kPa, som i følge SINTEF kan ansees som rimelige minsteverdier, vil γ_m øke til omkring 2,2.
Konklusjonene fra våre beregninger av lange glidesnitt gir tilfredstillende sikkerheter for de antatte minsteverdiene av skjærstyrken i kvikkleira.

SINTEF-rapporten v/ prof. Nilmar Janbu har også detaljert vurdert områdestabiliteten og han konkluderer med følgende:

Faren for omfattende utglidninger over lange strekninger i slakt terreng analyseres ofte med lange lideflater, figur 4. Likevektsbetraktninger gir omtrent, for store b-verdier,

$$\tau_n \approx \sigma / b$$

der $\sigma = \gamma \cdot z$ *og* b = *helningen, og* τ_n = *nødvendig skjærspenning langs skjær flaten for å holde "flaket" på plass. Med* σ = *60 kPa i ca. 4-5 m dybde (dels neddykket) blir* τ_n = 4 kPa *for gjennomsnittlig helning 1:15 i strandsonen, og* τ_n = *5 kPa for b = 12 som minsteverdi. Disse tall ligger nær minste vingeborfasthet, og kan gi inntrykk av lav områdestabilitet.*
Men dette er fundamentalt feil, både fordi vingeborfastheten i kvikkleiren er altfor lav, og fordi en slik bruddmekanisme med glidning av monolittiske flak aldri forekommer ved kvikkleireras, og slett ikke som utløsende årsak. Bunnen i rasgroper i kvikkleire er oftest kupert og med skarpe rygger, som f.eks i typiske flaskehalsskred.

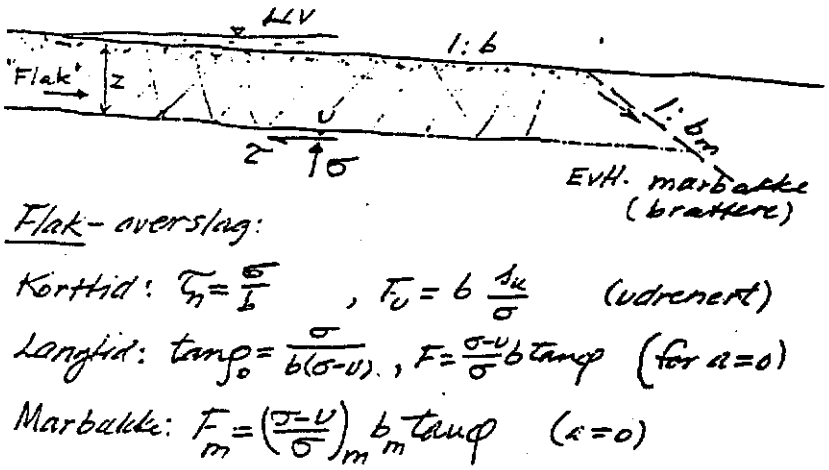
Områdestabiliteten på effektivspenningsbasis vil man kunne anslå av den midlere friksjon langs flaten (tanρ_o*) som er nødvendig for å holde flaket på plass etter formelen*

$$\tan\rho_o = \sigma / b\sigma'$$

der $\sigma' = \sigma - u$. *Siden "strandlinjeflaket" er delvis neddykket antas* σ / σ' *1.5 og med b = 15 blir tan* ρ_o = *0.1. Dette viser at et sammenhengende "flakskred" ikke kan forekomme i så slakt terreng ut fra effektivspenningsbetraktning, fordi tan*φ *er minst 0,5 som tilsvarer femdobbelt sikkerhet mot flakskred.*

Kvikkleireras utvikles kun etter et forutgående initalras som blottlegger bakenforliggende masse, som så kan gli ut "stykkevis og delt" (f.eks. Rissa) ved at sidestøtten i raskanten nå er blitt borte. Dette forutsetter høy nok raskant, f.eks

$$H_c > 4\ s_u/2\ m.$$



Figur 2 : Områdestabilitet. Flakskredmodell (Janbu)

5.4 Setningsforhold

Beregninger viser at setningene i undergrunnen vil maksimalt bli i størrelsesorden 6-8 cm i områdene med de største fyllingshøydene. De totale setningene vil påkomme over relativt lang tid, kun 2-3 cm vil opptre i løpet av det første året etter at fyllingen er lagt ut.

Eventuelle egensetninger i fyllingene vil komme i tillegg til de angitte setningene i undergrunnen.

6. KONTROLLPLAN

Som tidligere nevnt ble de før anleggsstart utarbeidet en kontrollplan hovedsaklig for fyllings- og gravearbeidene i område profil 660 til 1200.

Følgende arbeidsopplegg skulle følges ved utgravingen og utleggingen av fyllingen i hele området profil 610 til profil 1200:

1. Fjern vegetasjonsdekket under fyllingen med en lett gravemaskin.

2. Fjern de delene av fyllingen som er nødvendig med en lett gravemaskin. Det skal benyttes graveskråninger på 1:1.5 (også midlertidige) i den eksisterende fyllingen.

   Gravemasser må ikke mellomlagres i området, men kjøres bort om de ikke kan plasseres umiddelbart.

3. Legg ut armeringsduken på tvers, i full lengde og uten skjøt på tvers. Skjøtene i lengderetningen skal syes sammen på en slik måte at strekkstyrken i skjøtene er minst 2/3 av tilsvarende styrke i duken.

4. Fyll inn lettklinker med gravemaskin og i maks. 1 meter tykke lag. Deretter når all lettklinker er innfylt legges armeringsduken ut over og syes til foregående duk.

   Denne operasjonen kan utføres mellom 5 og 15 meter bak forkanten av utlagt duk.

5. Kontroller poretrykket før/under og etter utleggingen av lettklinkerne for avklaring av nødvendige ventetider.

6. Oppfyllingen skal utføres i maks. 5 meter lange seksjoner (bredden av armeringsduken) og arbeidene til og med pkt.6 skal være ferdige før neste seksjon påbegynnes.

7. Når poretrykket tilsier dette ut fra avlesning av de nærliggende målerene

gjøres følgende:

A. Fyll opp skråningene med den foreskrevne tykkelsen på 60 cm.

I området profil 1080 til 1200 også fiberduk (klasse IV) og erosjonssikring av stein med midlere diameter på ca 70 cm. Samlet tykkelse erosjonssikring, samt de andre massene over lettklinkeren, skal ikke overstige 1 meter iberegnet 10-15 cm sand/grus mellom armerings- og fiberduk.

B. Fyll opp til toppen av fyllingen til UK. bærelag. Eventuelt kan dette gjøres lagvis. Tykkelsen av fyllingen opp til bærelaget vil anslagsvis utgjøre 40-45 cm og bærelag + dekke 15-20 cm.
Tidspunkt for de forskjellige oppstart av de forskjellige arbeids-operasjonene vurderes i hvert enkelt tilfelle av geoteknisk sakkyndig.

8. Utleggingen av fyllingen kan eventuelt utføres i flere adskilte områder samtidig. Ved flytting til annet område påbegynne direkte over poretrykksmålere for kontroll av poretrykksutviklingen.

Ellers ble det forutsatt at geoteknisk sakkyndig er tilstede daglig og ved alle kritiske arbeidsoperasjoner. I tillegg til en generell oppfølging av arbeidene vil avlesningene av de nedsatte poretrykksmålingene være bestemmende for å styre arbeidene med utleggingen av fyllingen.

Det ble også påpekt at undergrunnen i hele dette område består av KVIKKLEIRE, derfor måtte alle de beskrevne tiltak følges nøye. Om det skulle oppstå uklarheter i forbindelse med arbeidene må dette i hvert enkelt tilfelle avklares med geoteknisk sakkyndig før arbeidene kan fortsette.

Det ble påpekt at det må påregnes at arbeidsopplegget vil kunne bli tilpasset/endret underveis etter hver som erfaringer med særlig poretrykksutviklingen innhentes.

Arbeidene ble forutsatt oppstartet ved laveste profilnr. Den aller første del av lettklinkerfyllingen bør legges ut ved profil 680 (over de første poretrykksmålerne) og tidligst mulig for å kunne innhente data for poretrykksutviklingen.

For flere detaljer fra denne geotekniske kontrollplanen henvises det til rapport W890a nr.3.

7. OPPFØLGING AV ANLEGGSARBEIDENE

7.1 Generelt

Den geotekniske oppfølgingen/kontrollen er i hovedsak utført av Arild Sleipnes fra laboratoriet ved Statens vegvesen Nordland, men også Bjørn K. Dolva fra Veglaboratoriet

har bistått med noe anleggskontroll. Både Bjørn K. Dolva og Frode Oset fra Veglaboratoriet har vært med på de geotekniske vurderingene før og under anleggsarbeidene.

Poretrykksmålerne er i hovedsak avlest av anlegget selv.

7.2 Utlegging av fyllinger.

Lettklinkerfylling, unntatt området profil 980 til 1090, ble utlagt i tidsrommet fra 28.06 til 15.07.93. Arbeidene foregikk tidvis i 2 skift á 10 timer . I tillegg til lettklinkerne ble også skråningsdekningen (inkl. erosjonssikring) og overbygningen opp til uk. bærelag utlagt i denne perioden.

For leveransen av lettklinker var det satt krav til analysering av ialt 30 kontrollprøver. Kravet til densitet var satt til 400 kg/m^3 som middelverdi og ingen større enn 460 kg/m^3 (+15%). Kravet til korngradering var at den skulle ligge innenfor den bestilte fraksjon på 0-32 mm. Det ble kontrollert opp mot gjennomgang på 2 mm sikt, hvor kravet var satt maks. 4 %.

Lettklinker ble kjørt ca. 11 km fra mellomlager til området med lastebil, og tippet direkte i trauet fra eksisterende veg. En lett gravemaskin plasserte og komprimerte fyllingen. Lettklinkerne ble ved leveranse/utkjøring kontrollert for densitet og korngradering etter krav satt i kontrollplanen. Det er ialt tatt 27 kontrollprøver (3 prøver utgår). Middelverdi for tørr densitet av alle prøver var 406 kg/m^3. Når det gjelder korngradering er middelverdi for gjennomgang på 2 mm sikt 7,6 %. Avvik fra kravene for henholdsvis tørr romvekt og finstoffinnhold er sannsynligvis knyttet opp mot lite representativ prøvetaking, og ikke at materialet som sådan ikke tilfredsstiller kravene som var satt til leveransen. Dette vil bli kommentert ytterligere i kap.8.

Oppfyllingen skjedde tilnærmet uhindret, og det var ikke på noe tidspunkt nødvendig å stoppe arbeidene på grunn av for store poreovertrykk.

De totale enhetskostnadene for lettklinker plassert i fylling var 311,55 kr/m^3. Hele det bestilte volumet på 6000 m^3 ble benyttet.

Deretter ble skråningsdekningen samt 10-15 cm av overbygningen lagt ut. De resterende 25 - 30 cm av overbygningen opp til uk. bærelag ble så lagt ut når poretrykksforholdene tilsa dette, dvs. nokså umiddelbart deretter.

I området profil 630 til 980 ble det lagt ut et midlertidig lag av freste asfaltmasser den 8.07.93. Den nye fyllingen i dette området ble satt under trafikk 12.07.93.

Området profil 1090 til 1200 ble i denne omgangen fylt opp til noe under u.k. bærelag og erosjonssikringen ble også utlagt. Det ble ikke satt noe trafikk på denne delen av fyllingen.

Bildene i bilag 23 og 24 viser utleggingen av lettklinkerfyllingen, armeringsduken og

overbygningen.

Den opprinnelig bestilte mengde armeringsduk på 16000 m² ble for lite. Det ble derfor etterbestilt slik at den totale mengde armeringsduk som ble benyttet på anlegget var 24380 m². Armeringsduken var av typen Televev 80/80. I tillegg er det også benyttet 4680 m² med fiberduk, klasse IV.

Syingen av armeringsduken ble i sin helhet utført på stedet og det ble etterhvert benyttet doble sømmer. Ved oppstart av disse arbeidene var en representant fra leverandøren tilstede 1-2 dager for opplæring i bruk av denne symaskinen. Denne opplæringen burde ha gått over noe lengre tid. Arbeidene førte til en god del problemer med utstyret og mye brekkasje av synåler. Den eneste fullstendige stansen i anleggsarbeidene i denne perioden skyldes disse problemene med symaskinen. I framtiden vil vi anbefale at mest mulig av sammensyingen av armeringsduk bør utføre før plassering.

Bildene i bilag 25 viser sying av armeringsduken.

De totale enhetskostnadene for armeringsduk utlagt i fylling er 21,24 kr/m².

