

rapport nr. 41

Bolsøybrua Geoteknisk sluttrapport

Statens vegvesen
Møre og Romsdal

Desember 1992



STATENS VEGVESEN
VEGDIREKTORATET

Laboratorieserien, rapport nr. 41

Bolsøybrua Geoteknisk sluttrapport

Sammendrag

Rapporten gir en oppsummering av prosjektering og oppfølging av bruprojektet.

Som ledd i prosjekteringen ble det rammet 2 prøvepeler. Prøvepelene ga nyttig informasjon om rammeforhold og opptrekkskapasitet.

Tilløpsfyllingene har store dimensjoner med ca. 35 og 45 meters høyde i fronten. For å sikre massefortrenging av svakt topplag under sjøbunn, bedre egenstabiliteten og framskynde egen-setningene i fyllingene, ble det utført systematiske påleggs-sprenginger under utlegging. Østre tilløpsfylling som består av sprengstein fra dagbrudd hadde 0 setning etter at den var ferdig utlagt, mens vestre fylling av tunnelmasse fikk betydelige og langvarige ettersetninger etter utlegging, med ca. 10 cm setning i løpet av ca. 1 1/2 år etter at dekket var lagt. For å sikre pelene i pilar akse 2 ble det lagt ut en støttefylling foran fylling i vest.

Brupilarene er fundamentert på betongfylte stålrørspeler, dels rammet til fjell, dels til bæreevne i løsmasser. Pelene ble rammet med 80/100 kN hydraulisk lodd og diesellodd Delmag D46 og 55. Kvalitetskontrollen av pelarbeidene bestod av sveisekontroll, innmåling av pelposisjon og -retthet, føring av ramme-protokoll, PDA- og elastisitetmåling.

Østre landkar er fundamentert direkte i steinfylling, mens vestre landkar står på 4 stk. Ø500 mm stålrørspeler rammet gjennom fyllingen og ned i fast grunn. Østre kar har ikke hatt setning i ettertid. Det samme gjelder også vestre kar, som står igjen mens fyllingen setter seg.

Emneord: *Leire, moreneleire, massefortrengning, pel, stål, kontroll, ramming og satsing*

Seksjon: Laboratoriet
Saksbehandler: Bjørn Wivestad
Dato: Desember 1992

/RDA

Statens vegvesen

Møre og Romsdal

Rapporten kan fås ved henvendelse til Veglaboratoriet, Arkivet:
Postboks 6390 Etterstad, 0604 Oslo, tlf: 02-639900, fax: 02-467421



LABORATORIET		HOVEDARKIV: 47.064		OPPDRAG: NR 85.104		LABARKIV: RV 64		Kommune: NR		Hp					
TITTEL: BOLSØYBRUA GEOTEKNISK SLUTTRAPPORT NR 1		SAKSBEHANDLER: Laboratoriesjef Bjørn Wivestad		KONTAKT:		RAPPORT NR 19									
DATO: 1992-11-05		SENDT TIL		Vsj.		Ass. vsj.		Plan		Anl.		Veg-lab.		Lab.	
VÅR REF: BWI/HMO		Antall		1		1		1		2		5			
Laboratoriet, Molde, den 4/11-92 <i>B. Wivestad</i>															

INNHold

SAMMENDRAG

- 1 ORIENTERING
 - Bolsøybrua
 - Forundersøkelser
- 2 FYLLINGER
 - 2.1 Brulengde
 - 2.2 Grunnforhold
 - Fyllmasser
 - Stabilitet
 - 2.3 Undervannsprenginger
 - 2.4 Setninger
 - 2.5 Fyllingsskråninger
 - 2.6 Bølgesikring
 - 2.7 Landkar
- 3 PILARFUNDAMENTER
 - 3.1 Grunnforhold
 - 3.2 Prøvepeling
 - 3.3 Oppfølging
 - Pelelaster
 - Rammeutstyr
 - PDA-målinger
 - Peledybder
 - Skadde peler
 - 3.4 Kvalitetskontroll
 - Sveiser
 - Rammeprotokoll
 - Peltopp/retthet
 - Etterramming
- 4 ETTERTANKER
 - 4.1 Grunnundersøkelse - peledybde
 - 4.2 Brulengde
 - 4.3 Teknisk kontroll av pelearbeidene



VEDLEGG

- Bilag nr. 1 a)-d) - Infobrosjyre.
- Bilag nr. 2 - Lengdeprofil bru.
- Bilag nr. 3 - Forundersøkelser 1985 og 1987.
- Bilag nr. 4 - Plan fyllingshode øst.
- Bilag nr. 5 - Profil fyllingshode øst.
- Bilag nr. 6 - Profil fyllingshode vest.
- Bilag nr. 7 - Undervannssprenging. Ladningsplass.
- Bilag nr. 8 a)-d) - Undervannssprenging. Fylling øst.
- Bilag nr. 9 - Foto fylling øst. Overhøyde.
- Bilag nr. 10 - Undervannssprenging. Fylling vest.
- Bilag nr. 11 a)-c) - Undervannssprenging. Foto.
- Bilag nr. 12 - Setninger. Nivellering fylling øst.
- Bilag nr. 13 a)-b) - Setninger. Nivellering fylling vest.
- Bilag nr. 14 a)-c) - Setninger. Støttefylling.
- Bilag nr. 15 a)-b) - Tunnelmasser.
- Bilag nr. 16 - Skråningshelning. Lodding akse 11-12.
- Bilag nr. 17 a)-b) - Skråningshelning. Lodding akse 1-3.
- Bilag nr. 18 - Beregning av bølgehøyder.
- Bilag nr. 19 - Foto. Uvær.
- Bilag nr. 20 - Foto. Utlekking av plastring.
- Bilag nr. 21 - Grunnundersøkelse, peledybder, GEOVEST 1988.
- Bilag nr. 22 - Geotekn. lengdeprofil. GEOVEST 1988.
- Bilag nr. 23 a)-k) - Prøvepeling (rapport nr. 3).
- Bilag nr. 24 - Rammeutstyr. Typer/effekt.
- Bilag nr. 25 - Oversikt PDA-målinger.
- Bilag nr. 26 - Skadd pel, 4/3.
- Bilag nr. 27 - Kontroll av pellarbeider.
- Bilag nr. 28 - Innmåling peltopp. Krummingsmåling.
- Bilag nr. 29 - Økon. optimalisering landkarplass.
- Bilag nr. 30 - Oversikt over rapporter/notater.



SAMMENDRAG

Rapporten gir en oppsummering av prosjektering og oppfølging av bruprojektet.

Som et ledd i prosjekteringen ble det rammet 2 prøvepeler. Prøvepelene ga nyttig informasjon om rammeforhold og opptrekkskapasitet.

Tilløpsfyllingene har store dimensjoner med ca. 35 og 45 meters høyde i fronten. For å sikre massefortrenging av svakt topplag under sjøbunn, bedre egenstabiliteten og framskynde egensetningene i fyllingene, ble det utført systematiske påleggs-sprenginger under utlegging. Østre tilløpsfylling som består av sprengstein fra dagbrudd hadde 0 setning etter at den var ferdig utlagt, mens vestre fylling av tunnelmasse fikk betydelige og langvarige ettersetninger etter utlegging, med ca. 10 cm setning i løpet av ca. 1 ½ år etter at dekket var lagt. For å sikre pelene i pilar akse 2 ble det lagt ut en støttefylling foran fylling vest.

Brupilarene er fundamentert på betongfylte stålrørspeler, dels rammet til fjell, dels til bæreevne i løsmasser. Pelene ble rammet med 80/100 kN hydraulisk lodd og diesellodd Delmag D46 og 55. Kvalitetskontrollen av pelearbeidene bestod av sveisekontroll, innmåling av pelposisjon og -retthet, føring av ramme-protokoll, PDA- og elastisitetmåling.

Østre landkar er fundamentert direkte i steinfylling, mens vestre landkar står på 4 stk. Ø500 mm stålrørspeler rammet gjennom fyllingen og ned i fast grunn. Østre kar har ikke hatt setning i etttertid. Det samme gjelder også vestre kar, som står igjen mens fyllingen setter seg.

Jeg har hatt nært samarbeid med overingeniør Nils Rygg, Veglaboratoriet, i prosjekteringsfasen og under anlegget.



1 ORIENTERING

En beskrivelse av anlegget er gitt i brosjyre, bilag nr. 1 a)-d).

BOLSØYBRUA

Det var i utgangspunktet et valg mellom 2 alternative utførelser, betong- eller ståldrager (bilag nr. 2), med henholdsvis 11 og 7 spenn. Avgjørende for valget av betongløsningen var at antall peler pr. fundament var 8, mot 10 ved stålalternativet. Senere sikkerhetsmessige krav i forbindelse med skipspåkjørsel fra bruavdelingen førte imidlertid til at peletallet måtte økes til 10 også for betongalternativet.

FORUNDERSØKELSER

Geologiske/geotekniske forundersøkelser er utført av A/S GEOTEAM (akustiske og refraksjonsseismiske profiler samt enkle sonderinger i 1985 og 1987) og av A/S GEOVEST (grunnundersøkelser, 1987), kfr. bilag nr. 3.

2 FYLLINGER

2.1 BRULENGDE

I Bolsøysundet var krav til strømløp avgjørende for brulengden; Kystverket forlangte en gjennomstrømmingsåpning på 440 meter, som da gir en minste brulengde på litt under 500 meter. Når brua ble bygget ca. 60 meter lengre enn minstelengden, har det sammenheng med at tilløpsfyllingene var nådd opp i "økonomisk høyde", dvs. balanse mellom beregnet meterpris på bru og fylling. På østsiden, der fyllhøyden var noe mindre, ble også grunnforholdene vurdert å være litt tvilsomme, med et øvre lag av løse til middels fast lagrede, hovedsaklig friksjonsmasser som beregningsmessig ga en begrensning i fyllhøyden.

2.2 GRUNNFORHOLD FYLLMASSER STABILITETSFORHOLD

Grunnforholdene er noe forskjellige på øst- og vestsiden av sundet, og det ble lagt ut forskjellige masser i de to fyllingene: sprengstein fra dagbrudd på østsiden og tunnelmasse på vestsiden.



Tilløpsfylling øst (Skålasiden)

På østsiden av sundet strekker det seg ut en lang rygg i traséen (bilag nr. 3). Det er fjell i dagen og utover undervannsryggen.

I fremre del av fyllingsområdet er det fjell i dagen i lokale partier på sørsiden, med overdekning av løsmasser i nordlig retning og mot vest. Mektigheten av løsmassene er begrenset, opptil ca. 7 meter, og løsmassene har lav til moderat bormotstand og består hovedsaklig av sandige/grusige masser med innslag av finkornige materialer (bilag nr. 4 og 5).

Fyllmassene er sprengstein fra skjæring og sidetak i linja. Fyllhøyden er ca. 35 meter i fronten.

Stabilitetsberegninger ga en noe lav, men akseptabel sikkerhetsfaktor ($F = 1,4$) forutsatt 0 poreovertrykk. Det ble antatt at massene ville dreneres i takt med pålastningen. For å være på den sikre siden ble systematisk sprenging ved fyllingsfot og oppe i fyllingsskråning, kombinert med overhøyde på fyllingen, foreskrevet.

Sprengingene ble utført som foreslått, med i alt 6 sprenginger under utlegging av de fremste ca. 30 metrene av fyllingen. Det var en sterk argumentasjon fra entreprenøren for å gå frem med tippen i ca. kt. + 1,5 av hensyn til rasjonell utlegging av steinplastringen. Pga. dette ble sprengingene ikke utført under full belastning som forutsatt. Stabiliteten ble derfor kontrollert med en sprenging til slutt der fyllingen var lagt ut med full overhøyde.

Sprengingene ga hver gang betydelige deformasjoner i fyllingen, som beskrevet senere i avsnitt 2.3.

Ved plastringen blir en ca. 2 meter tykk skive gravd av fyllingsskråningen, og massene blir lagt på skråningen nedenfor. Dermed er det en viss fare for at skråningen kan bli ustabil i et parti nedenfor plastringen. For å stabilisere denne delen av skråningen ble det derfor utført 10 mindre sprenginger med 2,5 kg ladninger plassert i ca. 10 meters dyp. Disse sprengingene ga ikke merkbare forstyrrelser i skråningen.

Tilløpsfylling vest (Bolsøysiden)

På vestsiden av sundet ligger mektige og faste løsmasser av morenekarakter, under et tynt, svakt topplag som inneholder sandige til leirige masser. Under fremre del av fyllingen er tykkelsen av topplaget ca. 2 meter, og tykkelsen avtar innover mot land (bilag nr. 6).



Fyllingen er lagt ut med masse fra Fannefjordtunnelen, med maksimal høyde i fronten ca. 45 meter.

Forutsatt at det svake topplaget ble fjernet var grunnforholdene solide. Det ble antatt at det svake laget ville bli presset ut under fyllingen, men for å sikre stabiliteten ble det foreslått systematisk sprenging ved fyllingsfot under utlegging av de siste ca. 35 metrene.

Det er noe tvil om kvaliteten på tunnelmasser i høye sjøfyllinger, både med hensyn til egenstabilitet og setning, pga. høyt finstoffinnhold, kfr. Håndbok 016. I dette tilfellet var det intet valg; de tilgjengelige massene var tunnelmasse og fyllingen var eneste avtaker av massene. Under prosjekteringen ble tiltak som bl.a. utlegging av nedre del av fyllingen med lekter vurdert, men pga. økning av massebehovet, kostnadsøkning og usikkerhet hvorvidt virkningen ville stå i forhold til innsatsen, ble dette ikke aktuelt. Utsikting av finstoff ble også vurdert, men vår erfaring med tunnelmasse fra de vanlige gneisene i regionen er at finstoffinnholdet normalt ligger under hulromsprosenten i steinskjelettet. Bergartene i Fannefjordtunnelen, grovkornet grunnfjellsgneis og massiv hornblenderik gneis, var i så måte gunstige. Separasjon under utlegging fra høy tipp, med grovere fraksjoner mot dybden, er positivt for stabiliteten idet vi får plassert de mest stabile materialene der spenningene er størst. Anriking av finstoff i øvre del av fyllingen kan imidlertid resultere i egensetninger. Det var mye strøm i sundet, hvilket ga den positive virkning at en del finstoff forsvant under utleggingen

De planlagte sprengingene ved fyllingsfot og oppe i fyllingsskråningen var i første omgang rettet mot å sikre mot grunnbrudd og utløse eventuelle overheng i fyllingsskråningen, men sprengingssjokket ville også resultere i omlagring og dermed bedre egenstabilitet og mindre egensetning i fyllmassene.

På bakgrunn av disse vurderingene ble det utført en stabilitetsanalyse med forsiktig anslåtte parametre (grunn: $\text{tg } \phi = 0,6$, $a = 10 \text{ kPa}$, fylling: $\text{tg } \phi = 0,85$, $a = 0$) som ga tilfredsstillende resultat ($F_s \approx 1,9$) under forutsetning av 0 poreovertrykk. Med de store dimensjonene og dermed langsom opplegging på fyllingen, ble det antatt at faren for poreovertrykk var minimal under utlegging.

De planlagte sprengingene ville skape poreovertrykk og dermed gi fyllingsstabiliteten en betydelig, men kortvarig reduksjon.