Opprinnelig var det forutsatt at alle stikkrenner både gjennom ny og gammel fylling skulle legges ut før lettkinkerfyllingen. Ved arbeidene valgte en i første omgang kun å legge de nye stikkrennene gjennom den nye fyllingen. Stikkrenner gjennom gammel fylling ble først utlagt etter at trafikken var satt over på den nye fyllingen.

Det er innkjøpt 524 m² isolasjon av typen Floormate 700 med tykkelse 60 mm. Denne er tenkt utlagt på gammel veg i området profil 635 til 735. Innkjøpsprisen for denne isolasjonenvar 176,92 kr/m².

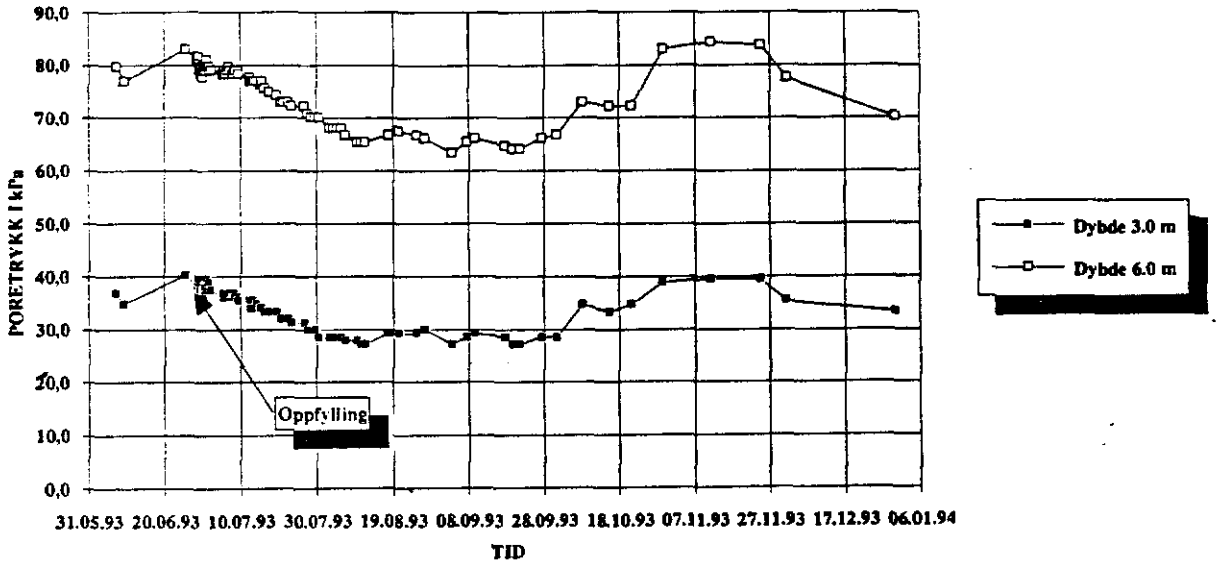
Erosjonssikring, som var planlagt mellom profil 1080 og 1200, ble forlenget bakover til profil 1010 fordi også dette området vil kunne bli påvirket av bølgeerosjon ved ekstreme vannstander.

7.3 Poretrykksoppfølging

Av de 25 poretrykksmålerne som er satt ned i dette området er pr. dato (årskiftet 1993/1994) 22 stk. i drift. Disse vil bli avlest jevnlig framover, med en mer detaljert oppfølging i forbindelse med utlegging av den resterende del av bærelag og dekke våren 1994. Avlesningen av de 5 hydrauliske målerne ble avsluttet for vinteren omkring månedsskiftet november/ desember på grunn av frost (vannsøylen i målerne var frosset).

Oppfølgingen av poretrykket i dette området viser at det i flere profil er store naturlige variasjoner etter årstider og nedbørsforhold.

Poretrykket var sannsynligvis gjennomgående på et høyt nivå da målerne ble installert første uke av juni 1993. Etter den tid har vi registret en tildels markant nedgang i poretrykket gjennom sommeren og fram til ca. midten av august 1993. De største poretrykksreduksjonene var i denne perioden opp mot 15 - 18 kPa. Perioden var forøvrig spesielt nedbørsfattig.



Figur 3: Poretrykksutvikling, profil 780, 5 mH.

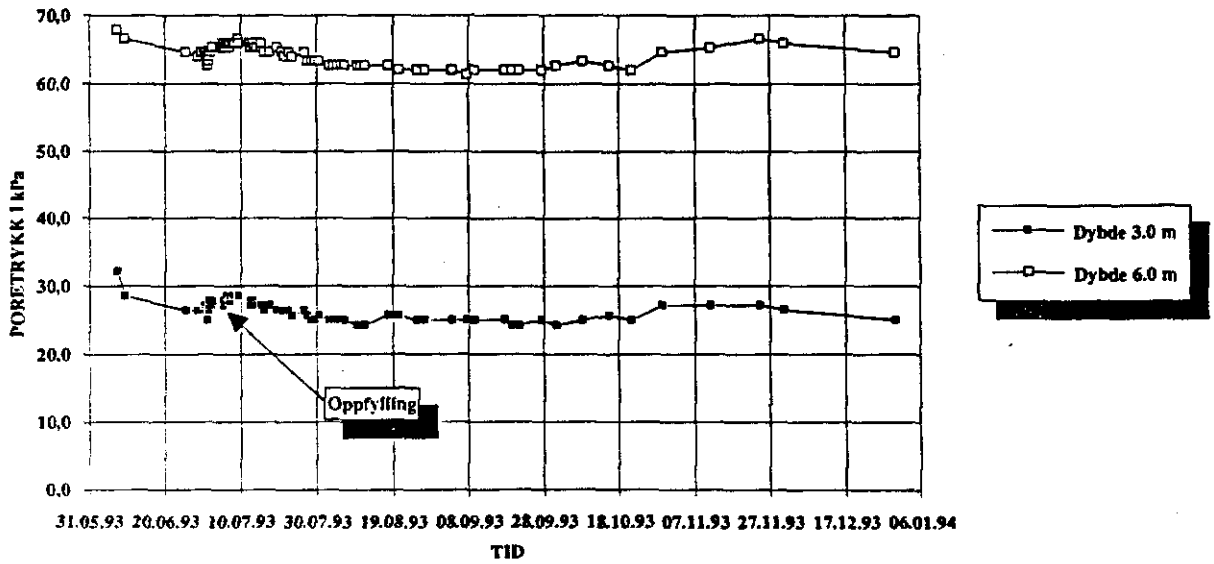
Utover høsten har har det periodevis kommet en god del nedbør og poretrykket har igjen, særlig i løpet av oktober, økt opp til utgangspunktet fra juni 1993. Etter den tid har det vært lite nedbør i form av regn og forholdsvis kaldt og det er registreret en markant nedgang i poretrykket.

I profil 780 ble oppfyllingen utført i perioden 29.06. til 8.7.93, og trafikk ble satt på den nye fyllingen 12.07.93. Etter den tid er det kun lagt ut et midlertidig asfaltdekke (nedre bærelag) i midten av november.

Figur 3 viser at det i dette profilet er registrert naturlige poretrykksvariasjoner på opp mot henholdsvis 12 kPa i dybde 3.0 m, og 18 kPa i dybde 6.0 m. En kan også tydelig se årtidsvariasjonene med en markant nedgang i poretrykket særlig i løpet av juli måned, en tilsvarende økning i løpet av oktober måned og en nedgang i november/desember etter at det hadde sluttet å regne og frosten/vinteren hadde satt inn.

I profil 900 ble oppfyllingen utført i perioden 1.07. til 8.7.93 og trafikk satt på den nye fyllingen 12.07.93. Etter den tid er det kun lagt ut et midlertidig asfaltdekke (nedre bærelag) i midten av november.

I dette profilet er de samme årstidsvariasjonene som ble registert i profil 780 betydelig mye mindre som vist på figur 5.



Figur 4: Poretrykksutvikling, profil 900, 5 mH.

Tabellen 5 gir en forenklet oversikt over poretrykksøkningen i forbindelse med utlegging av lettklinkerfyllingen (opp til uk. bærelag) for hele området unntatt profil 980 til 1090.

I første del av området fram mot ca. profil 950 medfører ikke fyllingen noen merkbare tilleggsbelastninger på terrenget. Som forventet har en derfor i dette området kun registrert små økninger i poretrykket under oppfyllingen.

I området mellom profil 1090 og 1180 er det en netto tilført last på terrenget. Poretrykksøkningene på grunn av oppfyllingen har dermed blitt som forventet, noe større. Også i dette området har poretrykket gått relativt raskt tilbake etter oppfylling.

Tabell 5: Poretrykksøkning i forbindelse med oppfylling.

PROFIL	DYBDE -m-	PORETRYKK LIKE FØR OPPFYLLING -kPa-	MAX. PORETRYKK UNDER OPPFYLL. -kPa-	PORETYKK ETTER OPPFYLL. (17.8.93) -kPa-	MERKNAD
P680, 5 mH	3,0	31,4	37,0	30,7	
	6,0	70,0	70,7	64,9	
P680, 25 mH	6,0	66,3	-	64,8	Utenfor fyllingsområdet
P780, 5 mH	3,0	38,3	38,9	29,3	
	6,0	81,7	81,0	66,8	
P830, 5 mH	3,0	22,9	25,6	21,5	
	6,0	61,3	63,3	58,6	
P900, 5 mH	3,0	26,5	28,6	25,7	
	6,0	64,7	66,7	62,7	
P900, 30 mH	6,0	71,2	-	69,9	Utenfor fyllingsområdet
P1120 CL	2,5	20,1	27,0	20,1	
	6,0	64,5	71,9	63,0	
P1125, 30 mH	6,0	77,0	-	74,4	Utenfor fyllingsområdet
P1160 CL	4,0	32,2	35,0	32,2	
"	8,5	97,6	101,5	88,1	
P1180, 35 mH	6,0	66,3	-	64,9	Utenfor fyllingsområdet

7.4 Område profil 980 til 1090

Etter at poretrykksmålerene var satt ned viste det seg at det var et tildels svært stort poreovertrykk særlig i profil 1050. Det ble registrert poreovertrykk på 19,2 kPa og 21,1 i henholdsvis 3 og 6 meters dybde 5 mH. I 30 mH, dybde 11,4 m i samme profil ble det registret et poreovertrykk på 25,1 kPa. Det var særlig overraskende med et så høyt poreovertrykk i kun 3 meters dybde. Beregninger viste at en med disse poretrykkene ikke kunne legge ut den planlagte fyllingen med en tilstrekkelig grad av sikkerhet i dette profil.

Det ble derfor umiddelbart igangsatt en supplerende undersøkelse for å kunne finne årsakene til disse høye poretrykkene, samt å finne en sikker løsning for å kunne legge ut fyllingen gjennom dette området.

Etter de første målingene har poretrykket i profilet gradvis blitt redusert noe utover sommeren på samme måte som registrert i profil 780 (figur 2). Disse årstidsvariasjonene synes å være opp mot 10 kPa både 5 og 30 mH for dette profilet.

Det ble vurdert løsninger som vertikal drenering, andre type drenering og kalkpeling. Kalkpeling ble valgt på grunn av større sikkerhet for at ønsket resultat kunne oppnås innen et akseptabelt tidsrom.

En supplerende prøveserie fra området ble analysert ved Veglaboratoriet i Oslo med hensyn blant annet til forventet fasthetsøkning ved tilsetting av kalk. En fikk ved disse laboratorieundersøkelsene en skjærfasthetsøkning i kvikkleira fra de opprinnelige 10-12 kPa til henholdsvis 34-62 kPa etter 7 døgn og 57-70 kPa etter 28 døgn.

Kalkpelene ble valgt satt i ribber på tverrs av vegen, og de er dimensjonert etter de svenske normalene for kalkpeler med dimensjonerende fasthet, s_u = 60 kPa i pelene. Mengden av kalkpeler ble dimensjonert slik at total materialfaktor (sikkerhetsfaktor) for fyllingen (lokalstabilitet) var γ_m= 1.7.

Stabilitetsberegningene viste også at kalkpeler direkte under fyllingen medførte en betydlig økning materialfaktoren for områdestabiliteten (lange glidesnitt).

Ved disse vurderingene ble det valgt benyttet kun kalk i pelene, og ikke en blandig av kalk/sement som ellers er vanlig. Dette på grunn av den antatte større permeabiliteten i rene kalkpeler og usikkerhetene ved bruk av sement (se bl.annet intern rapport 1635 fra Veglaboratoriet).

På grunn av tidsnød ble anbud for kalkpeling utsendt direkte til 4 utvalgte entreprenører i Norge, Sverige og Finland den 17.08.93 med med anbudsfrist til 3.09.93. Disse entreprenørene ble kontaktet fordi vi var sikre på at de kunne utføre denne metoden. Ved anbudsfrist fikk vi inn anbud fra kun en disse entreprenørene. Tabell 6 gir en oversikt over disse entreprenørene.

Tabell 6 : Entreprenørfirma, kalkpeling.

ENTREPRENØRFIRMA	ADRESSE	TLF./FAX.
Kristian Olimb A/S	1640 Råde.	69 28 10 05
LC Markteknik Scandinavia AB	Box. 31400, 400 32 Gøteborg Svergie.	+46 31 42 92 00/ +46 31 42 92 54
Fundator AB (i Finland Fundator OY)	Sandavägen 23, 194 54 Upplands Väsby Sverige.	+46 10 210 54 59/ +46 8 590 714 00
RPP Markstabilisering AB	Sjøbergvägen 16, 18237 Danderyd Sverige.	+46 86 22 54 79/ +46 86 22 54 87

7.5 Kalkpeling

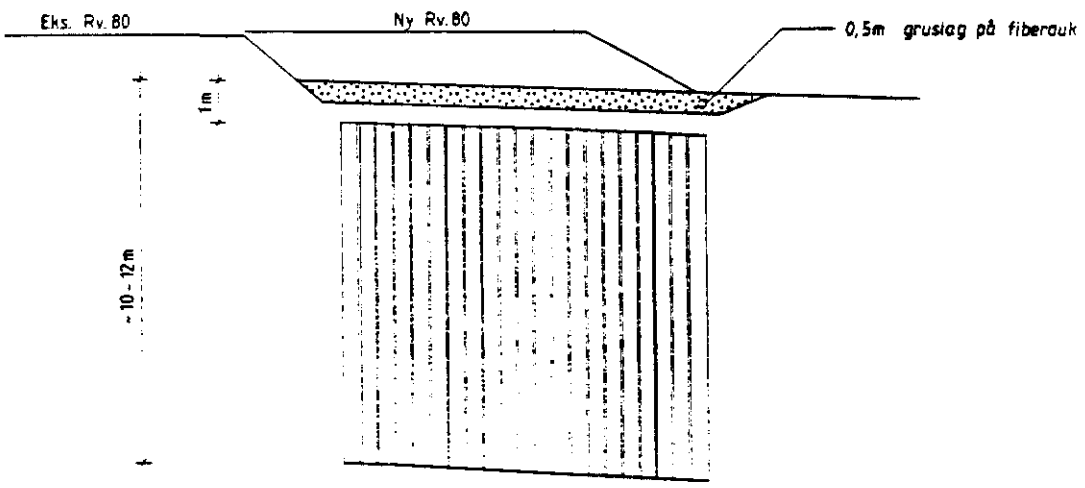
Kalkpeler produseres ved at stabiliseringsmiddel (ulesket kalk, CaO.) tilføres undergrunnen ved hjelp av trykkluft gjennom et spesialkonstruert blandeutstyr. Dette består av en Ø50 cm vinge som skrus (bores) ned til angitt underkant av stabilisert sone (-uk. "pel") slik at leirmassene omrøres. Ved opptrekking foretas tilsetting av stabiliseringsmiddelet under rotasjon for å gi en best mulig homogen innblandig. Etter at kalk-/leireblandingen har herdet/reagert er det blitt dannet en "pel" med høy fasthet. Metoden forutsetter laboratoreforsøk som vil dokumentere en fasthetsgevinst ved innblanding av kalk, alternativt dokumentere at metoden ikke er aktuell.

Denne metoden er ømfiendtlig for hindringer i grunnen (f.eks grovere sand- og gruslag, stein, trerøtter, kontruksjoner, tele o.l) og krever en på forhånd nøyaktig kartlegging av forholdene. Metoden krever også et forholdsvis godt fundament for kalkpelemaskinen.

På dette stedet var det registert et noe faste topplag delvis bestående av sandmasser samt markante sand- eller gruslag ned mot den planlagte nivået for uk. kalkpel. Før disse arbeidene startet opp ble matjordlaget (ca. 0.5 m) fjernet i hele området og det ble tilbakefylt med 0.3 til 0.5 m sand i trauet.

Kalkpelingen ble utført i perioden 7. til 18. oktober 1993 av firma Kristian Olimb A/S med underentreprenør LC Markteknikk Scandinavia A/S fra Göteborg. Firmaet la fram en kvalitetsplan for arbeidene før oppstart.

Det ble ialt satt 865 kalkpeler med diameter Ø50 cm og med en samlet boret lengde på 9499,6 meter i området profil 997,5 til 1087,5. Kalk ble tilsatt fra bunnen av pelene og opp til 0,8 meter under terreng, i en samlet lengde på 8807,4 meter.



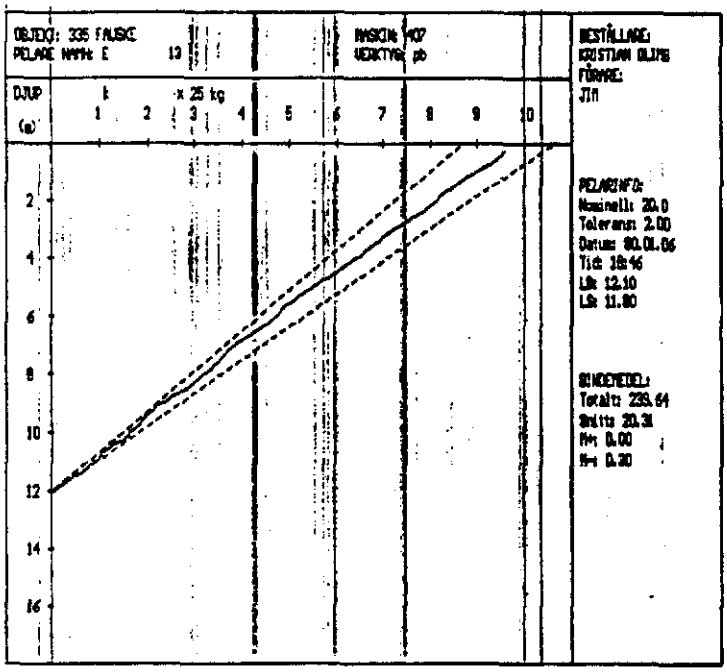
Figur 5: Typisk tverrprofil med kalkpeler

Kalkpelene er satt i ialt 22 doble kalkpelribber med senteravstand 5 m mellom. Kalkpelene er satt med overlapp 5 cm for å sikre samvirke mellom pelene slik at hver ribbe er 90 cm bred. Den frie avstanden mellom hver ribbe er 4,1 m. Hver kalkpelribbe er satt fra ytterkant av den nye fyllingen og til fyllingsfoten for eksisterende veg og med pelelengder på henholdsvis 10 og 12 m.

Bildene i bilag 26 og 27 er tatt under kalkpelingen og viser de forskjellige arbeids-operasjoner og utstyr som ble benyttet.

Under tilvirkningen ble tilført mengde kalk automatisk registrert. Kalkpelprotokoll med angitte mengder av kalkpeler og tilført kalkmengde ble overlevert kontinuerlig til byggherren. I tillegg ble det også i ettertid oversendt diagram for akkumulert tilført mengde kalk for hver 10.ende pel (om vi ønsker det kan også de resterende diagram fåes). Et eksempel på et slik diagram er vist i figur 6 (kalkpel 13 i ribbe E).

Dagsproduksjonen var helt opp i 1344 løpemeter boret i en arbeidstid fra ca. kl. 07.00 til 19.00. Kalkpelemaskinen var av typen LCS5-92 og hadde to tanker med en samlet kapasitet på ca. 3600 kg kalk. Gjennomsnittlig mengde kalk tilsatt er 20,4 kg/m og tilsammen 179.742 kg for hele prosjektet.



Figur 6: Akkumuleret mengde tilført kalk for pel E 13.

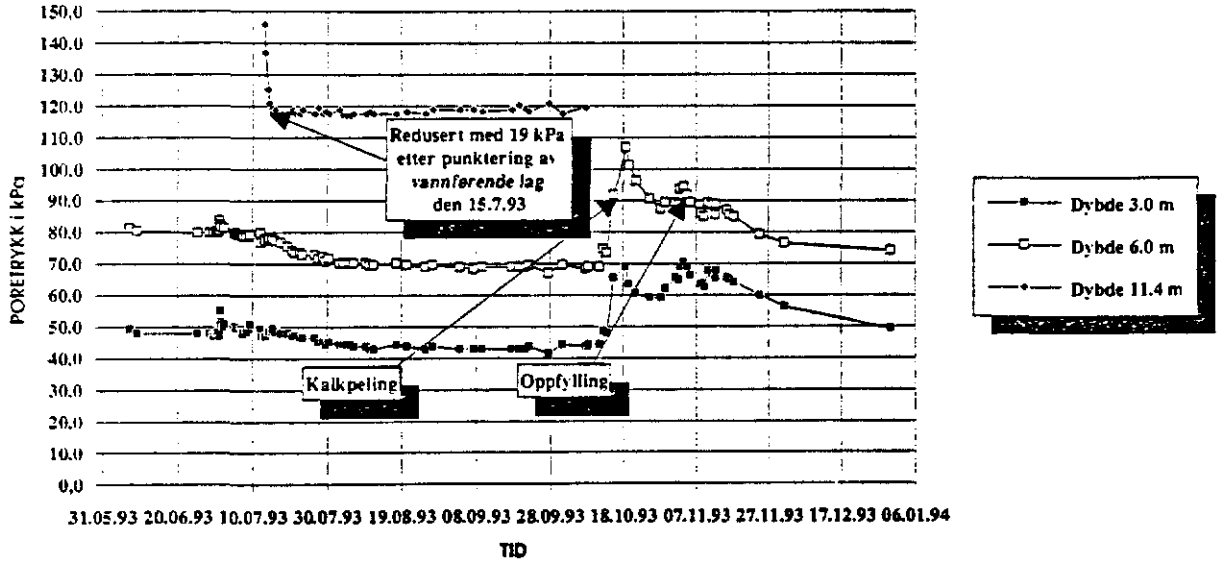
Selve pelearbeidene forgikk i stor grad uten hindringer og med stor framdrift. Kun ved nedsetting av noen få av pelene påtraff en stein/grovere masser enten i de noe fastere topplaget eller ned mot uk. pel. Dette medførte at 5 stk. av det totale antall på 865 kalkpeler ble noe kortere enn forutsatt (fra 0,3 til 4,6 meter) uten at dette kan sies å ha noen som helst betydning for resultatet.

Ved installeringen av kalkpelene kom en del av de omrørte leirmassene opp langs borstrengen, dette kan spesielt sees på bilde 2 i bilag 26. Fortrengingen medførte at det etter arbeidene ble liggende igjen en "voll" med omrørte leirmasser delvis iblandet med kalk i hver ribbe noe som umuliggjorde en kontroll i ettertid med plassering og overlapp for hver enkelt kalkpel. En slik "voll" etter en kalkpelribbe kan sees midt på bilde 1 i bilag 27.

I praksis vil en kalkpelribbe virke som en sammenhengende stabilisert vegg muligens med noe mindre oppnådd fasthetsøkning mellom hver enkelt pel.

Figur 7 gir en oversikt over poretrykksforholdene i profil 1050, 5 mH før, under og etter kalkpelingen. Som det framgår av figuren steg poretrykket tildels betydelig ved kalkpelingen og kom først tilbake til utgangspunktet i løpet av desember, ca 2 måneder etter at kalkpelingen var avsluttet (i denne perioden ble også fyllingen over kalkpelene lagt ut, noe som også medførte en merkbar poretrykksøkning) .

Målerene i profil 1050 er satt ned kun 1-2 m fra nærmeste kalkpelribbe. Ut fra målingene under arbeidene virker det som om poretrykksøkningen skjedde først når pelingen foregikk innefor svært små avstander fra de aktuelle målerne.



Figur 7: Poretrykksutviklingen, profil 1050, 5 mH.

Oppnådd fasthet i kalkpelene er ikke i ettertid tilstrekkelig kontrollert. Utstyr for dette finnes bl.annet i Sverge (kalkpelarsondering), men ble ikke tatt inn for dette prosjektet. Som en orienterende kontroll ble det allikevel ca. 1 uke at kalkpelingen var fullført boret 3 dreietrykksonderinger gjennom 3 utvalgte kalkpelribber. Disse boringene viser alle at en på det tidspunktet har fått en registrerbar fasthetsøkning i kalkpelene dog uten at oppnådd skjærstyrkeøkning kan kvantifiseres nærmere.

I slutten av denn perioden kom det endel snø uten at dette påvirket resultatene eller framdriften i vesentlig grad. Tidpunktet for arbeidene var allikevel helt på grensen av det tilrådelige. Forhold som barfrost og tele i grunnen ville kunne ha vanskeliggjort eller umuliggjort slike arbeider.