Fyllingen ble derfor lagt ut på endetipp i ca. kt. + 1,5 uten andre sikringstiltak enn systematisk sprenging for omtrent hver 5. meter på de siste ca. 35 metrene.



2.3 UNDERVANNSSPRENGING

Generelt brukes sprenging under fylling for å sikre stabiliteten ved at svake masser under fyllingen blir svekket. På land brukes vanligvis ladninger anbrakt i rør i de svake massene under fyllingen.

I vann har det vært nødvendig å ta i bruk andre og enklere metoder: ladninger lagt på fyllingsskråning eller terreng ved fyllingsfot. Vanlige ladninger eller spesielle, såkalte rettede ladninger, har vært brukt. Dersom det har vært et hovedpoeng å løse opp masser av noen tykkelse har det vært nødvendig å ty til rettede ladninger. Der tykkelsen av det svake laget er begrenset kan vanlige ladninger gjøre nytten.

Det er en stor prisforskjell mellom de to siste metodene. Rettede ladninger er betydelig dyrere enn vanlig sprengstoff, og differansen i arbeidskostnad er enda større idet rettede ladninger må plasseres riktig, spesielt m.h.t. retning, av dykker.

Vanlige ladninger, i form av en bunt dynamittgubber, kan plasseres enkelt slik det ble gjort på Bolsøy-prosjektet (bilag nr. 7):

- Det ble først utført lodding for å definere fyllingsfot.
- Ladningene ble sluppet fra småbåt i korrekt avstand fra land. Det ble gitt ut på skyteledningen til ladningen var sunket til bunns. Båten ble dirigert sideveis fra land, idet det ble tatt hensyn til strømmen.
- Ladningene ble seriekoblet og satt av med momenttennere.

Hele prosessen med klargjøring, utlegging og kobling gikk greit unna og tok etterhvert under 1 time for 4 mann.

Skålafyllingen (bilag nr. 8 a)-d))

De tre første sprengingene ble utført med ladninger bare ved fyllingsfot, men ved sprenging nr. 4-7 ble det også plassert ladninger oppe i fyllingsskråningen som vist i bilag nr. 8 d).

Sprengingene ga sterke rystelser, og hver gang forsvant 2-4 meter av fyllingsfronten og de fremre ca. 10-15 metrene av fyllingen sank betydelig, opptil 50-60 cm i framkant, med store sprekker og riss i fyllingsoverflaten (beskrivelse bilag nr. 8 b) og c)).



Sprengingene ble utført med topp fylling på ca. kt. + 1,5 av hensyn til utlegging av plastring. Dette var ikke tilfredsstillende stabilitetsmessig, slik at det ble nødvendig med en avsluttende kontrollsprenging med full belastning. Ved siste gangs sprenging, da fyllingen var ferdig utlagt med plastring og overhøyden var lagt på, var det ingen synking av fyllingen.

Foto, bilag nr. 9, viser fyllingen utlagt med overhøyde.

Bolsøyfyllingen

Her ble det utført sprenging 8 ganger, 5 ganger under utlegging av fyllingen og 3 ganger senere med fyllingen ferdig utlagt, de siste for å fremskynde egensetningene i fyllingen.

Av hensyn til pelefundamentene og peleriggen ble ladningene halvert i forhold til sprengingene ved Skålafyllingen (enhetsladninger 7,2 kg mot 15 kg, totalladning ca. 50 kg mot maks. 132 kg). Ladningene ble lagt ut som beskrevet ovenfor, men for å unngå stopp i massetransporten ble det sprengt i to omganger på hver side av fyllingen (bilag nr. 10).

Resultatet av sprengingene var mye likt Skålafyllingen: fremre del av fyllingen forsvant, fyllingen fikk setninger, særlig nær tippen, og det var stor oppsprekning av fyllingsoverflaten.

Fyllingen var ferdig utlagt den 18. oktober. Da var allerede støttefyllingen komplett utlagt fra fartøy i juni-juli, i alt ca. 32 000 m³ og med en høyde på ca. 16 meter (kfr. bilag nr. 6).

Det var klart at støttefyllingen måtte være løst lagret, og at setninger i denne ville gi synk i fremre del av hovedfyllingen. Vi foretok derfor en sprenging på toppen av støttefyllingen med 4 ladninger à 15 kg plassert i fyllingens fire hjørner (bilag nr. 10). Denne sprengingen ga en setning i størrelsesorden 30 cm på toppen av hovedfyllingen. Det er utført loddinger som indikerer at overflaten på støttefyllingen kan ha hatt en synkning i størrelsesorden 1 meter fra den var ferdig utlagt i juli til etter at pelene var rammet i oktober. En betydelig del av denne setningen antas å skyldes sprengingen, noe skyldes pelerammingen og det har også pågått en normal konsolideringssetning i fyllmassene.

Fotografiene 11 a)-c) gir et inntrykk av hvordan sprengingene tar seg ut, og virkningen på fyllingen.

Bolsøysundet er fiskerikt, og sprengingene resulterte alltid i at det kom opp død fisk.



Problemet med fiskedød er ikke nytt, og vi har tidligere opplevd sprengingsforbud pga. bl.a. lakseoppgang.

Sommeren 1989 kom saken i fokus med omfattende fiskedød i torskemærer i forbindelse med seismiske undersøkelser i Alta.

Høsten 1989 ble vegkontoret i Møre og Romsdal av fiskerisjefen pålagt økonomisk ansvar for 90 % av all død fisk i et nærliggende oppdrettsanlegg ved seismisk skyting i Haramsfjorden, i inntil 14 dager etter sprengingen. Vegvesenet avstod da fra å utføre undersøkelsen. Undersøkelsen ble utført i 1990 etter at erstatningsansvaret ble frafalt.

I november 1989 ble det utført et forsøk med laks i mære i Bolsøysundet. Det ble foretatt 4 sprenginger, 3 med små ladninger i avstand 200-1000 meter fra mæren, og en 90 kg ladning i 1300 meters avstand. Det ble ikke registrert skader på fisken.

Et forsøk i Øygarden, Hordaland, i september 1989 ga noen skader i form av forstørrede blodkar på torsk i avstand 200 og 600 meter fra ladninger på opptil 500 g, men ikke i avstand 1040 meter.

Det forskes nå videre av Norges Fiskeriforskningsråd.

2.4 SETNINGER

Høye fyllinger utlagt på endetipp får betydelige egen-setninger. Dette gjelder i forsterket grad for sjøfyllinger, der både avbremsingen når massene rauter ned fyllingsskråningen under utfylling og redusert vekt pga. oppdrift bidrar til løsere lagring i fyllmassene.

Det antas at økende finstoffinnhold i massene resulterer i større og mer langvarige setninger. På Bolsøyprosjektet har vi forskjellige masser i de to fyllingene nettopp m.h.t. finstoffinnhold, og en sammenlikning mellom dem er av interesse.

Rystelser fra sprenginger og peleramming gjennom fyllingen gir omlagring til større tetthet. Begge fyllingene er utsatt for gjentatte sprengingssjokk, og på fylling vest ble det rammet 4 peler for landkaret gjennom fyllingen og ned i fast grunn. Støttefyllingen utenfor fylling vest ble også utsatt for sprengingssjokk, og det ble rammet 8 peler gjennom fyllingen.

Hensikten med sprengingene var i første omgang å sikre fyllingenes stabilitet, og gunstig virkning på setningsutviklingen er en positiv tilleggs virkning. Det ble også foretatt 3 sprenginger for fylling vest



etter at den var utlagt, i den hensikt å fremskynde setningene, og sprengingen på støttefyllingen ble utført i samme hensikt.

Resultatet av sprengingene var hver gang betydelige deformasjoner der enden av fyllingen forsvant, og et lengre parti av fyllingshodet fikk betydelig synk. Hvorvidt eller hvor stor del av dette som skyldes utglidning og hvor mye som skyldes egensetning i fyllmassene, er usikkert. Ved skråningsfot i fronten av fylling øst registrerte dykker et krater i sjøbunnen, med dybde ca. 1 meter, som tilskrives en ladning. På nordsida av fylling vest gir loddingene en terrengform som indikerer at masse er presset opp utenfor fyllingen (bilag 17 b)). For støttefyllingens vedkommende er det sannsynlig at synkningen bare skyldes komprimering av fyllingen.

Vi har ikke eksakte mål på hvor mye fyllingene sank ned i fronten ved sprengingene under utlegging, bare omtrentlige anslag som ligger i størrelsesorden 30-70 cm. Først etter at fyllingene var lagt ut i full lengde ble det startet setningsobservasjoner. Opplegg og resultater er gitt i bilag nr. 12, 13 og 14.

Skålafyllingen (øst)

På fylling øst ble det merket av 4 punkter på steinplastringen da fyllingen var ferdig utlagt med overhøyde (bilag nr. 12).

Punktene 1-4 ble innmålt før og etter sluttsprenging. Resultatet var 0 setning i punkt 1-3 og 10 mm setning i punkt 4. Senere gjentatte nivellementer i en periode på ca. 3 måneder ga fortsatt 0 setning i punkt 1-3, mens i punkt 4 ble det registrert 30 mm setning i første del av perioden, senere 0. Et kontrollnivellement utført 7 ½ måned etter første nivellement viste uforandret tilstand.

Bolsøyfyllingen (vest)

På fylling vest ble det merket av 6 punkter på steinkledningen rundt fyllingshodet da fyllingen var ferdig utlagt til ca. kt. + 3,0. Punktene ble nivellert før og etter sprenging 3 ganger i løpet av den første 1 ½ måned. Senere er fyllingen fulgt med gjentatte nivellementer fram til april 1991, dvs. ca. 6 måneder. Foruten sprenging har det vært utført peleramming for landkaret og fyllingshøyde og plastring er komplettert (planum ca. kt. + 7,0). Som vist i bilag 13 a) og b) er det registrert betydelige setninger i de 6 punktene, mellom 397 og 858 mm totalt.



Av dette skyldes (78 + 40 + 30 mm =) 148 til (204 + 250 + 120 mm =) 574 mm de tre sprengingene. Virkningen av pelerammingen er ikke registrert direkte, men etter helning på kurvene for setningsforløpet i bilag 13 b) er det trolig ubetydelig. Det er også en normal observasjon at setningene ved peleramming gjerne konsentrerer seg rundt pelen og lager et krater. Setningene siste måned er 10 mm, som muligens skyldes avrunding.

Det er også målt inn 2 punkter på landkar fundamentert (punkt A og B), som i perioden 15. januar-14. februar ikke hadde setninger. Det siste nivellementet 18. april ga en setning på 10 mm som muligens skyldes avrunding.

Etter at dekke ble lagt på i mai 1991 utviklet det seg et "setningshopp" bak landkaret. Før dette ble utbedret i oktober 1992, dvs. etter ca. 1 ½ år, viste nivellement at synkningen av fyllingen var i størrelsesorden 10 cm.

Støttefyllingen

Støttefyllingen er lagt ut fra fartøy med bakgraver. Det er å vente at slik utfylling gir meget løslagret masse, og det ville ha interesse å få opplysninger om egensetningen i den ca. 16 meter høye fyllingen. Etter at den var ferdig utlagt ble den utsatt for sprengningssjokk (4 x 15 kg ladninger), og senere ble det rammet 8 stk. peler gjennom fyllingen og ned i fast grunn. Etter at pelene var rammet, og før betongarbeidene startet, gjorde vi et forsøk på å følge fyllingens overflate som skissert i bilag 14:

- Et tungt, flatt lodd ble lagt ned på fyllingen, med en vaier opp. Vaieren ble strukket med fast kraft og merket overrett med en stålprofil i kryssavstivningen for pelene. For å sjekke eventuelle setninger i pelene ble disse kontrollert mot akse 3.

Loddet ble lagt ned av dykker, som registrerte grunne (\approx ½ meter) søkk i fyllingsfoten rundt pelene.

Målingene ble utført 5 ganger i løpet av ca. 1 måned, da de måtte avbrytes pga. bruarbeidene.

Det ble ikke registrert setninger i fyllingen.

Setningsmålingene viser altså forskjell i utvikling av egensetningene ved de to hovedfyllingene. Det er noe forskjell i fyllingsgeometrien, ved at fylling vest har en løslagret støttefylling under fremre del av fyllingen.



Dette kan tenkes å ha bidratt til de langvarige ettersetningene, men på den annen side indikerer oppfølgingen av støttefyllingen at den hadde små setninger i en periode like etter peleramming.

Mens setningene faktisk var avsluttet i og med ferdig utlagt fylling på østsida, har altså fylling vest hatt betydelige ettersetninger. Forskjellen må antas å kunne ha sammenheng med massenes kornfordeling.

Vi har ikke kornfordeling for de finere fraksjonene i tunnelmassen fra Fannefjordtunnelen. Resultat av en analyse på masse fra Valderøytunnelen fra 1987 antas imidlertid å kunne være representativ. Det fremgår at 10 % av fraksjonen 0-64 mm er sand eller finere (bilag nr. 15 a)). Hvor stor del av total masse denne fraksjonen utgjør er usikkert, og varierende med bl.a. bergart og sprengingsopplegg, og i enda høyere grad med hvor i en fylling lagt ut fra endetipp materialet befinner seg, pga. separasjon. På grunnlag av siktekurvene i bilaget synes det imidlertid noe tvilsomt at totalvolumet av hulrommene i steinskjellet er fylt, eller steinmaterialet flyter i en matriks av finstoff.

Foto bilag 15 b) viser tipping av et billass av tunnelmasse.

2.5 FYLLINGSSKRÅNINGER

I planfasen var det regnet med helning på fyllings-skråningene i 1:1,33.

Opplodding av skråningene er utført etter ferdig utlegging på begge fyllingene. Resultatet er vist i bilag nr. 16 og 17.

På Skålafyllingen er skråningene i sideretning og front funnet å være like, ca. 1:1,375 (bilag nr. 16).

På Bolsøyfyllingen varierer gjennomsnittlig helning mellom 1:1,3 og 1:1,37 (bilag nr. 17).

2.6 BØLGESIKRING

Brustedet ligger nokså utsatt til for vær fra sørvest, med strøklengde (åpent vann) ca. 7 km. Det gjelder spesielt Skålafyllingen som ligger nesten rett mot været med fyllingshodet.

Etter vanlige beregningsformler er signifikant bølgehøyde 2,5 meter (største bølgehøyde 3,25 meter) og nødvendig blokkvekt ca. 25 kN tilsvarende 0,9 m³ (bilag nr. 18).

At det kan være en del sjø går fram av foto, bilag nr. 19.



Bølgesikringen ble utført på vanlig vis (foto, bilag nr. 20):

- Bakgraver tok av en ca. 2 meter tykk skive av topp fylling ned til kt. ÷ 3,5. Massene ble lagt ut i skråning.
- Sikringsblokkene ble lagt ned på stødig plass på flasken med lengdeakse ut-inn, og det ble pakket småfallen masse i hulrommene mellom blokkene i bakkant.
- Det ble utført enkelte sprenginger med 2 x 2,5 kg sprengstoff lagt på skråningen nedenfor utfylt materiale, for å stabilisere skråningen.

2.7 LANDKAR

Landkar akse 1 (Bolsøysiden) er fundamentert på peler, og landkar akse 12 (Skålasiden) er direkte fundamentert i steinfylling.

Årsaken til forskjellige løsninger er hovedsaklig forskjellen i fjellmasser i de to fyllingene:

- Bolsøyfyllingen er lagt ut med tunnelmasse som er mer småfallen og finstoffrik en sprengstein fra dagbrudd. Dette gjør det på den ene siden lettere å pele, og samtidig er egenstabiliteten dårligere, slik at geometriske krav (lengde fram til fyllingskant og skråningshellning) må skjerpes i forhold til sprengstein, ved direkte fundamentering.

Det ble antatt en pelelengde på ca. 24-28 meter i tunnelmassen. Erfaring fra akse 2, der pelene gikk gjennom støttefyllingen som smør, tilsa at pelene for landkaret ville måtte rammes ned i fast grunn i kt. ÷ 32-33 for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. Dette viste seg å stemme og pelene ble ca. 36 meter lange totalt. Vi hadde et begrenset lager av tykkveggede rør som vi plasserte øverst i pelene der de trengtes mest under rammingen.

3 PILARFUNDAMENTER

3.1 GRUNNFORHOLD

Vanndybden ute i sundet er ca. 30-35 meter og avtar til ca. 25 meter ved enden av fylling Skåla på østsiden.

Bunnen danner en vid ryggform over sundet på brustedet.



I den sentrale og vestlige delen av sundet er det registrert mektige og fast lagrede løsmasser ved akustiske og seismiske målinger. Mot øst tynner løsmasseoverdekningen ut, til ca. 4-6 meter under fyllingshodet. (A/S Geoteam 18. august 1987.)

Boringer utført av Geovest A/S (rapport av 13. november 1988) består av fjellkontrollboring (med registrering av spyletrykk), samsondering og prøvetaking. I østre del er boringene ført til fjell, i sentrale og vestre del er boringene avsluttet i meget faste masser i bordybder opptil 35 meter (bilag nr. 21).

Fjellkontrollboringene i bilag nr. 21 viser markerte variasjoner i bormotstand, med meget faste, antakelig steinrike lag. Modifisert samsondering stopper opp i disse lagene. Prøver viser at massen stort sett har morenekarakter så langt de går, men det er også funnet ren finsand i et dyptliggende lag med liten bormotstand. Boringene tyder på en kompleks geologisk historie med vekslende dannelse av morene og fluriale masser.

Brua skulle bygges som bjelkebru i stål eller betong fundamentert på betongfylte stålrørspeler.

På grunnlag av de utførte boringene har GEOVEST gitt antydninger om hvor dypt pelene må rammes for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. Boringene er tolket som vist i bilag nr. 22, med soner av vekslende fasthet. Det er knyttet usikkerhet til denne modellen, og særlig til det øvre faste laget, som ble ansett som muligens bæredyktig for pelene.

I østre del av løpet tynner løsmasseoverdekningen over fjell ut, og løsmassene har noe lavere fasthet. Pelene ble antatt rammet til fjell i dette området.

3.2 PRØVEPELING

Pga. usikkerhet særlig m.h.t. nødvendig pelelengde, i kombinasjon med opptrekkskapasitet, ble det besluttet å utføre prøvepeling på brustedet.

Forsøket er beskrevet i vårt notat nr. 2 av 17. juli 1989, bilag 23 a)-k).

Det ble rammet 2 stk. Ø 508/20 mm stålrørspeler med vår egen rigg, Delmag D30/23 diesellodd, og pelene ble forsøkt trukket med flytekran med maksimal trekkkapasitet 2250 kN.

Pelene ble rammet i fundamentposisjon for stålbærer-alternativet (bilag nr. 1), til nesten stopp i 12,1 og 13,25 meters dyp. Det ble utført PDA-analyse, som ga



verdier for rammeenergi (28,0 kNm), beregnet bæreevne (3500 kN) og rammespenninger (117,8 MPa).

Prøvepel 1 stoppet i kt. + 46,10, i nedre del av det angitt faste laget i bilag nr. 21/22. Prøvepel 2 stoppet i kt. + 41,85, nær området for det nedre angitte "mest sannsynlige" området for pelestopp, bilag nr. 21/22.

Flytekrana klarte ikke å trekke pelene, med maksimal kraft ved pelespiss ca. 1750 kN.

Forsøket ga avklaring på flere forhold for fundamenteringen:

- Med stålrør 800/29 mm kreves netto overført rammeenergi på ca. 70 kNm.
- Forsøket ga ikke entydige resultat mht. rammedybde, slik at dette spørsmålet måtte avgjøres under rammingen.
- Opptrekkkapasiteten på pelen var ifølge forsøket 3-4 ganger den teoretisk beregnede verdi.

Usikkerheten mht. rammedybde førte bl.a. også med seg at spørsmålet om setningsdifferanser pga. forskjellig begravd peldybde innen ett fundament måtte avklares. Et overslag utført av GEOVEST viste at setningsdifferansen med bare korte peler på den ene siden av fundamentet og bare lange på den andre ville bli i størrelsesorden $(30+10=)$ 20 mm.

3.3 GJENNOMFØRING AV FUNDAMENTERINGSARBEIDET

Pelerrammingen ble fulgt nøye gjennom hele anleggsperioden, og kommentert i notats form. I alt foreligger 15 notater i forbindelse med pelearbeidet, se oversikt, bilag 30.

Pelelaster

I utgangspunktet var det forutsatt en maksimal pelelast i bruddgrensetilstanden i 4000 kN. Dette viste seg å være en øvre grense som det ikke lot seg gjøre å holde. Spesielt for fundamentene 9-11 der pelene står på fjell ga ugunstige lastkombinasjoner til dels betydelig større pelelaster, helt opp i ca. 5250 kN (pel 9/1).

I fundament 5 ga ugunstige lastkombinasjon et betydelig strekk i pel 5/5 = + 442 kN. Med støtte i resultatene fra prøvepelingen kunne dette strekket aksepteres (kfr. bilag 23).



Rammeutstyr

I bilag nr. 24 er gitt en oversikt over rammeutstyret som ble brukt på anlegget, i alt 6 forskjellige lodd, hvorav ett hydraulisk lodd, fire diesellodd og ett luftlodd.

Hydraulisk lodd Junttan

Entreprenøren stilte med dette loddet med loddvekt 80 kN og fallhøyde 1,2 meter, teoretisk rammekapasitet 96 kNm. Loddet ble i utgangspunktet ikke akseptert idet det ikke hadde tilstrekkelig netto overført rammekapasitet på skråpeler. Det var anledning å bygge på loddet til 100 kN, og dette ble gjort.

Det hydrauliske loddet ble brukt i akse 9-11 der pelene skulle rammes til fjell og diesellodd ikke ble tillatt.

Loddet var helt nytt. Fra starten av var det en del problemer med retur av hydraulikkoljen, noe som bremses av slaget, og som resulterte i at oljeslanger ble sprengt. Det var også problem med monteringsbolter som ble sprengt med 10-tonns loddet. Det viste seg videre praktisk umulig å oppnå større fallhøyde enn 105 cm ved 10-tonns lodd.

Diesellodd D46 og D55

Fra og med akse 80 ble pelene rammet til bæreevne i løsmasser, og diesellodd ble tillatt. Entreprenøren gikk da over til Delmag D46. Dette loddet hadde en del problem i startfasen, men fungerte tilfredsstillende etter en grundig overhaling.

Det viste seg at entreprenøren ikke klarte å kode tidsskjemaet, og pelerammingen måtte forseres med innleie av Selmer-Furuholmen Anlegg A/S "Frøy". Det største loddet, D55, viste seg meget effektivt og ble brukt inntil det fikk havari og ble da erstattet med D46.

D30/23 og BB 800

Vegvesenet rammet selv pelene for landkar akse 1, stålrør 508/20, total lengde ca. 4 x 38 meter. Det ble brukt luftlodd BB 800 og diesellodd D30/23.

PDA-målinger

Det ble utført en rekke PDA-målinger i løpet av anlegget, dels fordi fundamenteringsforholdene



varierer langs linja, og dels fordi det ble brukt i alt 6 forskjellige lodd, som beskrevet ovenfor.

Hensikten med målingene er å fremskaffe bedre grunnlagsdata for vurdering av pelenes bæreevne. I utgangspunktet bereknes bæreevnen vanligvis ved hjelp av en rammeformel (Janbu) på grunnlag av data fra rammingen (data fra lodd og pel og rammeforløp). Usikkerheten ved disse berekningene kommer til syne som en relativt høy sikkerhetsfaktor ($\gamma_e = 1,8 - 2,0$). Ved PDA-målingene antas en $\gamma_e = 1,4-1,5$ som tilstrekkelig, med tilsvarende gevinst mht. redusert pelelengde og rammeinnsats. Det siste, som hovedsakelig kommer entreprenøren til gode, er ikke det minst viktige:

- Ved å bidra til redusert rammeinnsats spares tid, slitasje på utstyret, og faren for rammeskader på rammeutstyr og peler. Spesielt hva angår skader på rammeutstyret er det klart at jo mer utstyret må presses fordi det i utgangspunktet har en kapasitet som er i minste laget, desto mer velkommen er en slik reduksjon.

Det blir alltid diskusjon om hvem som skal betale for PDA-målingene. Etter min mening er det oftest størst gevinst å hente for entreprenøren, og han burde da være villig til å ta sin broderlige del av kostnadene.

PDA-målingene ble utført 9 ganger på i alt 15 peler, dvs. ca. 18 % av samtlige fundamentpeler. 3 forskjellige firma ble brukt: Noteby A/S, CP-test a/s (dansk) og Europile (svensk).

Målingene ble utført under varierende betingelser m.h.t.:

- Grunnforhold (fjell/løsmasser)
- Pelhelning (skrå 4:1/vertikal)
- Loddtype (hydraulisk/diesellodd/luftlodd)
- Rammeeffekt (fallhøyde/slagkraft)
- Synk pr. slag.

I bilag nr. 25 er gitt en oversikt over de utførte målingene, med oppsummering av tekniske data: Virkningsgrad, netto rammeeffekt, støtkraft og rammemotstand (bæreevne).

Skadde peler 4/9 og 4/3

Under tømning ble det oppdaget skader ved to av pelene i akse 4.

- Pel 4/9 hadde vannlekkasje pga. sprekk i spiral-sveisen i ca. kt. \div 22. Sprekken var ca. 2 meter lang og ca. 1 mm vid. Sprekken ble tettet med gummi-pakning og tape, tømt og støpt tørt på vanlig måte.



- Pel 4/3 hadde 6-8 meter løsmasse i bunnen. Ved gransking av rammeprotokollen viste det seg at rammemotstanden var uvanlig stor i 3-5 meters dybde, falt plutselig til meget lav verdi i 5-8 meters dybde og så bygget seg gradvis opp til bæreevne i ca. 12 meters dybde. Det var altså tydelig at det var skjedd noe spesielt i 3-5 meters dybde, og i ettertid er det naturlig å anta at pelen har truffet blokk som den hadde skrenset på, og blitt skadet. Hvordan skaden så ut var umulig å bedømme uten nærmere undersøkelser. I bilag nr. 26 er vist tre alternative muligheter, med betongproppen slått inn, bøyd/oppstukket pel og brukket pel.

Det var klart at vannstanden i pelen var ganske lav under ramming, ca. 12-15 meter over spiss.

Da skaden oppstod ble en blanding av vann og løsmasse sprøytet inn i pelen til trykket var utliknet. Massetapet rundt pelespiss resulterte i sterkt redusert rammemotstand under den videre rammingen.

Pelen ble så undersøkt ved boring innvendig. Det ble klarlagt at bunnplata var intakt, men differanse i bordybde mellom en sondering langs rørevegg og sentralt i pelen ga en indikasjon på at pelen var bøyd.

Det var åpenbart risikabelt å tømme pelen helt for løsmasser, og det ble da utført beregningsoverslag over virkningen av en propp løsmasse under betongen for en framtidig tilstand med stålrøret bortrustet. Registrering av bormotstand gjennom løsmassene i proppen viser høy lagringsfasthet, hvilket var ventet etter at massene var utsatt for kraftige støt/vibrasjoner under rammingen. Uttak av øvre del av proppen hadde vist at det var et øvre slamlag på ca. ½ meters tykkelse over siltig/sandig materiale.

Med disse opplysninger om massene ble det besluttet å ta ut masser til det gjenstod en propp på 3 meter. Dette ble gjort under et lite vannovertrykk i pelen, idet det ble sveiset på en 3 meters lengde på toppen og røret ble holdt konstant vannfylt. Etter at massene var tatt ut ble det støpt en ca. 4 meter lang propp undervannstøp før pelen ble huset og utstøpt på vanlig måte.

3.4 KVALITETSKONTROLL PELEARBEIDER

Det ble utført følgende kontroller av pelearbeidet (bilag nr. 27):



- Sveisearbeid
- Rammeprotokoll, ramming, meisling i fjell, etterramming
- PDA-målinger
- Innmåling av peltopp/-helning
- Retthetsmåling

Sveisearbeidene ble kontrollert med ultralyd på ca. 5 % av sveisene.

Det ble ført fullstendig rammeprotokoll for alle peler, med registrering av alle detaljer vedrørende peler, utstyr og rammeforløp; for ramming, stoppslagning/meisling i fjell og etterramming.

På grunn av variasjoner i grunnforhold, pelelengder og utstyr ble det utført PDA-målinger i et betydelig omfang (se ovenfor). Disse målingene ga grunnlag for bestemmelse av rammeinnsatsen, ved registrering av fallhøyde (slagtakt ved dieselloddene) og synk, sett i relasjon til aktuell pelengde.

Ved starten av anlegget var det noe diskusjon om kriterier og målemetoder for kontroll av pelenes plassering og retthet. Et måleopplegg som vist i bilag 28 ble benyttet:

- Innmåling av pelehode og helning ble foretatt fra kikkert (totalstasjon) på land mot 2 punkter plassert på en stang montert på en vogn som vist i A.
- Retthetsmålingen ble utført med måling fra kikkert montert sentrisk på peletopp, mot punkt på vogn som ble innmålt i en rekke posisjoner nedover i pelen, punkt B.

Dette opplegget fungerte bra, men målingene ble til dels så lenge etter rammingen at peleriggen eventuelt måtte flyttes tilbake til fundamentet dersom det hadde vært nødvendig med ekstrapel.

4 ETTERTANKER

4.1 GRUNNUNDERSØKELSE - PELELENGDER

Et vesentlig poeng for en grunnundersøkelse for pelefundamentering er å kunne gi et anslag over sannsynlige peledybder. Dette går på økonomi, selvfølgelig, og har bl.a. også betydning for bestilling av pelmateriale.

Bilag 21 viser lengdeprofilen over sundet med sonderingsresultatene inntegnet. Inntegnet er også en linje



som viser "mest sannsynlige dybde til pelespiss" samt øvre grense for meget fast grunn. Det er vel i utgangspunktet lett å slutte seg til denne vurderingen. Se også bilag 22.

Prøvepelene ga i denne sammenheng motstridende svar: prøvepel nr. 2 stoppet nokså nær "sannsynlighetslinjen", mens prøvepel nr. 1 stoppet mye høyere oppe. Prøvepelene indikerte altså muligheten for at fundamentpelene ville kunne bli betydelig kortere enn "sannsynlig", men usikkerheten var fremdeles for stor til at rørbestillingen kunne reduseres.