Kostnadene for kalkpelingen ble totalt kr. 793.247,00 inkl. MVA og med en enhetspris på 83,52 kr/m (78,40 kr/m eks. MVA). Følgende tabell gir en sammenstillig av anbuds-kostnadene (egne kostnader for avdekking av området, tilføring av sandmasser i trauet og drenering av trauet i ettertid kommer i tillegg).

Tabell 6: Anbudskostnadene ved kalkpeling

Prosess	Tekst	Enhetspris	Antall	Sum
11	Teknisk kontroll	3500	1	35000
12	Riggarbeider	92000	1	92000
	Leie hvilebu, strøm	5000	1	5000
32.611	Lev. stab.middel	28	8807,6	251639
32.613	Ansett av peler	55	865	47575
32.613	Install. av peler	33	9498	313434
	Mva			48599
Sum				793247

Vi kunne muligens kunne ha fått en noe lavere pris ved en lengre anbudsfrist ved at flere aktuelle anbydere hadde gitt inn anbud. Men da tidsaspektet var av stor betydning for oss (kort tid før vintersesongen) ble denne den aktuelle metoden for utsendelse av anbud likevel foretrukket. Dette viste seg, som tidligere beskrevet, å være en korrekt vurdering.

Det påkom ingen tilleggsskostnader på grunn av uforutsette hendelser/ventetid ol. i denne anbudssummen. Fra det opprinnelige anbudet ble kr. 25.000,- fratrukket for utsetting av pelepunktene, da disse arbeidene etter avtale med entreprenøren ble utført av vegvesenet i egenregi.

7.6 Oppfylling i område profil 980 - 1090

Like etter at kalkpelingen var fullført ble det lagt ut drensledninger på traubunnen etter at størstedelen av de omrørte leirmassene i trauet var fjernet. Dreneringen ble utlagt både fordi en etter uttrauing av området registrerte flere konstrere vannstrømninger gjennom den gamle vegfyllingen, og for eventuelt å kunne drenere ut overskuddsvann fra selve kalkpelribbene.

Lettklinkerfyllingen samt skråningsdekningen (inkl. erosjonssikring) og 10-15 cm grus over lettklinkerne ble lagt ut i dette området i tidsrommet fra 25.10 til 4.11.93. I løpet av perioden fra 10.11 til 13.11.93 ble den resterende del av fyllingen opp til uk. bærelag utlagt.

Ved begge disse to arbeidsoperasjonene ble det registrert merkbare økninger av poretrykket for målerne mellom kalkpelene, se figur 7. Etter den tid har poretrykket igjen gradvis blitt redusert til et "normalt" høyt nivå.

7.7 Foreløpige avsluttende arbeider

I løpet av 16.11 og 17.11.93 ble det lagt ut et nedre bærelag av asfalt gjennom hele dette området, og trafikken ble i sin helhet ledet over på den nye trasèen. Deretter ble stikkrenner gjennom den gamle fyllingen fornyet og avkjørseler, støyvoller, rekkverk ol. ble ordnet.

Bildene i bilag 28 viser fyllingen like etter at nedre bærelag er utlagt og trafikken satt på.

7.8 Arbeider utestående til våren 1994

Utleggingen av den resterende delen av bærelag og dekke og vegen vil bli ferdigstilt først til våren 1994.

8. KONKLUSJONER/ERFARINGER

Prosjektet har omfattet mange interessante problemstillinger i geoteknisk sammenheng, og vi vil avslutningsvis trekke fram de sider vi føler har brakt oss ny erfaring.

8.1 Utlegging av fyllinger

Det oppstod en god del problemer (ventetid) ved syingen av armeringsduken på anleggsstedet. Den aktuelle symaskinen var ikke særlig egnet for de aktulle forholdene. Om mulig bør slik sying av armeringsduk i størst mulig grad utføres på forhånd under kontrollerte forhold og i tillegg bør det også gis en bedre opplæring i bruken/vedlikehold av symaskinen. Brukerene bør også få bedre informasjon/opplæring i bruk/vedlikehold av symaskinene av leverandøren.

Kravene til tørr densitet og finstoffinnhold for lettklinker forutsetter representativ prøvetaking. Transport på bil vil nødvendigvis gi en viss separasjon, og dette forutsetter at prøvene tas på en slik måte at stikkprøvene gir et representativt resultat. Det har vist seg at dette er svært vansklig i praksis. I dette tilfelle ble prøvene tatt i fylling etter tipping fra bil. Separasjon under transport har dermed gitt en overrepresentasjon av finstoff nærmest lasteplan og igjen i topp fylling etter tipping. Vi er derfor av den oppfatning at materialet med overveiende sannsynlighet tilfredsstilte kravene, men at prøvetakingen ikke var representativ.

8.2 Kalkpeling

Prosjektet viser at kalkpeling er en enkel og rask grunnforsterkningsmetode for tilfeller som dette. Det må tas hensyn til nødvendig herdningstid for kalkpelene før de belastes, om dette ikke er mulig må de dimensjoneres ut fra fastheten ved pålastningstidspunktet.

8.3 Poretrykk

Oppfølgingen viste overraskende og svært store naturlige variasjoner av poretrykket i flere profil i dette området. Dette medførte også at arbeidsopplegget måtte legges om i deler av området (kalkpelingen).

Om tidspunket for påbegynnelse at poretrykksmålingene hadde vært et annet, f.eks. juli/august ville ikke disse naturlige variasjonene i samme grad kunne ha blitt registret før i perioden oktober/ november og fyllingen kanskje utlagt i sin helhet uten av vi hadde endret på arbeidsopplegget. Det er også mulig at en med andre værforhold gjennom høsten ikke hadde fått noen vesentlig økning av poretrykket i denne perioden.

Erfaringene fra dette prosjektet viser nødvendigheten av omfattende poretrykksmålinger gjennom lengre perioder ved grunnundersøkelser i slike kvikkleireområder, spesielt i tilfeller der en kan har mistanke om poreovertrykk og variasjoner i poretrykket.

På grunn av kompleksiteten av poreovertrykkforholdene i dette området ville det være svært vanskelig, kostbart og tidkrevende på forhånd fullstendig å ha kunnet avdekket forholdene for dette prosjektet.
Prosjektet viser også at en ved slike forhold får en betydelig, lokal økning av poretrykket ved nedsetting av kalkpeler og at det tar noen tid (2 måneder i dette tilfellet) før dette poreovertrykket er drenert ut.

Etter 2 måneder fra nedsettingen av kalkpelene er det ikke registreret noen ytterligere reduksjon av poretrykket i området til tross for den antatt større permeabiliteten i pelene.

STATENS VEGVESEN Blankett nr. 497	**TEGNINGSFORKLARING** **for geotekniske kart og profiler**	Bilag 1A

Opptegning i plan

TEGNINGSSYMBOLER

Symbol	Metode	Anmerkning	Symbol	Metode	Anmerkning
			□	Prøvegrop	Prøvene tatt i gropvegg
◎	Prøveserie	Prøvene tatt med boringsredskap (skovlbor, prøvetager, diamant-kjernebor m.m.)	⊠	Prøvebelastning	Peler, terrengplater, fundamenter o.l.
			■	Setningsmåling	
○	Enkel sondering	Sondering uten registrering av mot-stand, f.eks. spyleboring, slagboring (manuelt eller med maskin) m.m.	●	Dreiesondering	
			▽	Trykksondering	
▼	Dreie-trykksondering	Maskinsondering med automatisk opptegning	▼	Ramsondering	
⊘	S.P.T.	Standard Penetration Test	⊟	Helningsmåling	Inklinometer
✡	Fjellkontrollboring	Boring ned til og i fjell	⊖	Poretrykksmåling	Inkludert måling av grunnvannstand
⊗	Skruplateforsøk	Kompressometer o.l.	+	Vingeboring	
⧗	In situ permeabilitetsmåling	Infiltrasjonsforsøk, prøvepumping m.m.	Ω	Elektrisk sondering	Elektr. mostand, korrositivitet etc.

NIVÅER OG DYBDER (i meter)

12,8 / −5,7 — 18,5 + 3,0

Over linjen, kote terreng eller elvebunn, sjøbunn ved boring i vann (12,8).
Ut for linjen, boret dybde i løsmasser (18,5). Eventuelt boret dybde i fjell angis etter plusstegn (+ 3,0).
Under linjen, kote antatt fjell (−5,7). Antas at fjell ikke er påtruffet angis ~.

KVARTÆRGEOLOGISKE SYMBOLER

Gjel, vannbevegelse mot høyre

52 — Terrasse, innerkant stiplet h.o.h. er angitt

Vifte (kjegle)

Delta

Ravine

Rasgrop

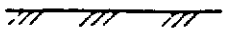
Solifluksjonstunger

Kildehorisont med kilde

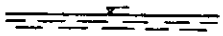
Grus-, sand-, leir-, torvtak

Opptegning i profil

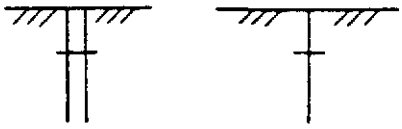
GENERELT

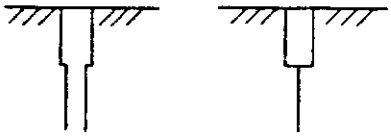

Terreng

Fjell

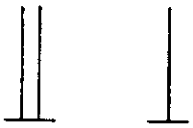

Vannstand

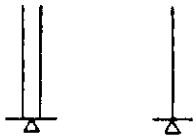
FORBORING (GJELDER ALLE SONDERINGSTYPER)

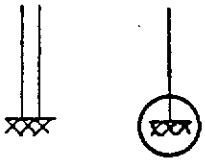

Forboret


Forboret med grovere utstyr

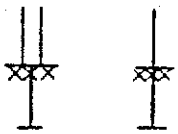
AVSLUTNING AV BORING (GJELDER ALLE SONDERINGSTYPER)

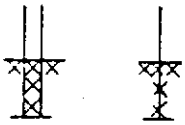

Boring avsluttet (årsak ikke angitt)


Antatt sten, morene, sand e.l. skal avmerkes

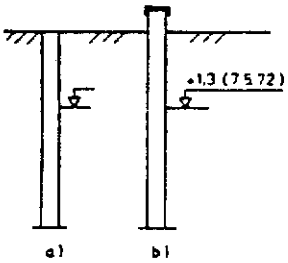

Antatt fjell/berg

Ring rundt avsluttet boring indikerer at bergindikator er brukt.


Boret i antatt fjell.
(Hvis overgangen er ukjent, settes spørsmålstegn.)


Boret i fjell og kjerne opptatt

GRUNNVANNSTAND

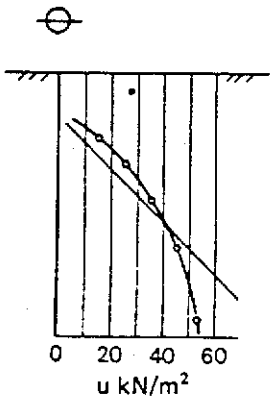


Vannstand målt i

a) Åpent hull og
b) rør beskyttet mot overflatevann.

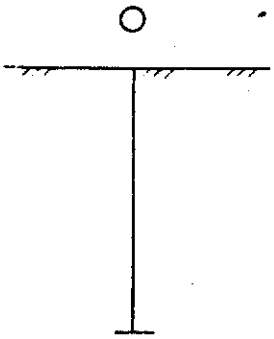
Angivelse av kote og måledato.

PORETRYKK



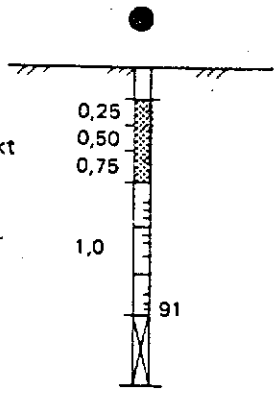
Poretrykk, u, fremstilles i et diagram. En teoretisk linje for hydrostatisk trykkfordeling kan vises.

SONDERING



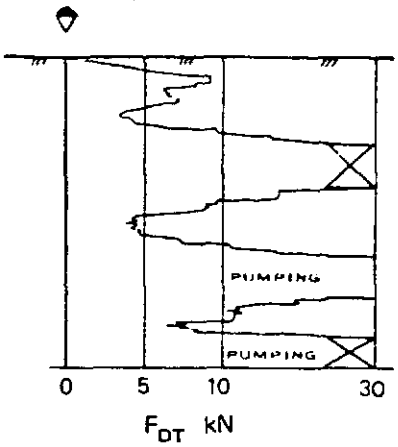
Enkel sondering

Boringer som bare har til hensikt å registrere dybder til fjell eller fast lag uten registrering av neddrivningsmotstand.



Dreiesondering

Forboringsdybde markeres og diameter angis i mm.
Belastningen i kN angis på borehullets venstre side. Endring i belastning vises ved tverrstrek.
Synkning uten dreining markeres med skyggelegging eller raster.
Dreining:
Hel tverrstrek for hver 100 halvomdreining.
Halv tverrstrek for hver 25 halvomdreining.
Mindre enn 100 halvomdreininger vises ved å skrive antall halvomdreininger på høyre side.
Neddrivning ved slag på boret vises med kryss, eventuelt angis slagantall og redskap.
Endret neddrivningsmåte vises med hel tverrstrek.
Stolpens bredde skal være 3 mm ved M 1:200.
Bredden øker lineært med målestokken.



Vanlig boring med 25 omdr./min

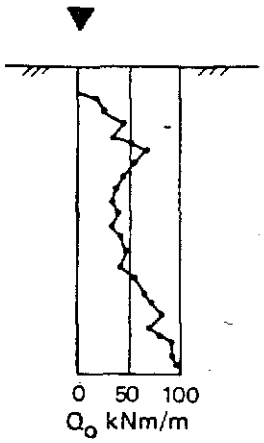
Økt rotasjon

Pumping

Pumping og økt rotasjon

Dreietrykksondering

Borhullet markeres med en enkel tykk strek.
Målt nedpressingskraft er vist som funksjon av dybden.
Kraften er registrert ved automatisk skriver.

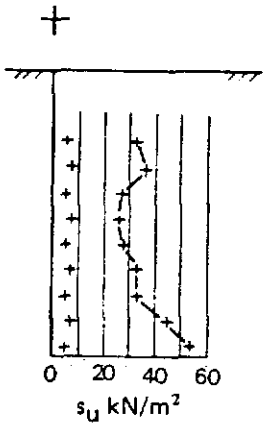


Ramsondering

Borhullet markeres med enkel tykk strek.
Rammotstanden Q_o angis som brutto ramenergi (kN) pr. m synkning av boret.

$$Q_o = \frac{N \cdot W \cdot H}{S_n}$$

der N = Antall slag
S_n = Synkning i m for N slag
W = Loddvekt (kN)
H = Fallhøyde (m)



Vingeboring

Borhullet markeres med enkel tykk strek.
Skjærfastheten s_u angis i kN/m² med tegnet +. (+) verdien ansees ikke representativ.
Alternativt kan punktene for omrørt skjærfasthet sløyfes og isteden verdien settes opp i kolonne lengst til høyre.

PRØVESERIE

Materialsignatur

	Fjell		Silt		Torv Planterester
	Blokk		Leire		Trerester Sagflis
	Stein		Fyllmasse		Skjell
	Grus		Matjord		Moreneleire Grusig morene
	Sand		Gytje, dy		

Anmerkning

T = tørrskorpe
Leire: R = resedimenterte masser
K = kvikkleire

Ved blandingsjordarter kombineres signaturene

Morene vises med skyggelegging:

For konkresjoner kan bokstavsymboler settes inn i materialsignaturen
Ca = kalkkonkresjoner
Fe = jernkonkresjoner
AH = aurhelle

Symboler for laboratoriedata

Laboratoriebestemmelser	Bokstav-symbol	Tegn-symbol	Anmerkninger
Materiale			Jordarter beskrives i samsvar med NGF's gjeldende normer. Hovedbetegnelsen skrives med store bokstaver. Gruppesymboler kan angis bak i parentes.
Vanninnhold			
Naturlig vanninnhold	W	•	
Utrullingsgrense	W_P	⊢	Vanninnhold av prøve angis i % av tørrvekten.
Flytegrense	W_L	⊣	
Finhetstall	W_F	▼	
Tyngdetetthet/densitet			
Tyngdetetthet	γ		Tyngdetetthet angis i kN/m^3
Tørr densitet	ρ_d		
Korndensitet	ρ_s		
Porøsitet	n		Porøsitet angis i % av total volum.
Skjærstyrke – udrenert			
Konusforsøk			Tegnsymbolet settes i parentes hvis verdien ikke ansees representativ.
	s_{uk}	▽	Uomrørt skjørstyrke
	s_{uk}	▼	Omrørt skjørstyrke
Enkelt trykkforsøk	s_{ut}	⊙-	Aksialdeformasjon ved brudd (ε_f) angis i % av prøvens lengde ved hjelp av viserens stilling. 15 -⊙- 5 10
Sensitivitet	S_t		Metode bør angis.
Organisk materiale			Angis i masseprosent av tørrstoff før forsøk.
Innhold av organisk karbon	O_c		
Glødetap	O_{gl}		
Humusinnhold	O_{Na}		Bestemt ved NaOH-metoden.
Formuldningsgraden	vP		Klassifisering etter von Post's skala H_1-H_{10}.

Forøvrig benyttes bokstavsymboler vedtatt av The International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Forkortelser

Følgende forkortelser kan benyttes i plan og i profil:

Boringsutstyr

BB Bergbor
DR Dreiebor
EL Elektrisk sonde
KB Kannebor
RP Ramprøvetager
PK Kjerneprøvetaker (diamantbor)
PO Prøvetaker med tykkvegget sylinder
PR Prøvetaker med tynnveggete sylinder
PZ Piezometer (poretrykkmåler)
RB Rambor
SK Skovlbor
SL Slagbor
SP Spylebor
TR Trykksonde
VB Vingebor
m Benyttes foran hovedbetegnelsen for å markere maskinelt utstyr når dette er ønskelig. (Maskintype bør angis på tegningen.)
Eksempel:
mDr Maskinelt dreiebor
mSl Maskinelt slagbor
mBb Bergbor med mekanisk matning

Vannstand

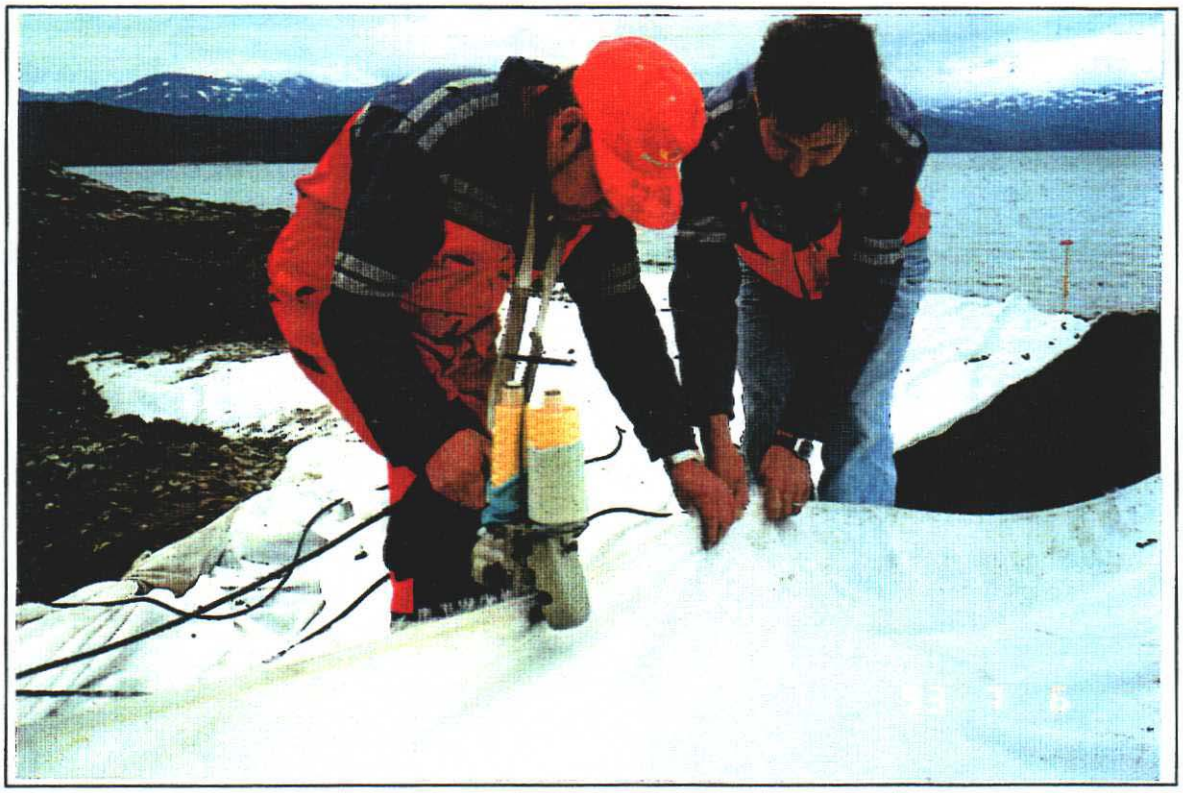
HFV Høyeste flomvannstand
HRV Høyeste regulerte vannstand
LRV Laveste regulerte vannstand
HHV Høyeste høyvannstand
LLV Laveste lavvannstand
HV Normal høyvannstand
LV Normal lavvannstand
MV Normal middelvannstand
V Vannstand (dato angis)
GV Grunnvannstand (dato angis)

Bilde 1 : Oversiktsbilde fra Tørresvika under utlegging av Lettklinkerfylling.

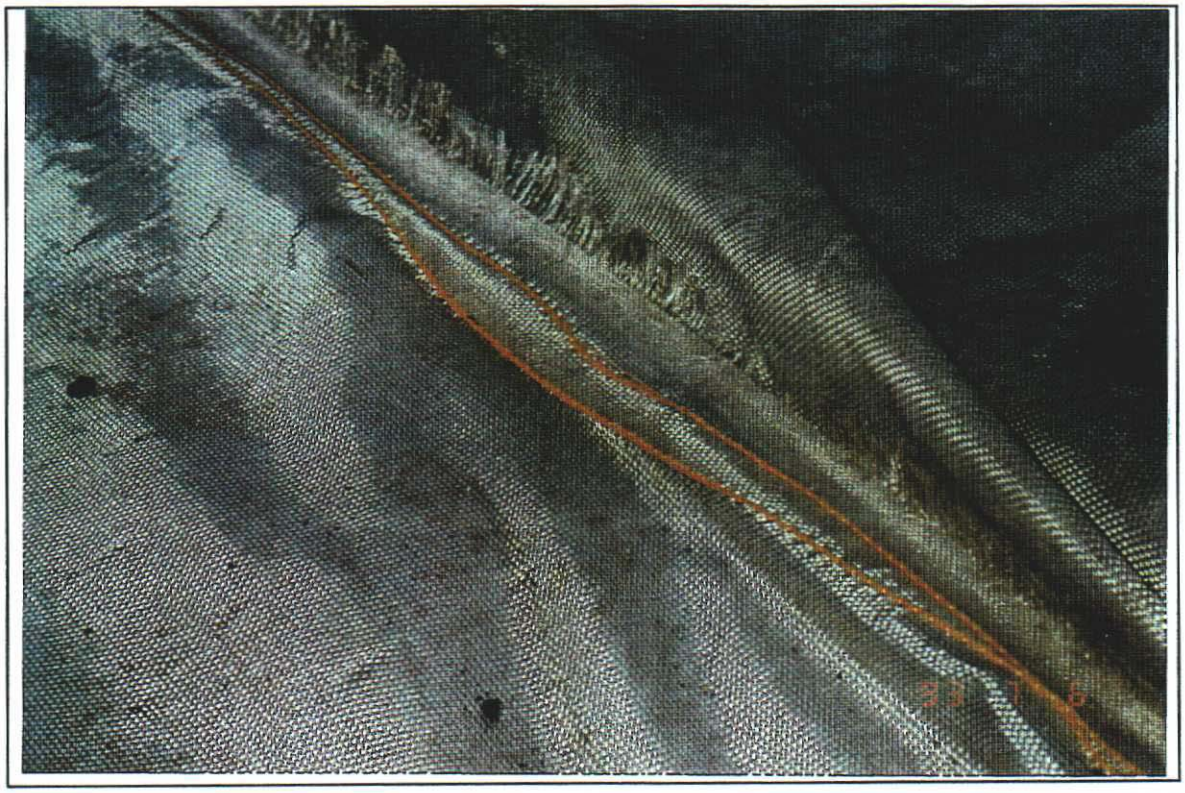
Bilde 2 : Utlegging av lettklinkerfylling i to lag, profil 1160.

Bilde 1 : Tildekking av Lettklinkerfylling med armeringsduk og grusmasser, profil 1170 - 1200.

Bilde 2 : Erosjonssikring av fylling, profil 1160 - 1200.