Brua ble bygget fra Skålasiden, dvs. fra fundament 11, med ramming til fjell for fundament 10 og 9. Pelene i fundament 8 og 7 gikk så dypt at vi mente peledybden ville følge de dybder som var indikert. Men den gang ei; fundament 6, 5, 4 og 3 fikk betydelig kortere pelelengder enn antatt, i størrelsesorden 10 meter, og først for fundament 2 (og 1) er vi nede på "sannsynlighetslinjen". - Hvilket skulle gi et eksempel på hvor vanskelig det kan være å spå pelelengder, selv med en godt dekkende grunnundersøkelse og tilsynelatende oversiktlige forhold.

4.2 BRULENGDE

Brulengden ble i utgangspunktet bestemt av strømløp, 440 meter, med tilsvarende brulengde ca. 500 meter. Brua ble bygget ca. 55 meter lengre, hovedsakelig fordi forhåndskalkyler viste omtrent økonomisk balanse mellom bru og fylling (ca. 75 000 kroner/lm).

I ettertid har det vist seg at bruprisen ble betydelig høyere enn kalkulert, i størrelsesorden opp imot 135 000,- kroner/lm. Det hadde m.a.o. vært god forretning å satse på lengre fylling.

Regnskapene for landkarene viser også klart hvor dyr pelefundamentering er, idet Bolsøykaret ble ca. 500 000 kroner dyrere enn Skålakaret. Ved å forlenge fyllingen og fundamenterer Bolsøykaret direkte kunne man oppnå en betydelig gevinst i anleggskostnader (bilag nr. 29).

4.3 TEKNISK KONTROLL AV PELEARBEIDENE

Det burde være vanlig å ta en systematisk ettervurdering av (også) den geotekniske siden av et avsluttet byggeprosjekt. Som regel strekker ikke tiden til, og man sitter igjen med noe ny erfaring - og en del spørsmål.

Det har vært en intensjon å ta dette opp, i samarbeid med veglaboratoriet; og en konsulent (GEOVEST) har vist sin interesse. Men om ting tar tid, koster de også penger, så foreløpig er intet gjort.



De forhold som i første rekke er interessante er:

- Systematisering av observasjoner.
- Vurdering av kontroll/oppfølgingsopplegg;
spesielt m.h.t. økonomi (pelelengder) og bæreevne.

Med sikte på at dette kan la seg gjøre er denne rapporten gitt betegnelsen "Geoteknisk sluttrapport nr. 1".



SKÅLAVEGEN

(ÅRØ-BOLSØYA-RØVIK)
(riksveg 64, hovedparsell 8-11)

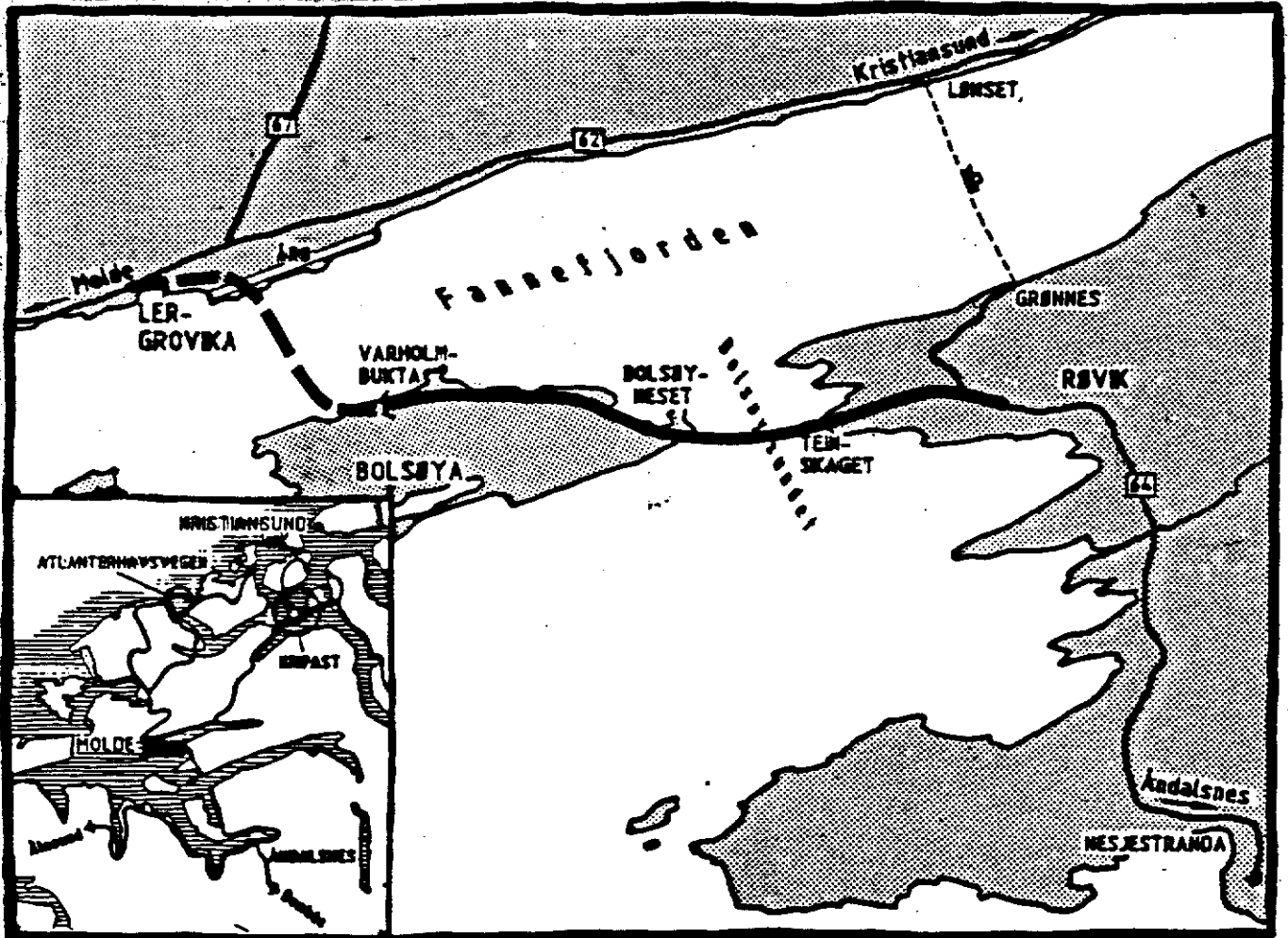
STATENS VEGVESEN INFORMERER

Sparer inn riksvegferjesambandet Lønset-Grønnes og fylkesvegferjesambandet Molde-Bolsøya.

ytter Molde kommune og indre Romsdal tettere sammen.

Gir enklere og raskere forbindelse til Østlandet, også for Kristiansundsregionen.

- Gir a fastlandsforbindelse.



SKÅLAVEGEN STARTER 5 KM ØST FOR MOLDE SENTRUM OG BESTÅR AV:

T-kryss og 300 meter veg i dagen fra riksveg 62 i Lergrovika.

2 730 meter tunnel under flyplassen og under Fannefjorden til Varholmbukta på Bolsøya. Derfra ny veg langs nordsida av Bolsøya og 555 m bru med fylling over Bolsøysundet (Bolsøyneset-Teinskaget) til Skålahalvøya: Fylkets lengste bru!

Sammenkopling med riksveg 64 ved Røvik på Skålahalvøya.

TOTAL LENGDE 9,3 KILOMETER

BOLSØYA og GRØNNESET blir attraktive og sentrale bolig- og friluftsområder med hel-døgnsvog i to retninger. På Skålahalvøya og Nesjestranda åpnes utbyggingsområder som får bare 15-20 minutters kjøretid til Molde sentrum.

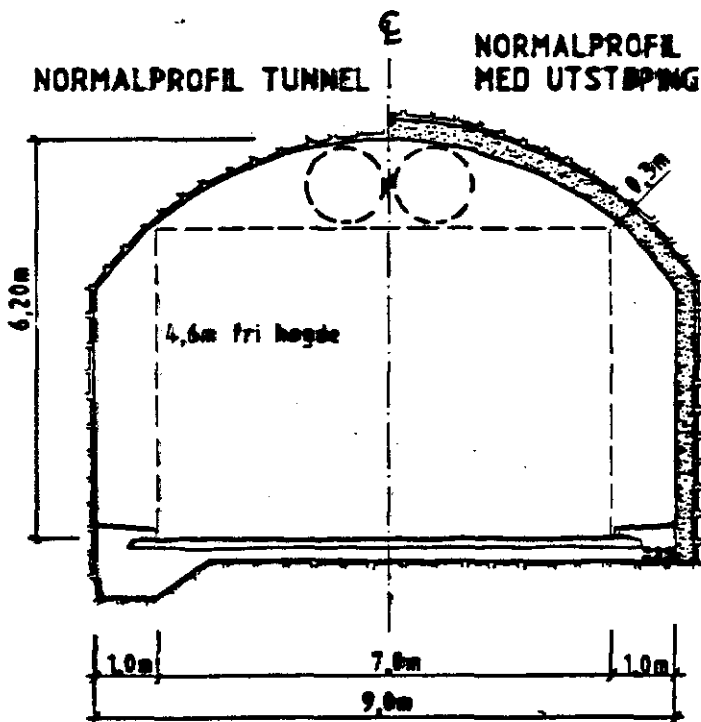
ÅPNER 7. JUNI 1991

KOSTNAD:	205 mill. 1989-kroner. Prisstigning og finansieringskostnader kommer i tillegg.
ANLEGGSTID:	Februar 1989-juni 1991. Planlagt åpning fredag 7. juni 1991.
FINANSIERING:	Molde Tunnel- og Branselkap A/S.
BYGGHERRE:	Statens vegvesen Møre og Romsdal.
STØRSTE ARBEIDSTOKK:	120 personer.
ANLEGGSKONTOR:	På Års vegsentral fra august 1989.

TEKNISKE OPPLYSNINGER

VEGER I DAGEN

Vegklasse II d med bredde 7,5 meter + rekkverk. Snulommer for brøytebil ved tunnelinn- og utgangene.



FANNEFJORDTUNNELEN

- Lengde 2 730 meter.
- To kjørefelt á 3,5 meter.
- Vegbanen vil på det dypeste ligge 100 m under havoverflata.
- Minste fjelloverdekning 28 meter.
- Dimensjonerende fart 80 km/t.
- Maksimal stigning 9 % (1:11,1) - normal fil C (T9), fri høyde 4,6 meter.

Tunnelen får kantstein inn mot fjellsidene, 3 havarilommer, SOS-skap med nødtefo brannvakta og brannslukningsutstyr for 250. meter, antennekabel for NRK radio P2 og radiokanaler for politi, ambul brann- og vegvesen og strømaggregat. monteres 8 vifter i tunneltaket. Eksosen bl ut mot Bolsøya, og viftene er automatisk s av CO-målere (kullos). I bunnen av tunn sprenges det ut et oppsamlingsbasseng so kunne ta unna ett døgn vannlekkasjer, som pumpe systemet skulle bli satt ut av d

Tunnelmassene

skal bl.a. brukes til vegger i Lergrovika o Bolsøya. Mesteparten går med til 230 m fylling ut mot Bolsøybrua som total er 260 000 m³. I en 400 meter lang sjøfy mellom Bolsøya og Teinskaget på Skålah øya (185 000 m³) brukes fjellmasser utspr i veglinja.

FANNEFJORDTUNNELEN

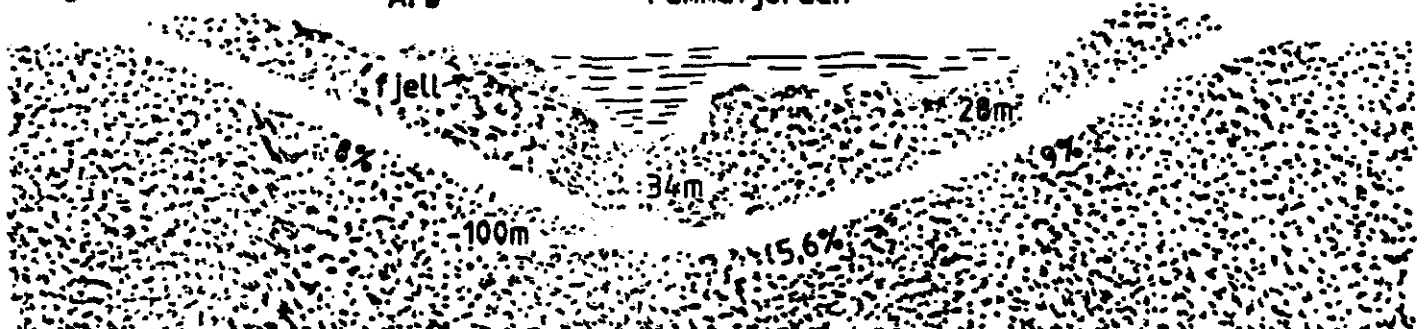
BOLSØYA

Lergrovika

Års

Fannefjorden

Varholmbu



OLSØYBRUA

Betongbru, lengde 555 meter. 11 spenn med maksimal spennvidde 55 meter.

Seilingshøyde 16 meter i 35 meters bredde (Kystverkets krav).

230 + 400 meter steinfylling på sidene.

Kjørebane 7 meter bred, fortau 1,1 meter bredt.

rua fundamenteres på stålrørspeler rammet ed til fjell eller i faste masser. Vanddybden erer mellom 30-35 meter.

rafikkmengden er beregnet til 1 350 biler i øgnet i 1992 og 1 775 biler i 2002. Tillatt llast blir 10 tonn hele året.

ØKONOMI

osjektet er kostnadsberegnet til 205 mill. 989-kroner og skal i hovedsak finansieres med mpenger. Bomstasjonen blir ved tunnelens ndepunkt på Bolsøya. For ferdsel over Bol-ybrua innkreves ikke bompenger.

mpengeordninga ble vedtatt av Stortinget . juni 1988. Når KRIFAST (Fastlandsforbin-elsen til Kristiansund og Frei) står ferdig 992/93 vil riksveg 66/64 og E69 opp Romsda-n bli korteste vegruta mellom Ytre Nord-øre/Kristiansund og Østlandet. Samtidig blir kálavegen "snarvegen til England" for Midt-orge, når båtforbindelsen opprettes somme-n 1990.

øre og Romsdal Fylkeskommune gir et gangstilskudd på 5 millioner 1986-kroner for nsparte utgifter til fylkesveg og ferjekai på lsøya samt til hurtigbåtsambandet Sekken-lsøya-Molde.

rskuddsbompengeinnkrevinga startet 1. juli 88 på ferjestrekningene Grønnes-Lønset og olsøya-Molde.

BOLSØYBRUA

Initiativet til prosjektet er tatt av MOLDE TUNNEL- OG BRUSELSKAP A/S, som ble stiftet 29. mai 1985. Molde kommune har 6/20 av aksjekapitalen og to styremedlemmer, inklusive formann. Møre og Romsdal fylkeskommune/Møre og Romsdal Fylkesbåtar har 5/20 av aksjene og to styremedlemmer, og tre lokale banker har 3/20 av aksjene og et styre-medlem hver. Finansierende banker er Romsdals Fellesbank A/S med 1/3 og Kreditkassen med 2/3 av lånebeløpet.

Investeringsbehovet er 2 mill. kr i 1988, 38 mill. i 1989, 110 mill. i 1990 og 62 mill. i 1991. Alt i 1989-kroner.

Nedbetalingstida for anlegget (bompengetida) er regna til 18 år etter åpning.