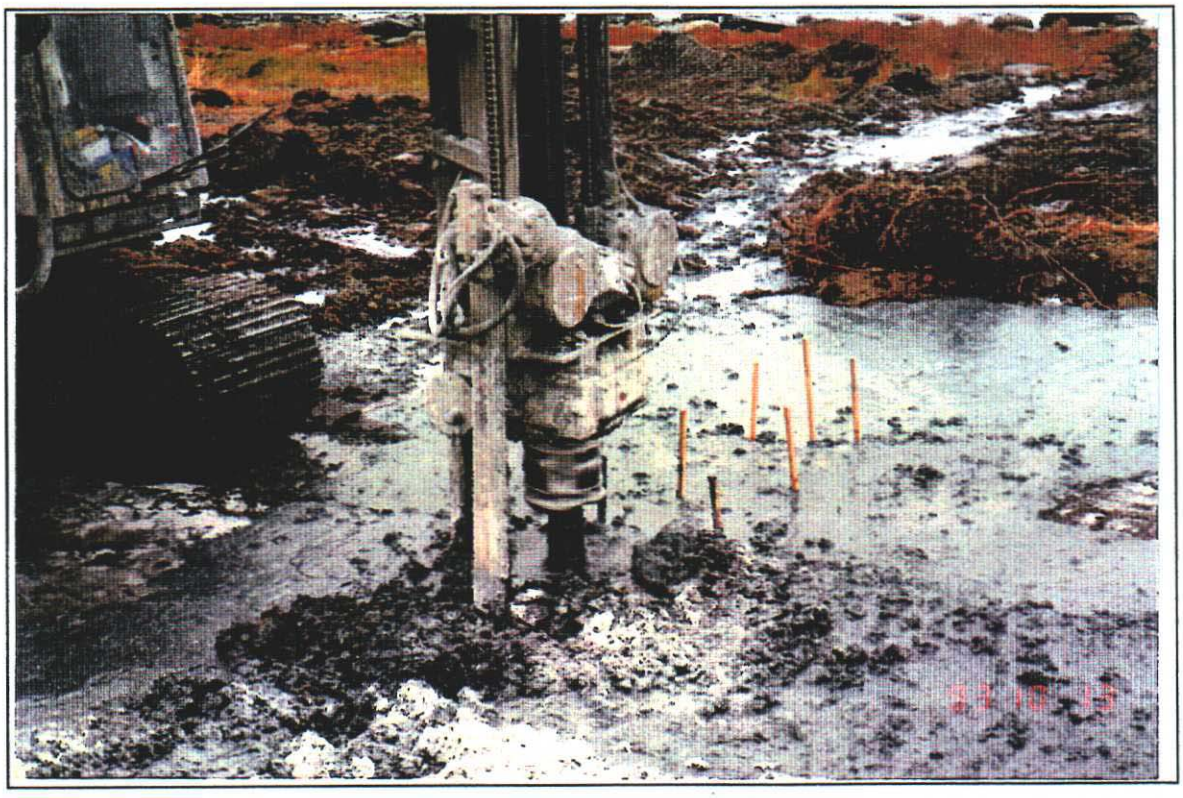


Bilde 1 : Sammensying av armeringsduk.



Bilde 2 : Dobbel søm, armeringsduk.

Bilde 1 : Oversiktsbilde, kalkpeling profil 1000 - 1090.

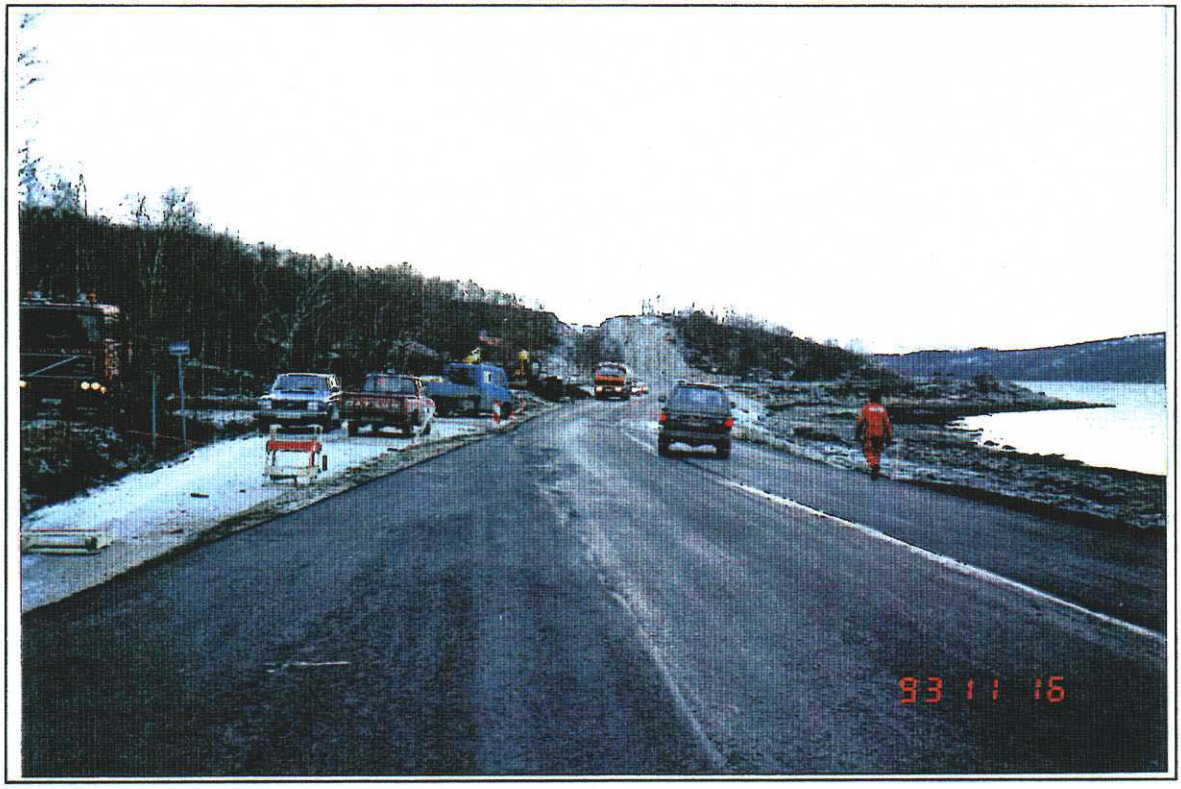


Bilde 2 : Nedsetting av kalkpeler i ribber. Merk omrørt leire på terrenget foran maskinen.

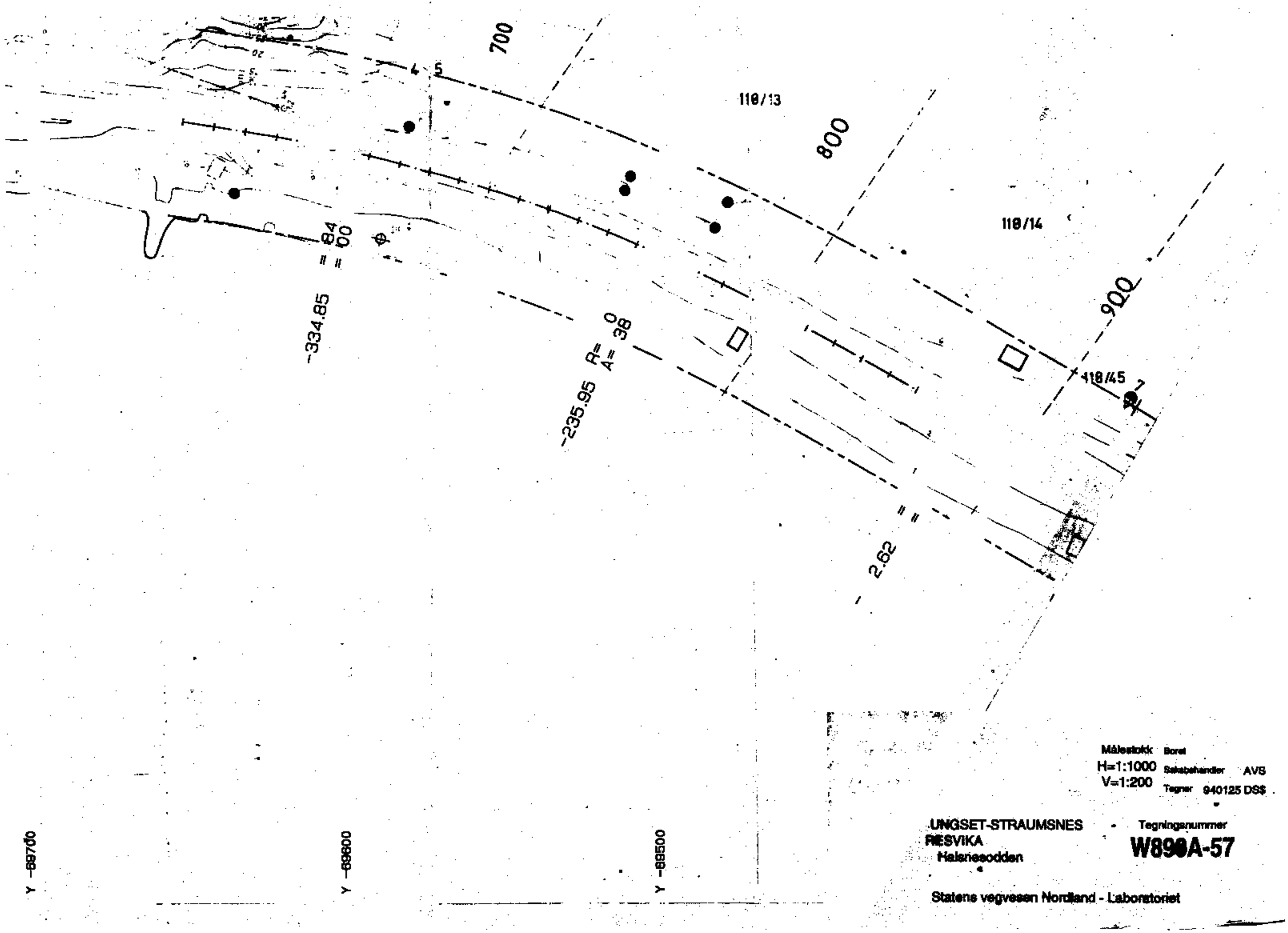
Bilde 1 : Kalkpeling. I forgrunnen sees "voller" som er installerte kalkpelribber. I bakgrunnen på fyllingen sees tank med kalk som kalkpelemaskinen må fylles fra.

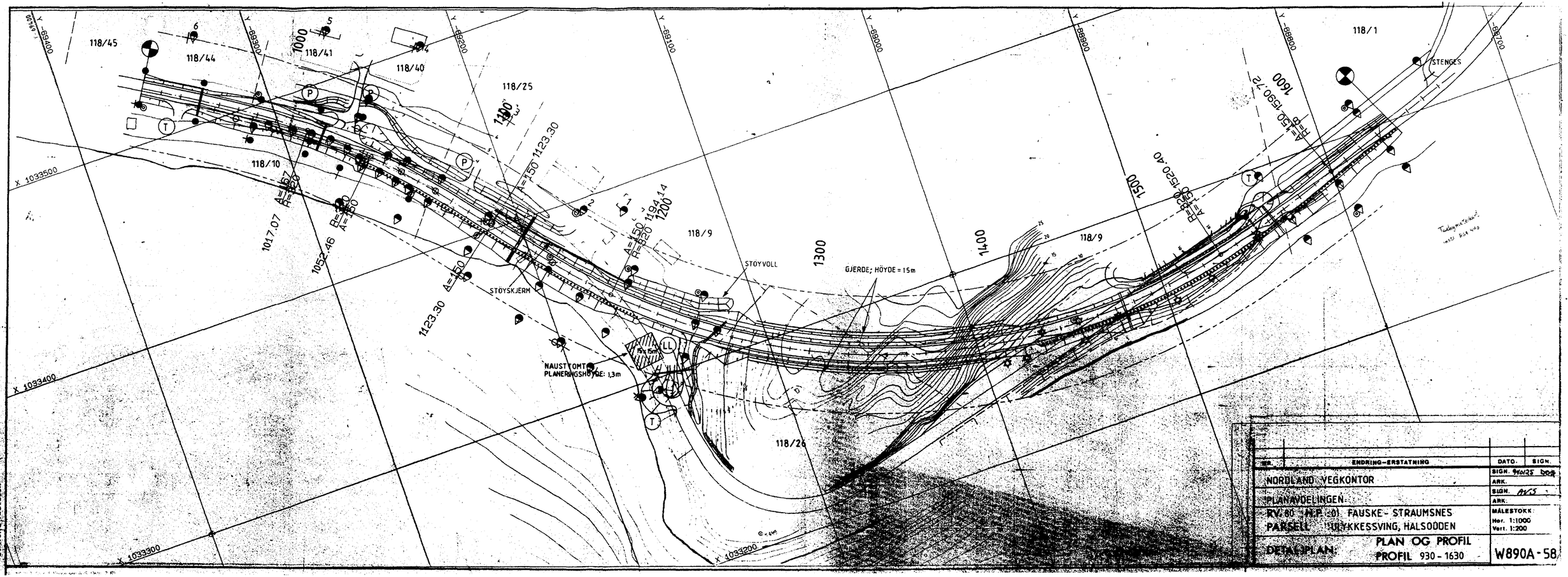
Bilde 2 : Vinge/blandeutstyr for kalkpelemaskinen. Denne skus (bores) ned til angitt nivå slik at leirmassene omrøres. Ved opptrekking tilsettes kalk med trykkluft gjennom en dyse øverst under rotasjon.