HISTORIKK

Hovedplanen ble godkjent av Vegdirektoratet den 26. november 1987 etter offentlig ettersyn, folkemøter, uttalelser fra kommunale, fylkeskommunale og statlige myndigheter, herunder vedtak i Molde kommunestyre den 26. mars 1987.

Detaljplanleggingen startet umiddelbart etter Stortingsvedtaket 8. juni 1988. Detaljplanen ble godkjent i februar 1989.

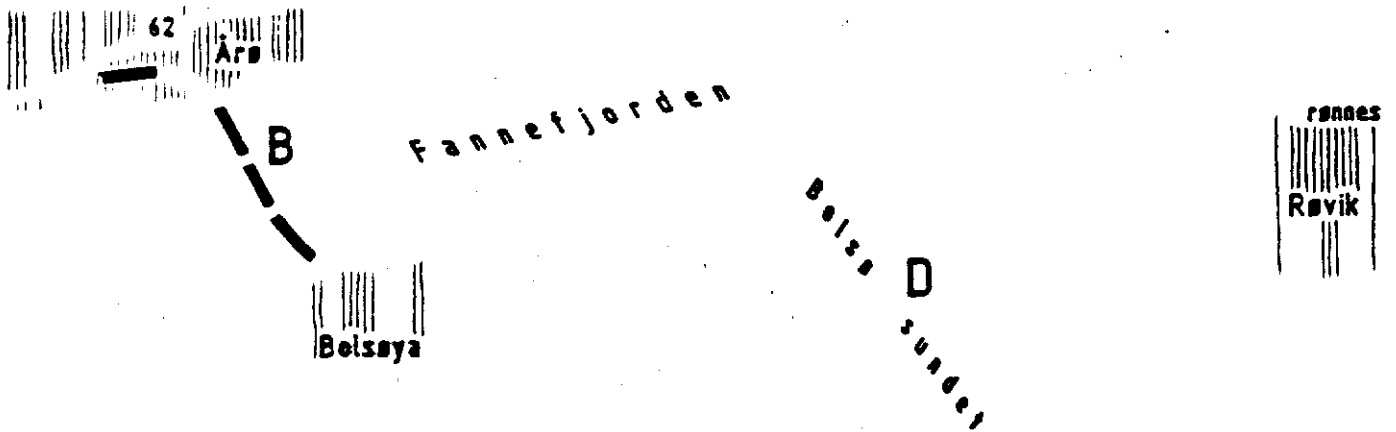
DRIFTSFORM

En del av vegbyggingen blir utført av Statens vegvesen. De øvrige arbeider er oppdelt i større og mindre entrepriser. Skogryddingen på Skålahalvøya startet 16. januar 1989. Anbudsarbeidene på vegen fra Røvika til brua startet 7. februar 1989. Prosjektleder er Oddbjørn Pladsen, Statens vegvesen Møre og Romsdal.

Seilløp 35 x 16m

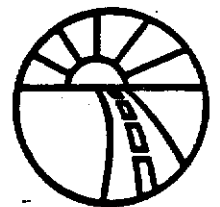
ARBEIDSAVSNITT OG ANTATTE KOSTNADER

IL N



A. Lergrovika - T-kryss og 300 meter veg:	4 mill. kr
B. Fannefjordtunnelen 2 730 meter:	107 mill. kr
C. Veg på Bolsøya 3 250 meter + sideveger til Varholmbukta og til Bolsøybukta (700 + 250 meter):	23 mill. kr.
D. Bolsøybrua 555 meter i 7 spenn:	57 mill. kr.
E. Veger på Skålahalvøya 2 390 meter + sideveg mot Grønnes (150 m) og gang-/sykkelveg/ lokalveg (360 m langs eksisterende riksveg 64 :	14 mill. kr.
Totalt	205 mill. kr.

p i 1989-kroner.
Prisstigning og finanskostnader kommer i tillegg.



Statens vegvesen
Møre og Roms

Fylkeshuset, 6400 M
Telefon (072) 58
— for bedre

MOLDE
TUNNEL- OG
BRUSELSKAP A/S



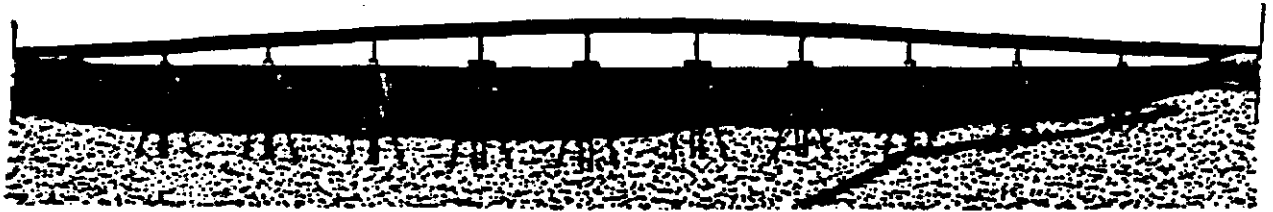
APRIL 1

LAB

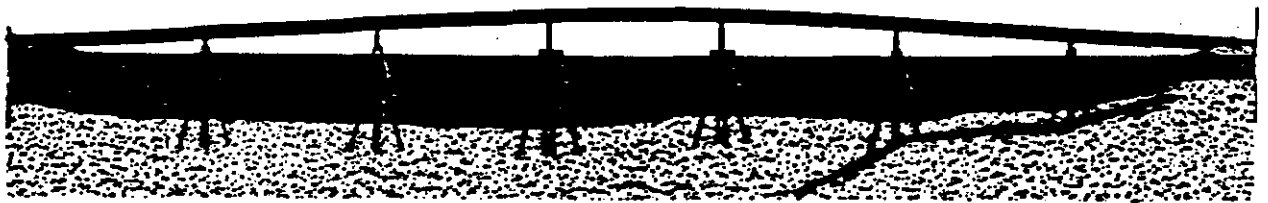
BOLSØYBRUA

B.Wi

BOLSØYBRUA



BETONGBJELKEALTERNATIV



STÅLPLATEBÆRERALTERNATIV



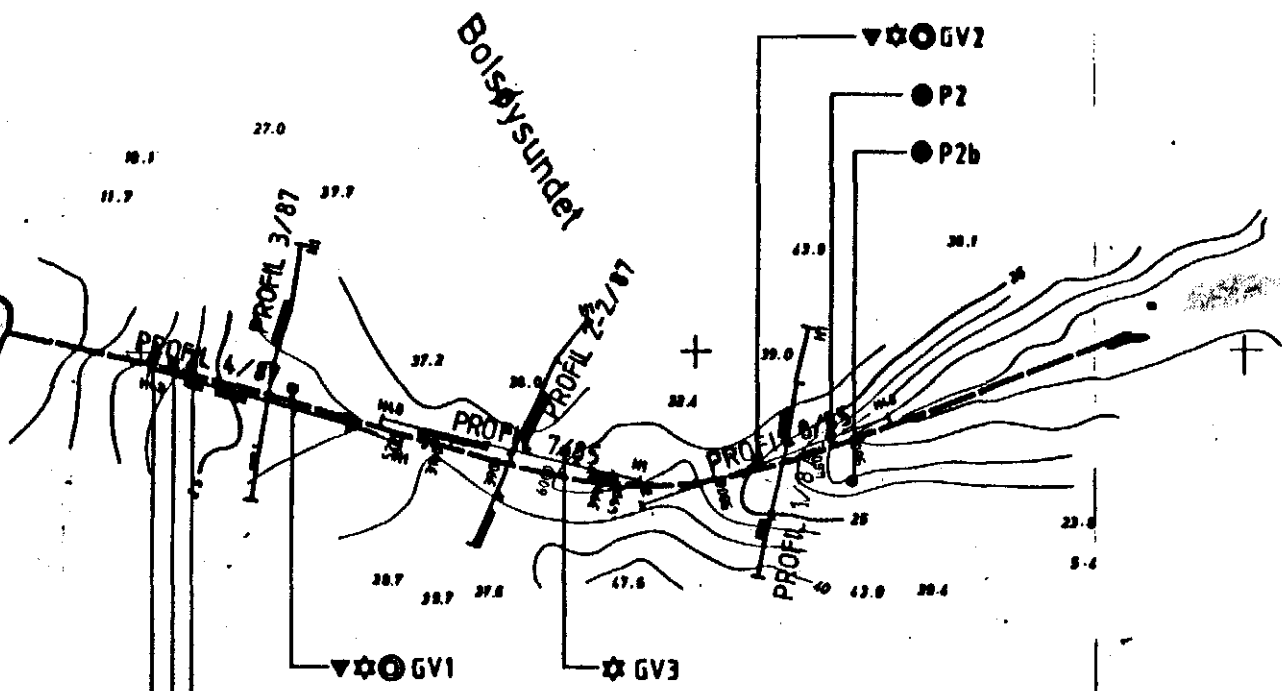
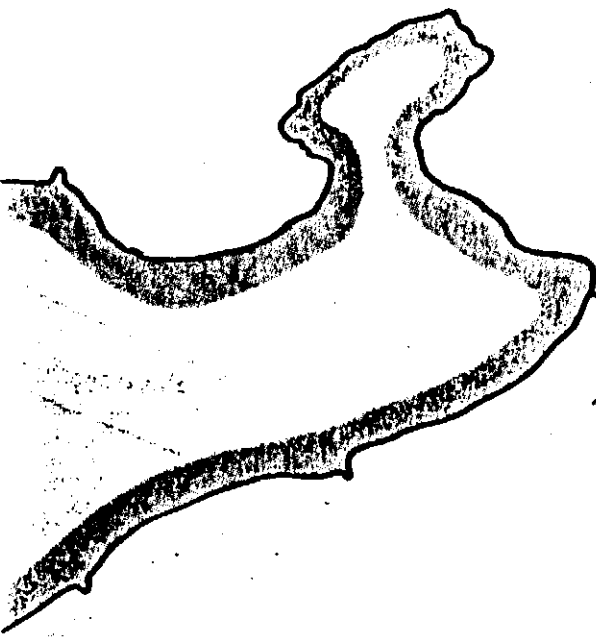
PLAN