Bilde 1 : Veien satt under trafikk, november 1993. Fylling sett mot vest.



Bilde 2 : Veien satt under trafikk, november 1993. Fylling sett mot øst.

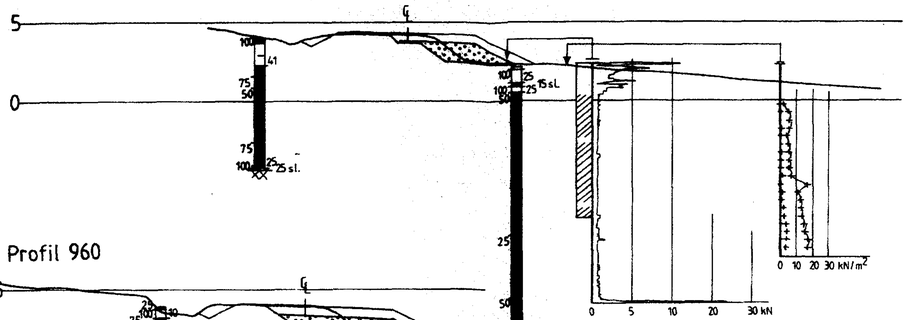

700
800
900
118/13
118/14
118/45
4
5
7
84
00
-334.85
-235.95
R=
A=
0
38
2.62
Y -69700
Y -69600
Y -69500
Målestokk
H=1:1000
V=1:200
Borst
Saksbehandler AVS
Tegner 940125 DS$
UNGSET-STRAUMSNES
RESVIKA
Halsnesodden
Tegningsnummer
W890A-57
Statens vegvesen Nordland - Laboratoriet



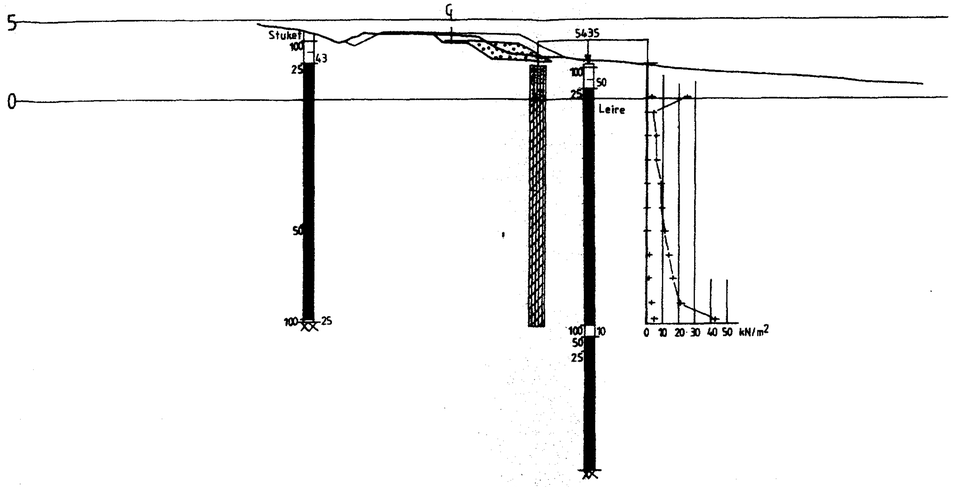
	ENDRING—ERSTATNING	DATO.	SIGN.
NORDLAND VEGKONTOR		SIGN. 94/01/25	
		ARK.	
PLANAVDELINGEN		SIGN. AVS	
RV. 80 H.P. 01 FAUSKE - STRAUMSNES		ARK.	
PARSELL	BLYKKESSVING, HALSØDDEN	MÅLESTOKK Hor. 1:1000 Vert. 1:200	
DETALJPLAN:	PLAN OG PROFIL PROFIL 930 - 1630	W890A-58	

STATENS VEGVESEN

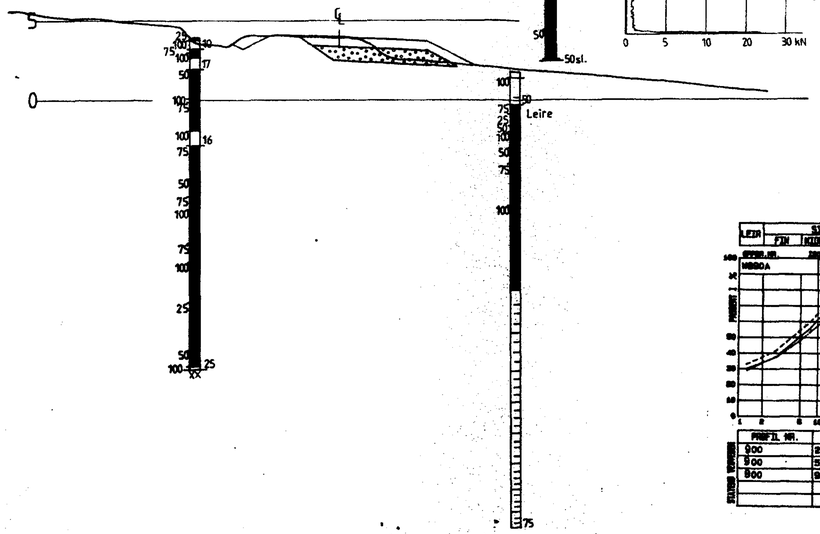
Profil 900

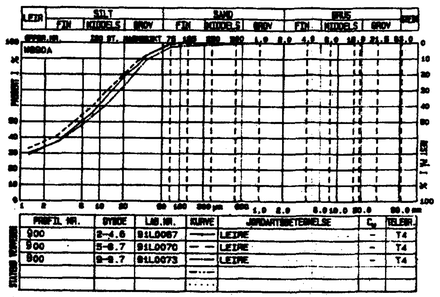


Profil 930



Profil 960





PROFIL NR.	DYBDE	LAB.NR.	KURVE	JORDARTSBETEGNELSE	C_u	TELEBR.
900	2-4.6	91L0067		LEIRE	-	T4
900	5-6.7	91L0070		LEIRE	-	T4
900	9-9.7	91L0073		LEIRE	-	T4

Oppdr.nr.: W890A Prøveserie: 900 Prøvetaker: PJD

Dybde i m	Materiale		Prøve nr.	Vanninnhold % 20 40 60	γ t/m³	S_t	Skjærstyrke kN/m² 20 40 60 80 100
1							
2	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	67		20.3		
3	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	68		20.7		
4	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG/GRANGRUT	69		20.9		
5	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	70		20.2		
6							
7	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	71		20.4		
8	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	72		20.7		
9	LEIRE	GRÅ/KLEBRIG	73		20.1		

Tegningsgrunnlag:

Vedlegg til rapport:

TVERRPROFILER
Profil 900, 930 og 960

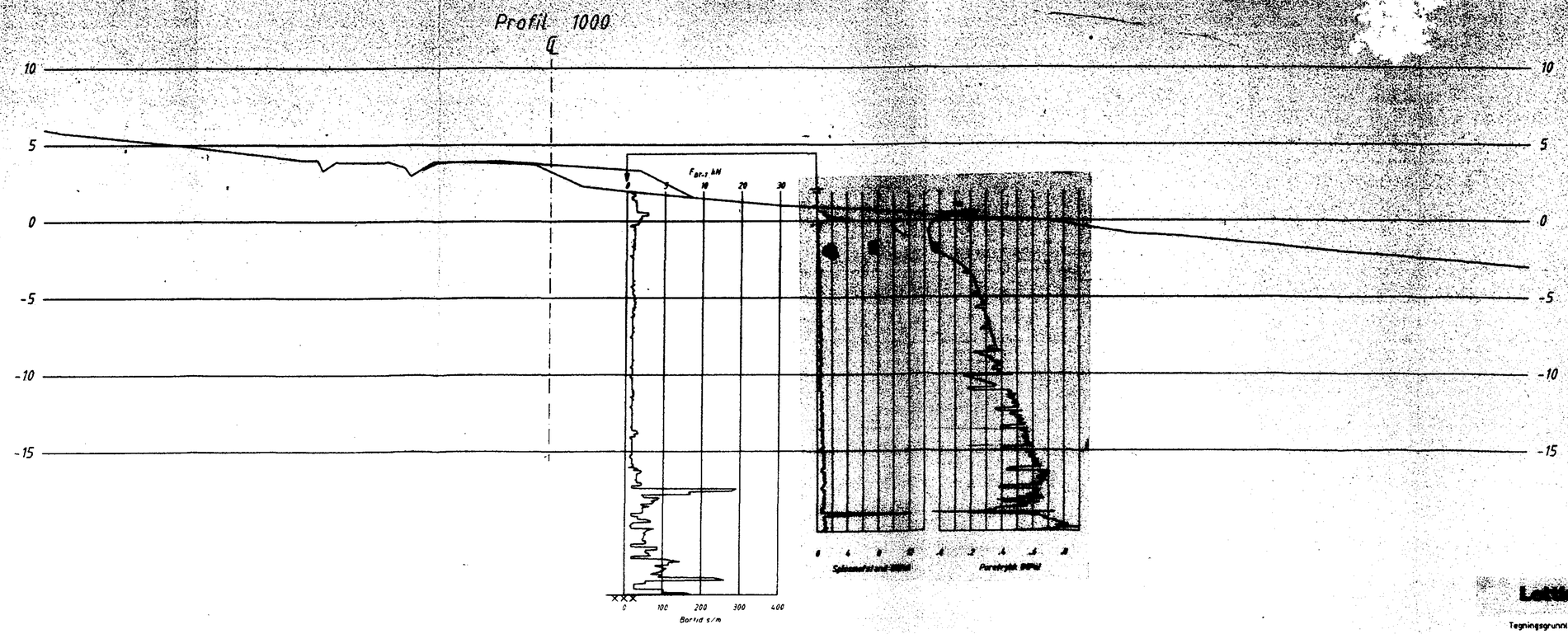
Målestokk 1:200

Boret:
Tegn.: 9/01/25
Sakbeh.:

GRUNNUNDERSØKELSE:
Rv.80-02 KLUNGSET-STRAUMSNES
Utbedring av skarp kurve
ved Halsnesodden, P 610 - 1690

Tegning nr.
W890A-61

NORDLAND VEGKONTOR – LABORATORIEAVDELINGEN



[redacted]

Tegningsgrunnlag:

Vedlegg til rapport:

TVERRPROFIL
Profil 1000

Målestokk 1:200

Utført: 06-08.93
Tegn.: 940125 DSØ
Saksbeh.: AVS

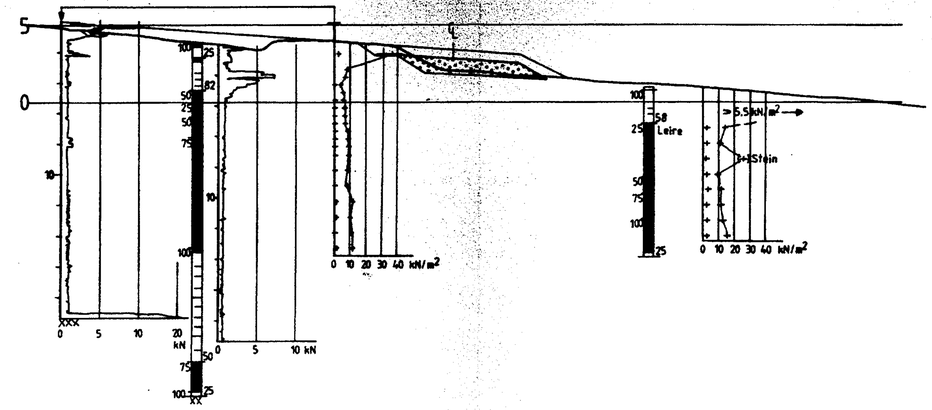
GRUNNUNDERSKELSE:

Rv.80-02 KLUNGSET-STRAUMSNES
Parsell TØRRESVIKA
Ulykkessving Halsnesodden

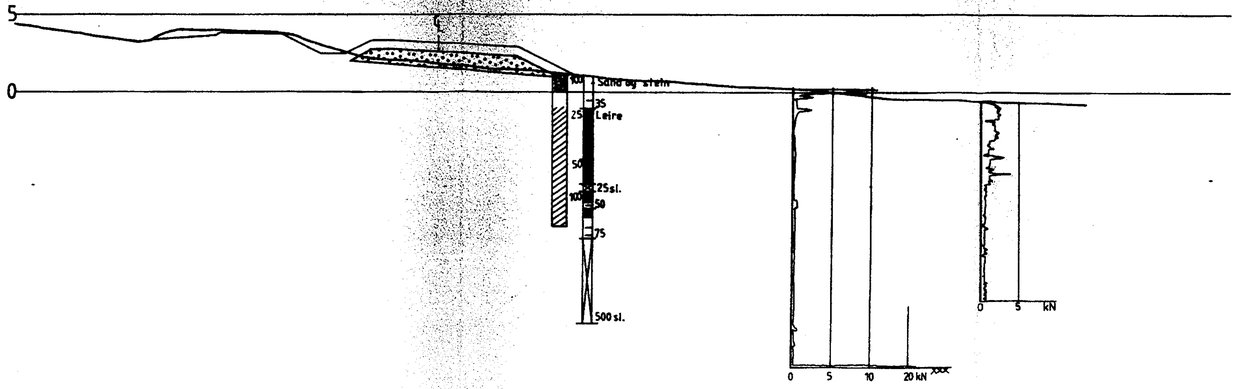
Tegning nr.
W890A-64

Statens vegvesen Nordland
LABORATORIET

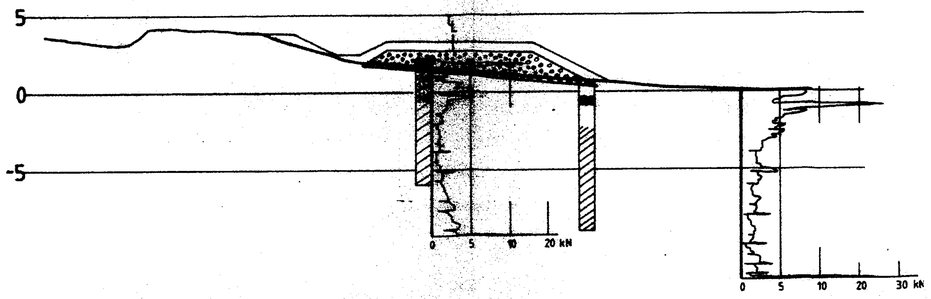
Profil 1040



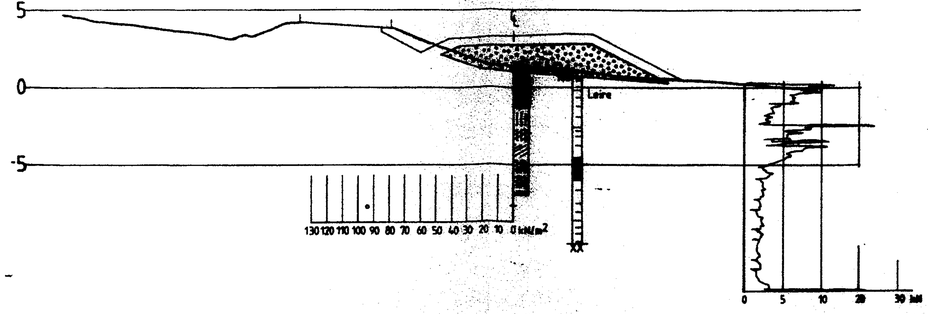
Profil 1080



Profil 1120



Profil 1160



Tegningsgrunnlag:

Vedl til rapport:

TVERRPROFILER
Profil 1040, 1080, 1120 og 1160

Målestokk 1:200

Boret:
Tegn.: 940125
Saksbeh.: AV

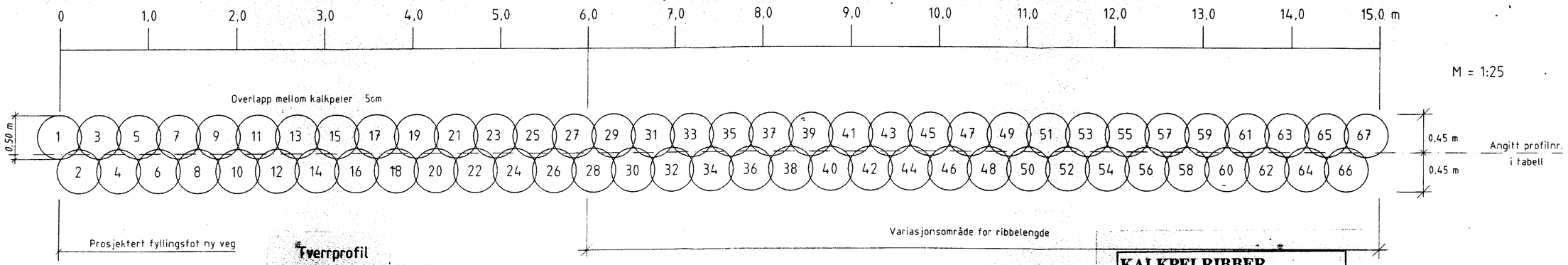
GRUNNUNDERSØKELSE:

Rv.80-02 KLUNGSET-STRAUMSNES
Utbedring av skarp kurve
ved Halsnesodden, P 610 - 1690

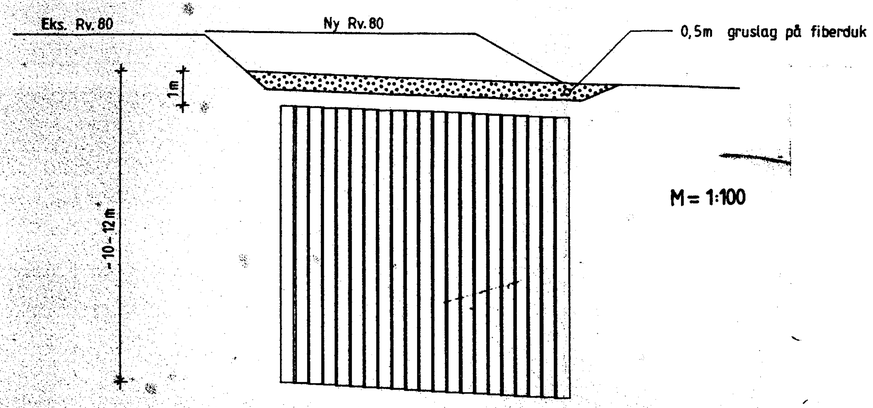
Tegning nr.
W890A-74

NORDLAND VEGKONTOR – LABORATORIEAVDELINGEN

DETALJ



Tverrprofil



KALKPELRIBBER

RIBBE	PROFIL NR.	RIBBE-LENGDE m	PELE-LENGDE m	ANTALL PELER stk	SUM PELELENGDER m
A	997,5	7,0	12,0	31	372,0
B	1002,5	6,5	12,0	29	348,0
C	1007,5	6,0	12,0	27	324,0
D	1012,5	6,0	12,0	27	324,0
E	1017,5	6,0	12,0	27	324,0
F	1022,5	7,0	12,0	31	372,0
G	1027,5	8,0	12,0	35	420,0
H	1032,5	8,0	12,0	35	420,0
I	1037,5	8,0	12,0	35	420,0
J	1042,5	10,0	10,0	44	440,0
K	1047,5	11,5	10,0	51	510,0
L	1052,5	13,0	10,0	58	580,0
M	1057,5	12,5	10,0	55	550,0
N	1062,5	12,5	10,0	55	550,0
O	1067,5	13,0	10,0	57	570,0
P	1072,5	14,0	12,0	62	744,0
Q	1076,5	10,5	12,0	47	564,0
R	1078,5	4,0	12,0	18	214,0
S	1081,5	5,5	12,0	25	300,0
T	1084,5	11,5	10,0	52	520,0
U	1087,5	16,0	10,0	67	670,0
TOTAL MENGDE KALKPELER				868	9538,0

Ribbelengde måles fra projektert fyllingsfot og inn mot fyllingsfot eks. veg.
Ribbene plasseres med senterlinjen i de i tabellen angitte profil.

Kalkpelribber endret pga. vann og avløpsledninger **93.10.07**

Tegningsgrunnlag:

Vedlegg til rapport:

PRINSIPPTEGNING

Målestokk:

Boret:

Tegn.: 940125 DS

Saksbeh.: AVS

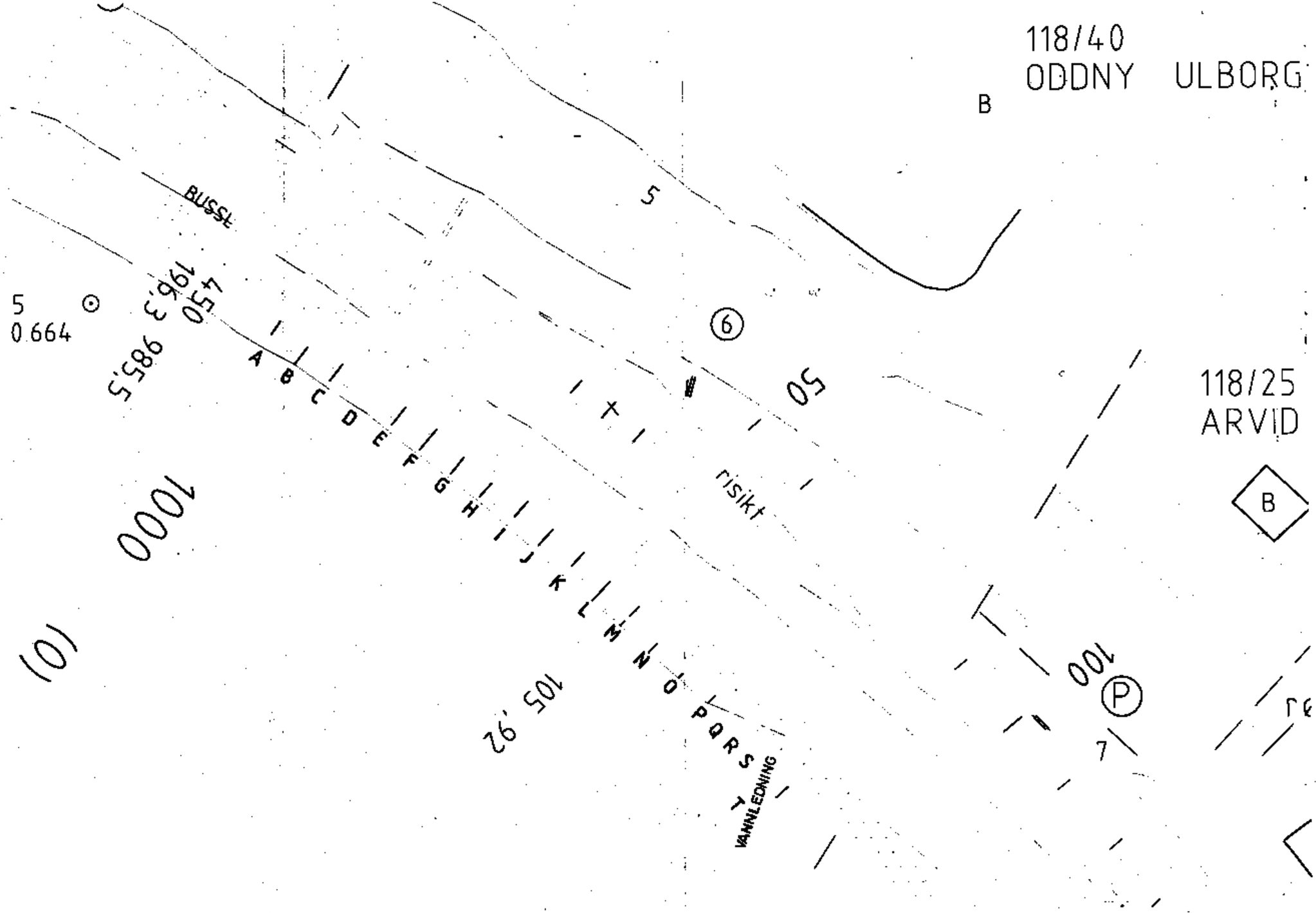
GRUNNUNDERSKELSE:

Rv.80-02 KLUNGSET-STRAUMSNES
Parsell TØRRESVIKA
Ulykkessving Halsnesodden

Tegning nr.

W890A-102

Statens vegvesen Nordland
LABORATORIET



Vedlegg til rapport

Oversiktstegning
Kalkpelribber

Målestokk 1:500

Borst

Saksbehandler AVS

Tegner 940125 DS$

Grunnundersøkelse

Rv.80-02 KLUNGSET-STRAUMSNES
Parsell TØRRESVIKA
Ulykkessving, Halsnesodden

Tegningsnummer
W890A-103

Statens vegvesen Nordland - Laboratoriet