N Dverganes fjell

T 01 Rogn +
Y-51 000

+
Y-52 000

+
Y-53 000



- FORKLARING:**
- FJELLHAST: ≈ 4000 m/s
 - DREKSONDERING
 - ⊙ PROVESERIE
 - ▼ RAMSONDERING

KOORDINATSYSTEM: NGO AKSE I.
HØYDESYSTEM: NGO

STRANDLINJEN ER OVERFØRT FRA ØKONOMISK KARTVERK

Rev.	Dato	Sign.
Oppdragsgiver: Molde		
Anlegg: Tunnel-		
Sted: Bolsøysu		

BOLSØYSU
Situasjonsplan, se

+ X 527 000

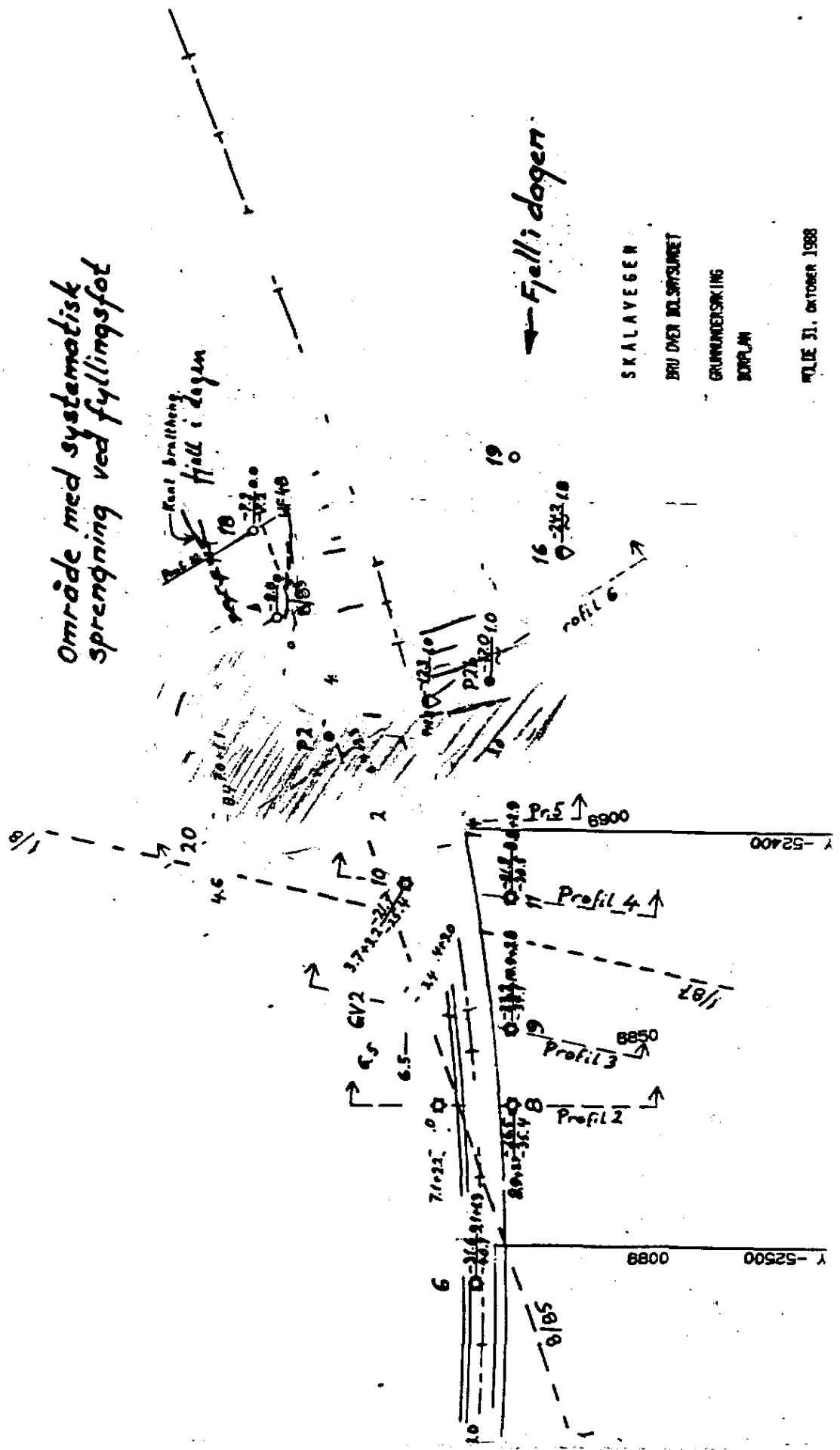
T HF1

Fyllingsfot

Område med systematisk sprengning ved fyllingsfot

Kant brattning
Hull i dagen

Fjelli dagen



SKALAVEGEN
 BRU ØVER BOLSRYSMØRET
 GRUNNERSKING
 BOPPÅN
 17. DE 31. OKTOBER 1980

MASSUTVORNINGS-
 ILLUSTRERING OG
 INNSPESIFIKASJON
 ESTORV DATO 08.10.81
 1 : 1 000
 TEGN.
 MÅ. GN NR. REV.
 88.019 01

Pilar 10

Pilar 11

Pilar 12

Plenium

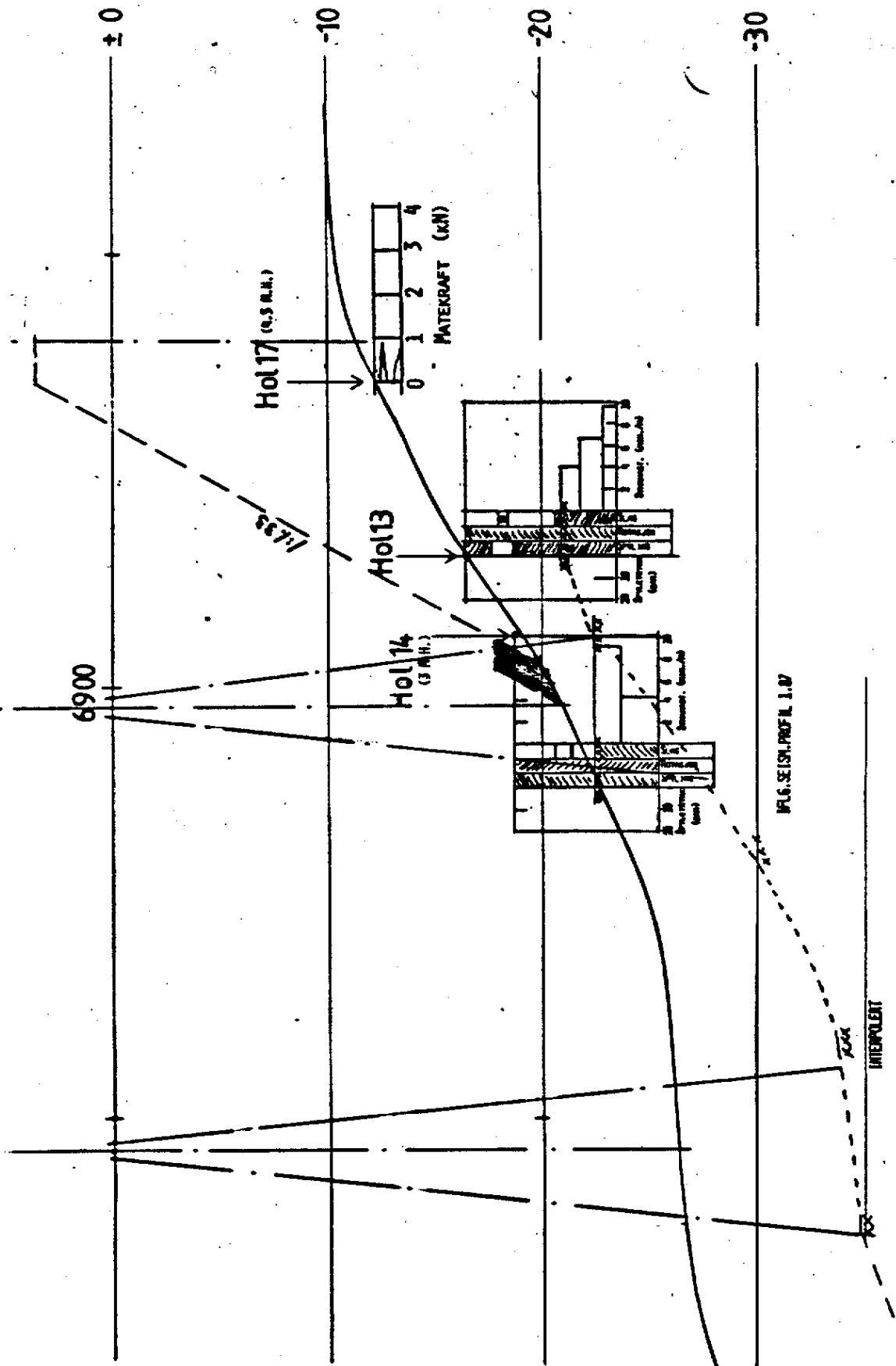
+10

± 0

-10

-20

-30

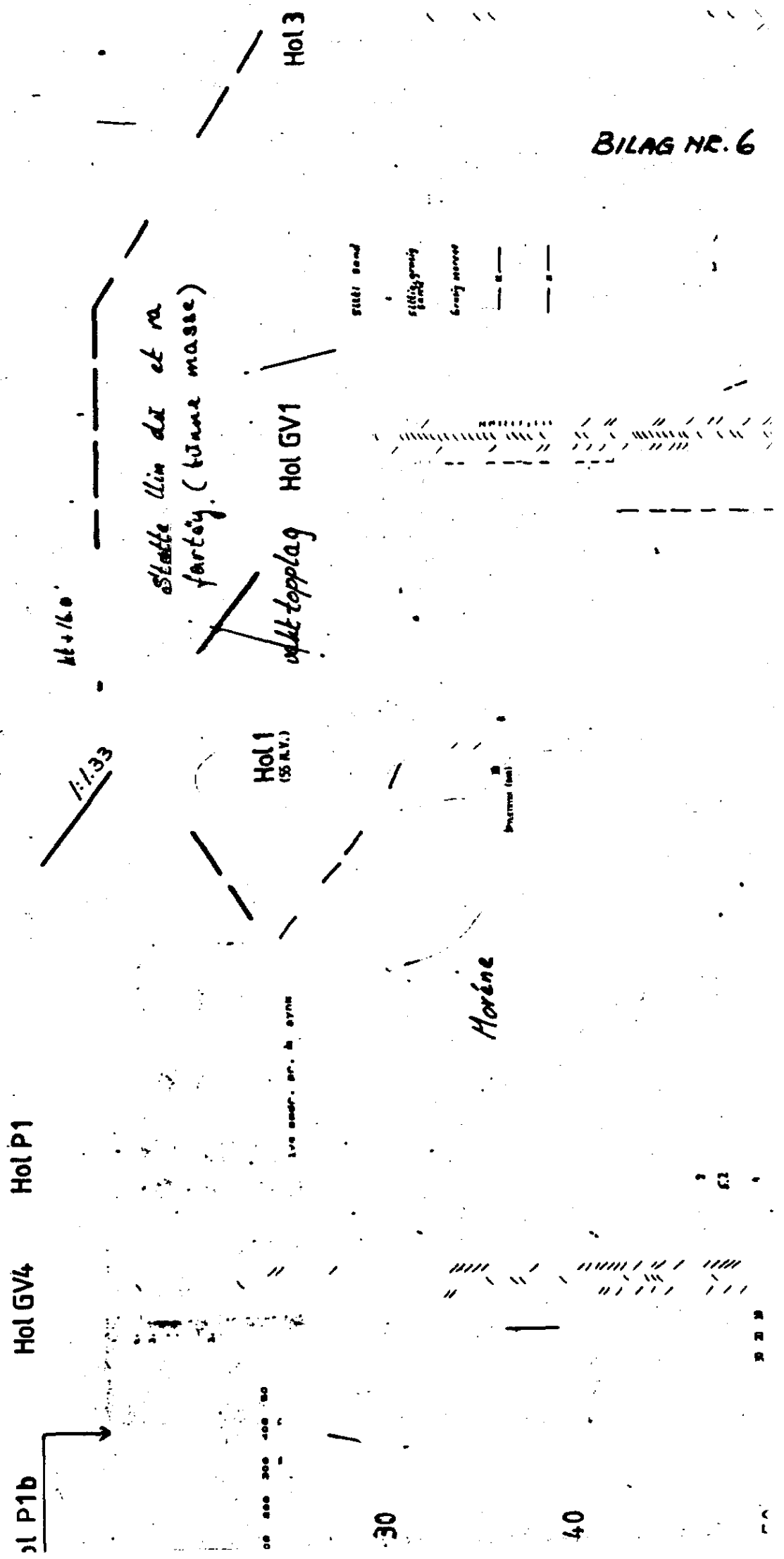


6400

6300

Systema is spr. ved fyllingsstot
for A. eter arlagte fylling.
35

BILAG NR. 6



VEGK. Moq R

LAB.

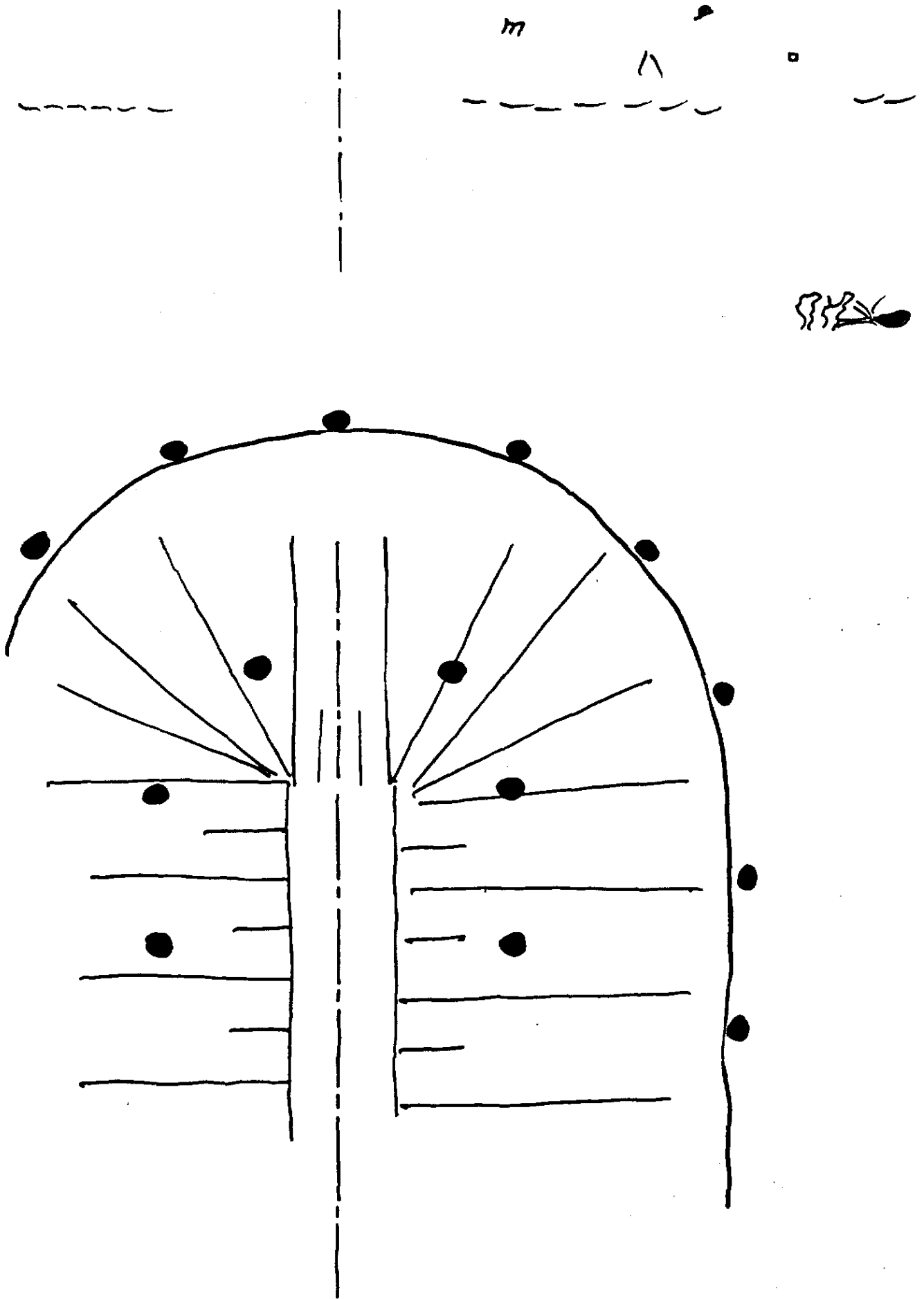
BOLSØYBRUA

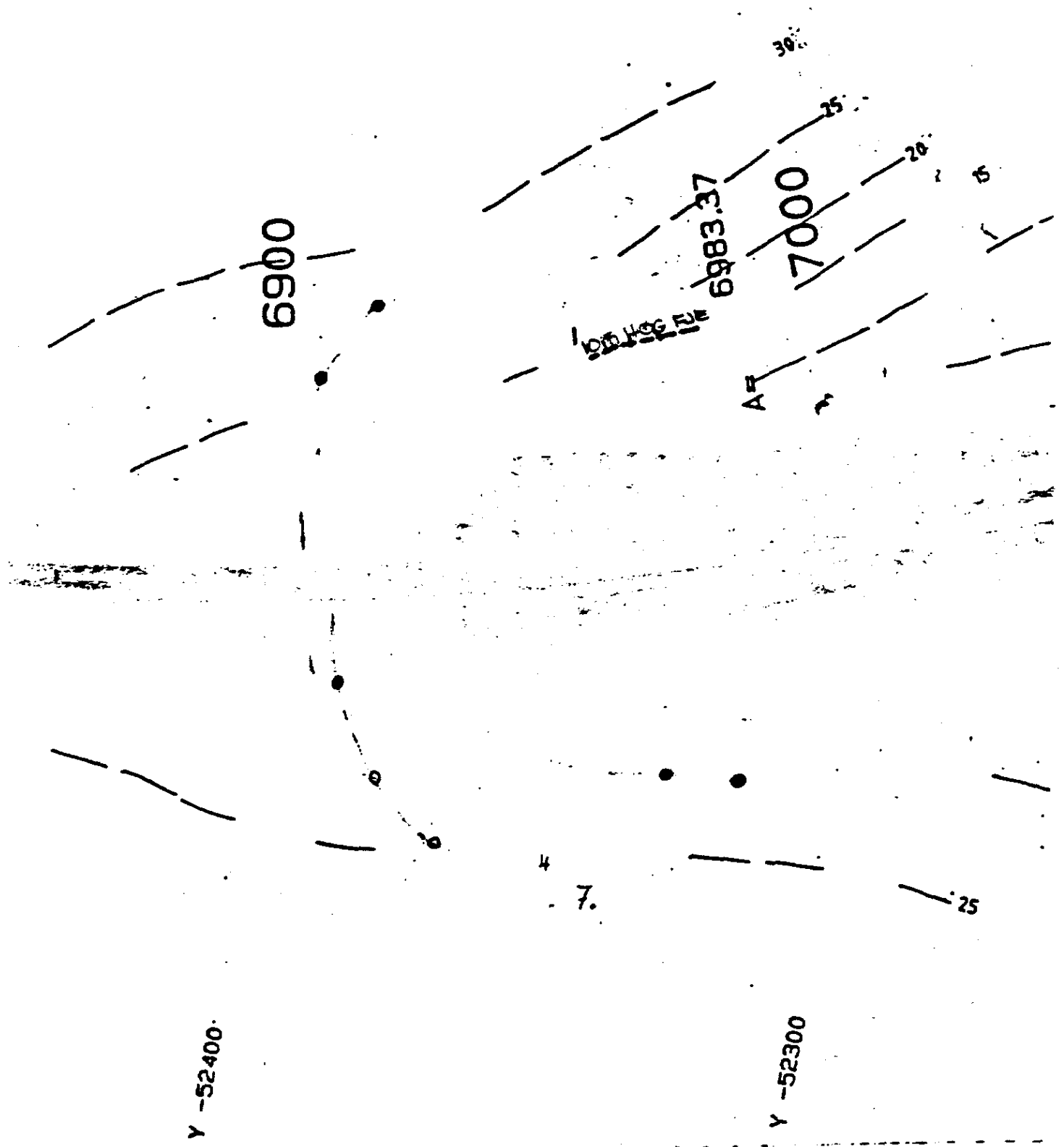
BILAG NR.

18/4

Undervannsprengning. Plassering ladninger

B.





OVERSIKT OVER SPRENGNINGER FORAN FYLLINGSFOT, BOLSOYSUNDET,
ØSTRE SIDE.

Sender deg en orientering om de sprengninger som er blitt utført, på fyllingen mot Bolsøya.

1.SPRENGNING 03.07.89.

Det var utfylt til ca.profil 6958, med coteh.ca 1.0m og ca.20m bredde.

Vi plasserte 8 stk ladninger på 12.5kg hver, disse vart senket ned til antatt fyllingsfot, med ca.20m inbyrdes avstand.

Alle ladningene vart avfyrt med momentennere.

Etter sprengningen forsvant 3-4m av fyllingen, det oppstod endel sprekker innover fyllingen i 10m lengde.

Setninger i fronten av fyllingen var på ca.0.6m.

2.SPRENGNING 13.07.89.

Utfylt til ca.profil 6945, coteh.ca 1.0m og 20m bredde.

Antall ladninger og plassering, samt avfyring, er det same som for sprengning nr1.

Etter sprengningen forsvant 1-2m av fyllingen, for det meste på sørsiden av fyllingen. Sprekker i 8-10m innover fyllingen.

Setninger i fronten av fyllingen var på ca.0.5m.

3.SPRENGNING 25.07.89.

Utfylt til ca.profil 6937, coteh.ca 1.0m og 20m bredde.

Antall ladninger og plassering, samt avfyring, er det same som for sprengning nr1.

Resultatet etter sprengningen var det same som nr2.

4.SPRENGNING 10.08.89.

Utfylt til ca.profil 6932, coteh.ca 1.0m og 20m bredde.

Vi plasserte 9 stk ladninger på 12.5kg hver, disse vart senket ned til antatt fyllingsfot, med ca 20m inbyrdes avstand. Samtidig plasserte vi 4 stk ladninger på 5 kg hver disse vart senket ned til et nivå ca 7-8m under overflaten.

Alle ladningene vart avfyrt med same tenner nr.

Etter sprengningen forsvant ca 2m av fyllingen, samt endel sprekker oppsto innover fyllingen i 15m lengde, uten noe nevneverdige setninger.

5.SPRENGNING 21.08.89.

Det var utfylt til profil 6928, med coteh.ca 1.0m og 20m bredde.

Mengde ,plassering(litt mere mot nord enn nr 4.)

og resultat var det same som for sprengning nr 4

6. SPRENGNING 28.08.89.

Det var utfylt til profil 6927, med coteh. ca 1.0m og ca 20m bredde.

Vi plasserte 10 stk ladninger på 12.5kg hver, senket ned til antatt fyllingsfot.

Samtidig plasserte vi 5 stk ladninger på 5.0kg hver, ned til et nivå ca 7-8m under overflaten.

Alle ladningene vart avfyrt med samme tenner nr.

Etter sprengningen forsvant ca 2m av fyllingen, samt sprekker innover fyllingen i ca 7-8m lengde, uten noe nevneverdige setninger.

7. SPRENGNING 27.10.89, I FORBINDELSE MED PRØVEMALING I SUNDET.

Etter at plastringen og forbelastningen var ferdig, plasserte vi 10 stk ladninger på 9.0kg hver i en halvsirkel rundt fyllingsfoten.

Alle ladningene vart avfyrt med samme nr.

Det ristet godt i fyllingen etter sprengningen, men det oppstod ikke noe setninger. Vi hadde målt inn 4 punkt på fyllingen før sprengningen og kontrollmålte disse punktene etter sprengningen, som beviste dette.

Vedlagt følger en skisse over plasseringen av de nevnte ladningene med påført nr. for de enkelte sprengningene.

Anleggskontoret Skålavegen

Oddbjørge Smørud
Oppsynsmann

*I tillegg har det vart utført 10 sprengninger
å 2x25 kg i skråningen for å få utslaking
i forbindelse med plastringsarbeid*

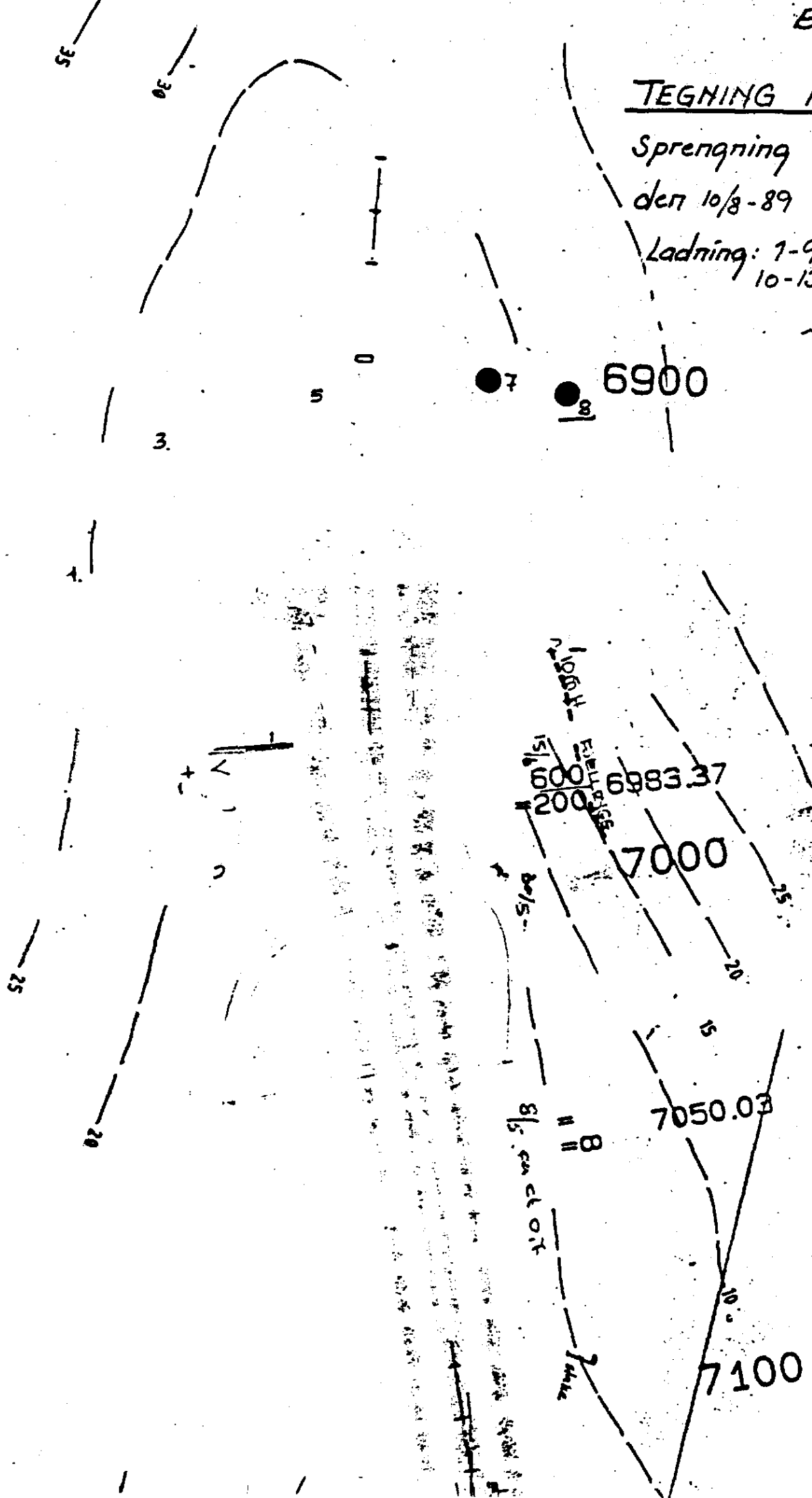
11/12-89 B.Wi

TEGNING NR.1

Sprengning utført
den 10/8-89

Ladning: 1-9 à 12.5 kg.
10-13 à 50 kg

~ 132.5 kg



1000-
15/10
2000
2000
6883.37
7000
20
5
7050.03
8/5 ca. 0.17
8
10
7100
10/8-89
J. M. M.



B1196 NR. 9

VEGK M&R

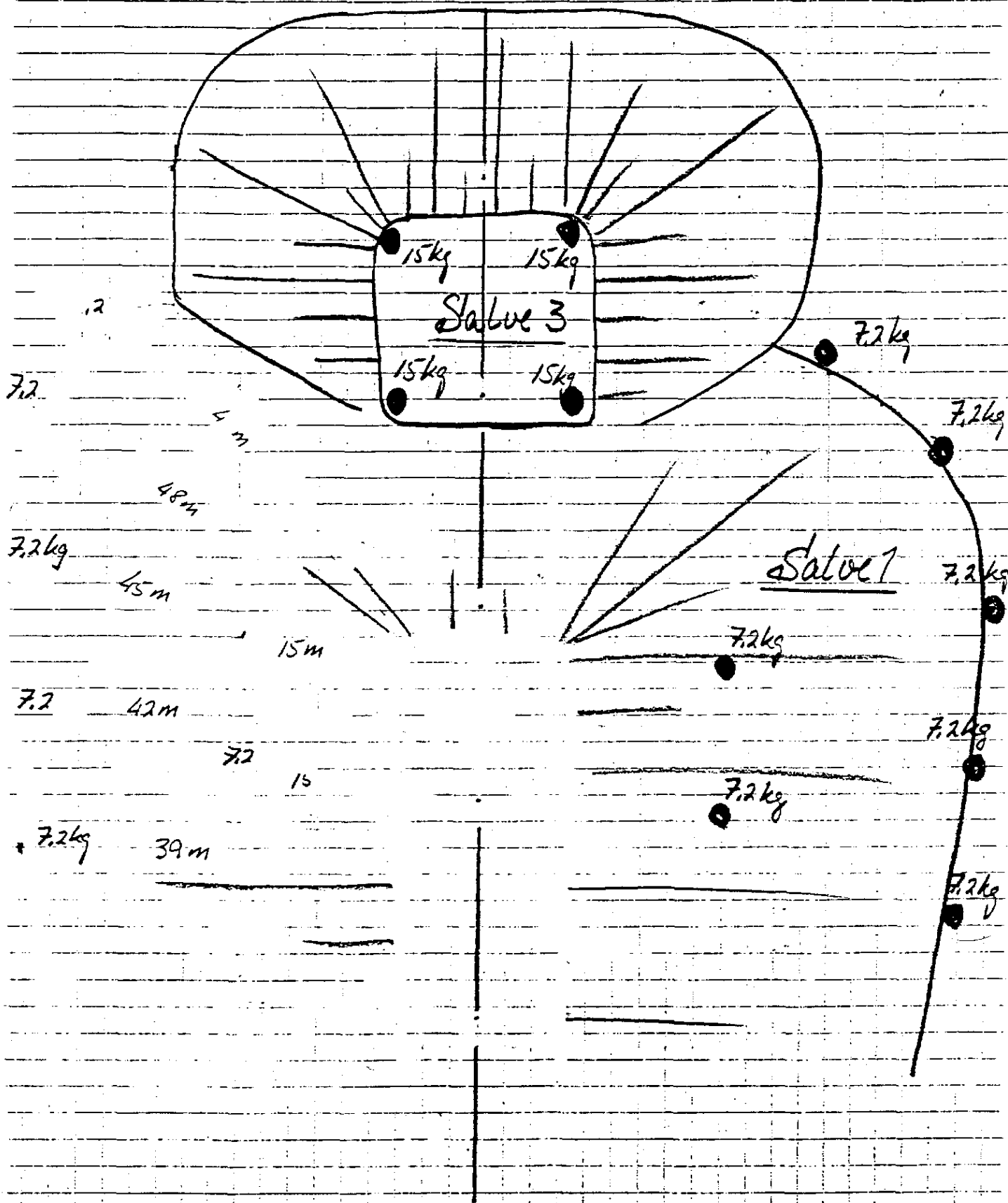
ILAG NR. 8

BOLSOYBRUA

18/9-91

LAB

Fylling vest Stottefyll. Spr. plan 18/10-90 ali





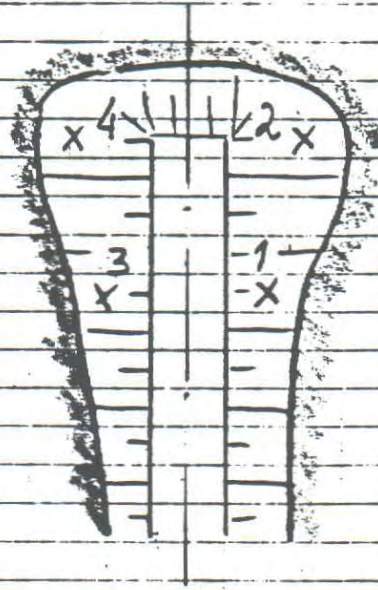
BIRGE NR. 101



Blaga nr. 118)

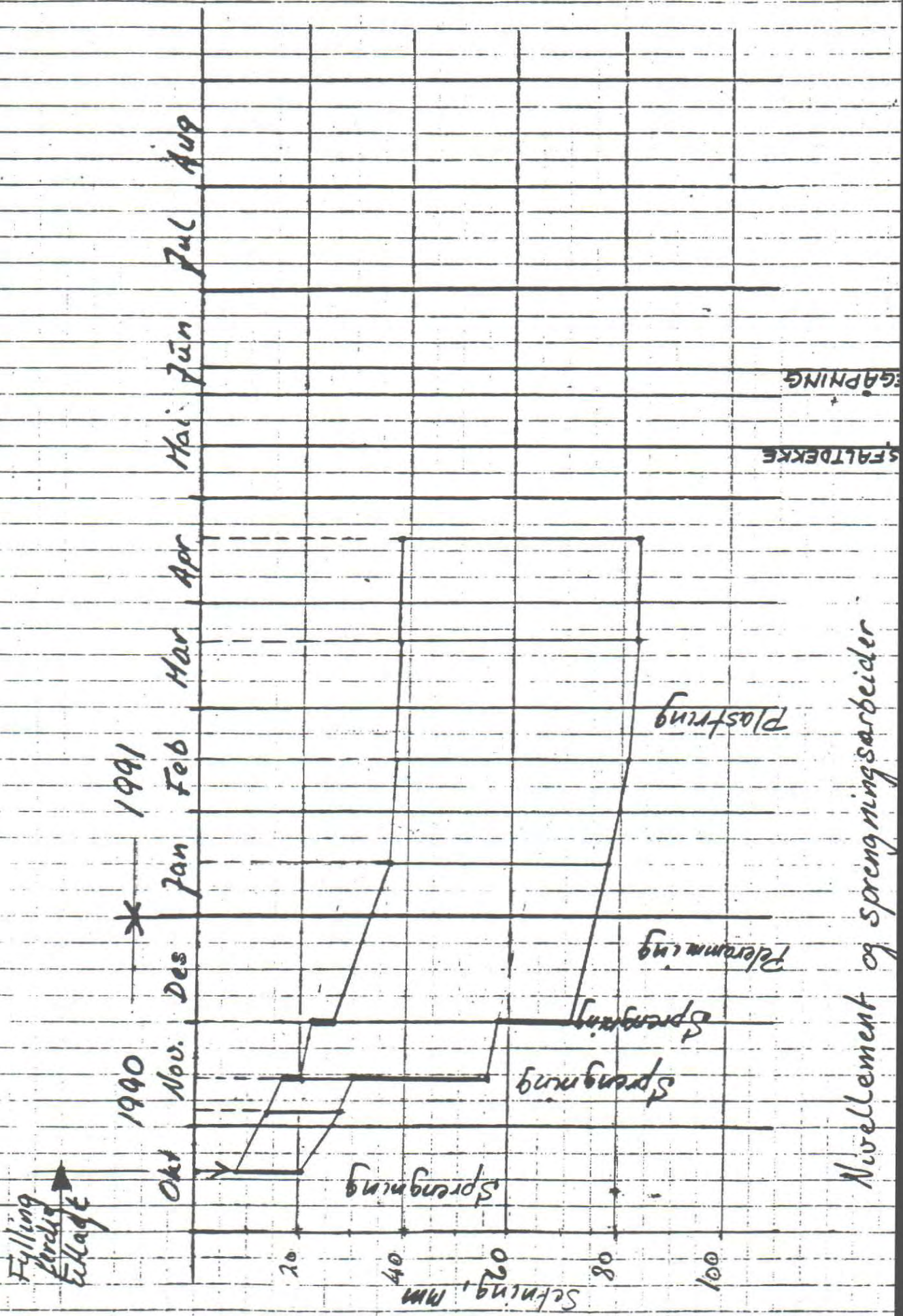


BIAG NE. 11c)

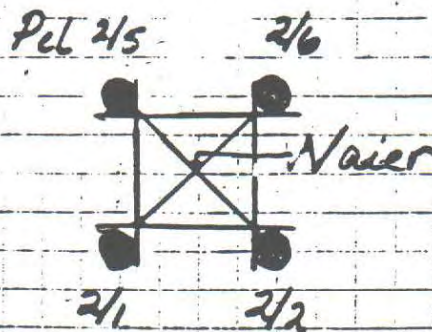
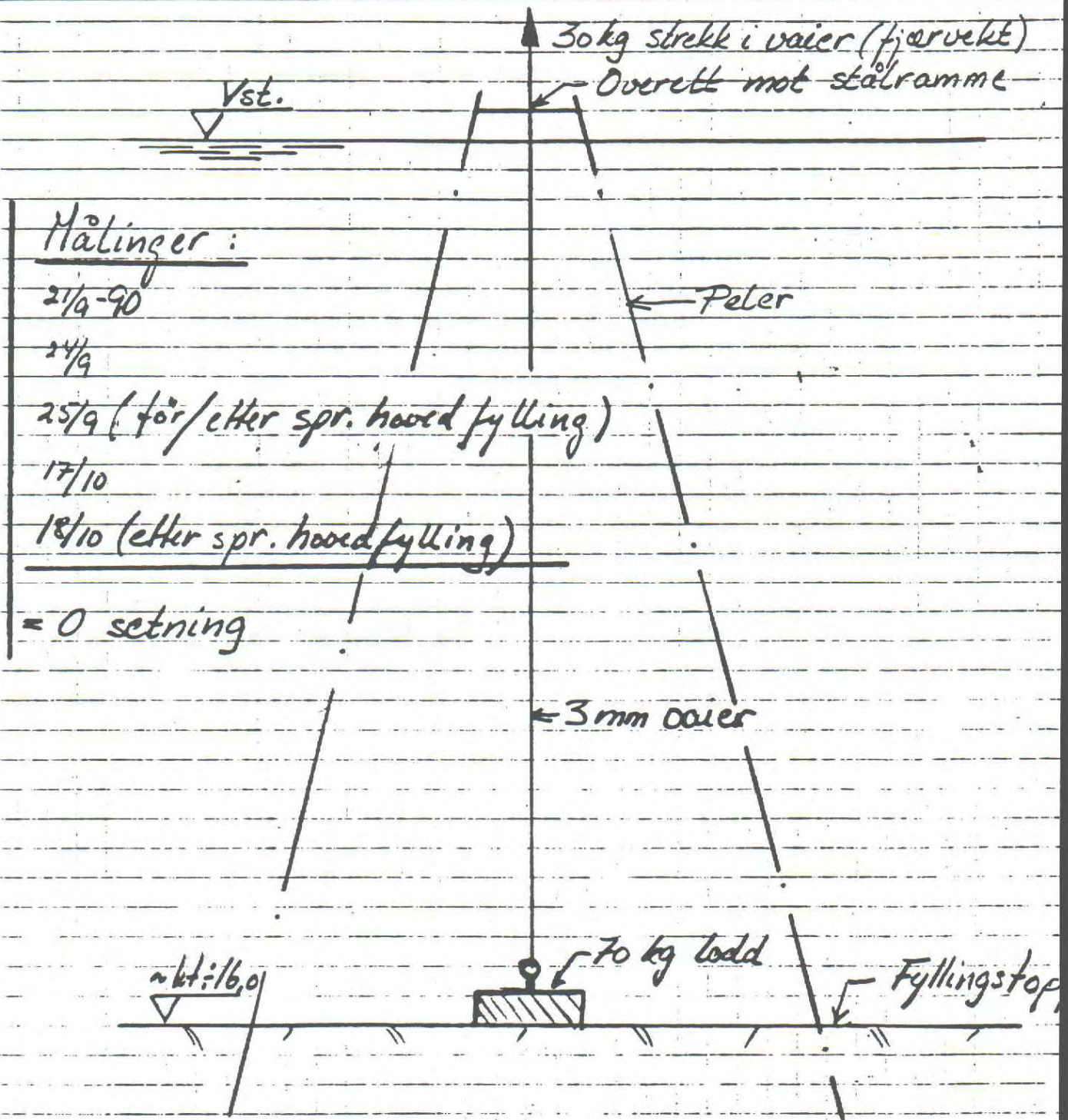


Dato	Operasjon	Nivellement							
		Pkt 1		Pkt 2		Pkt 3		Pkt 4	
		Diff	Tot	Diff	Tot	Diff	Tot	Diff	Tot
27/10-89	Før sprengning								
"	etter -"-	0	0	0	0	0	0	10	10
8/12		0	"	0	"	0	"	30	40
21/12		0	"	0	"	0	"	0	"
5/1-90		0	"	0	"	0	"	0	"
19/1		0	"	0	"	0	"	0	"
2/2		0	"	0	"	0	"	0	"
8/8		0	"	0	"	0	"	0	"

Nivellement utført av
oppavn T.I. Unhjelm, Vegk Mer.



LAB. Støttefylling / Akse 2. Setningsmåling



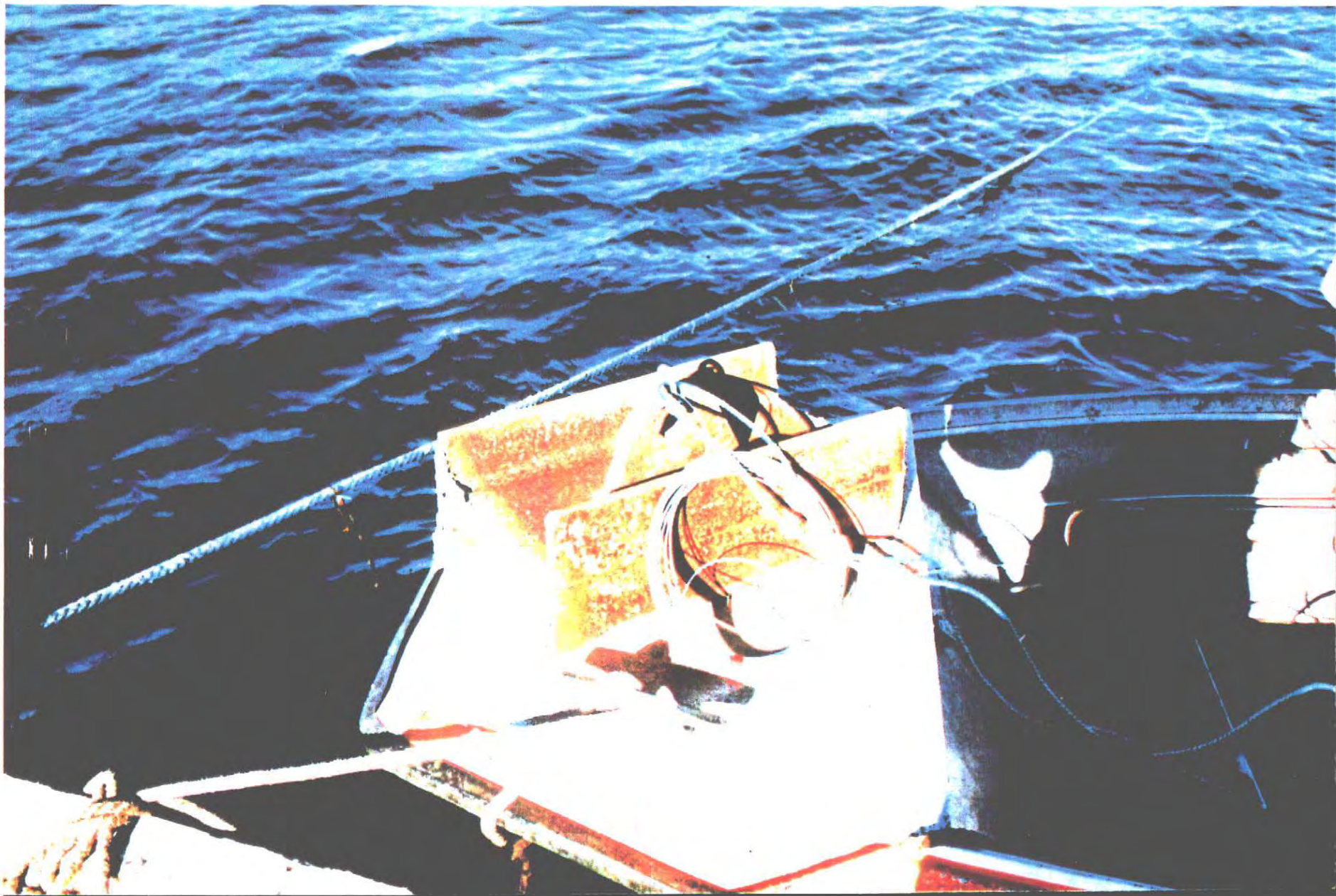
Målinger utført av
A. Tølset, Vegk. MØR

BILAG NR. 14 b)



BILAG NR. 14

BILAG NR. 14c)



BILAG NR. 14c)

TIL: **WIVESTAD**

Veg: RV 658 Hp: 01 Sted/parsell: YTTERLAND-GJØSLUND

Oppdrags-/Arkivnr: 87.021

UTM-ref:

Massetak.....: VALDERØY

Knuseverk nr/Lavr:

Prøver uttatt på.: TIPP....

Dato 18.03.87

Sign. PBG

Prøver analysert.: FELTLAB. SPJELKAVIK

Dato 23.03.87

Sign. HS

Kurve	I	I	I	I	I	I
Lab. pr. nr.	I 87.1060	I 87.1061	I 87.1062	I 87.1063	I	I
Analysemetode	I VATSIKT	I VATSIKT	I VATSIKT	I VATSIKT	I	I
Vanninnhold w%	I 3.61	I 5.87	I 4.43	I 5.81	I	I
Humusinnhold v. NaOH	I	I	I	I	I	I
Humusinnhold v. gløde	I 0	I 0	I 0	I 0	I	I
Finhetsmodul FM	I 0	I 0	I 0	I 0	I	I
Materialtype	I AA	I AA	I AA	I AA	I	I
Produsert sortering	I SAMS	I SAMS	I SAMS	I SAMS	I	I
Innenfor krav ?	I N	I N	I N	I N	I	I
Innenfor toleranse ?	I N	I N	I N	I N	I	I
Innenfor grensekurv. ?	I N	I N	I N	I N	I	I
Ant. kurvekryss 0-8mm	I 0	I 0	I 0	I 0	I	I
% <20um av mat. <19mm	I 2.10	I 1.88	I 1.87	I 1.96	I	I

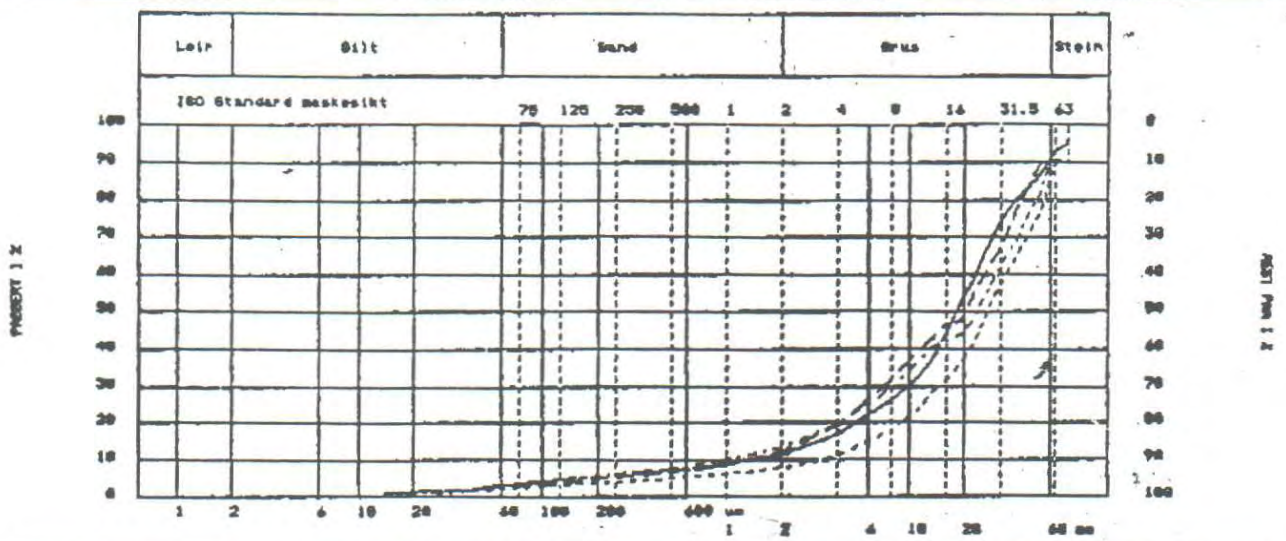
ARKNADER

- Lab. pr. nr. 87.1060....
- Lab. pr. nr. 87.1061....
- Lab. pr. nr. 87.1062....
- Lab. pr. nr. 87.1063....
- Lab. pr. nr.

LAGER
TUNNELTIPP
Valderøy

X REST PÅ SIKT (mm)

Lab. pr. nr.	.075	.125	.250	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	11.2	13.2	16	19	22.4	31.5	37.5	50	63
1840	95.6	95.74	94.15	92.83	91.25	89.7	87.5	77.8	47.2	42.7	31.5	47.5	41.7	27.8	28.8	15	7
1841	87.4	84.74	84.04	84.19	81.00	80.8	80.4	68.4	48.4	47.1	44	46.4	47.4	30.7	30.7	16.1	6
1842	97.74	97.04	96.85	95.23	94.11	92.24	89.8	82	74.5	71.6	48.2	43.5	38.6	42.5	34.9	23	9
1843	96.83	95.62	95.87	92.15	90.85	86.6	88.2	78.5	43.2	57.1	57.8	34.1	31.7	37.4	32.5	17.7	6



Profil nr	Bygde	Labnr	Kurve	Jordartsbetegnelse	Cu	Telegr
		87.1840	—	BRUS	15.	T1
		87.1841	- - - - -	BRUS	19.	T1
		87.1842	BRUS	16.	T1
		87.1843	BRUS	29.	T1



ES/AG NR. 15 b)

VEGK M&R

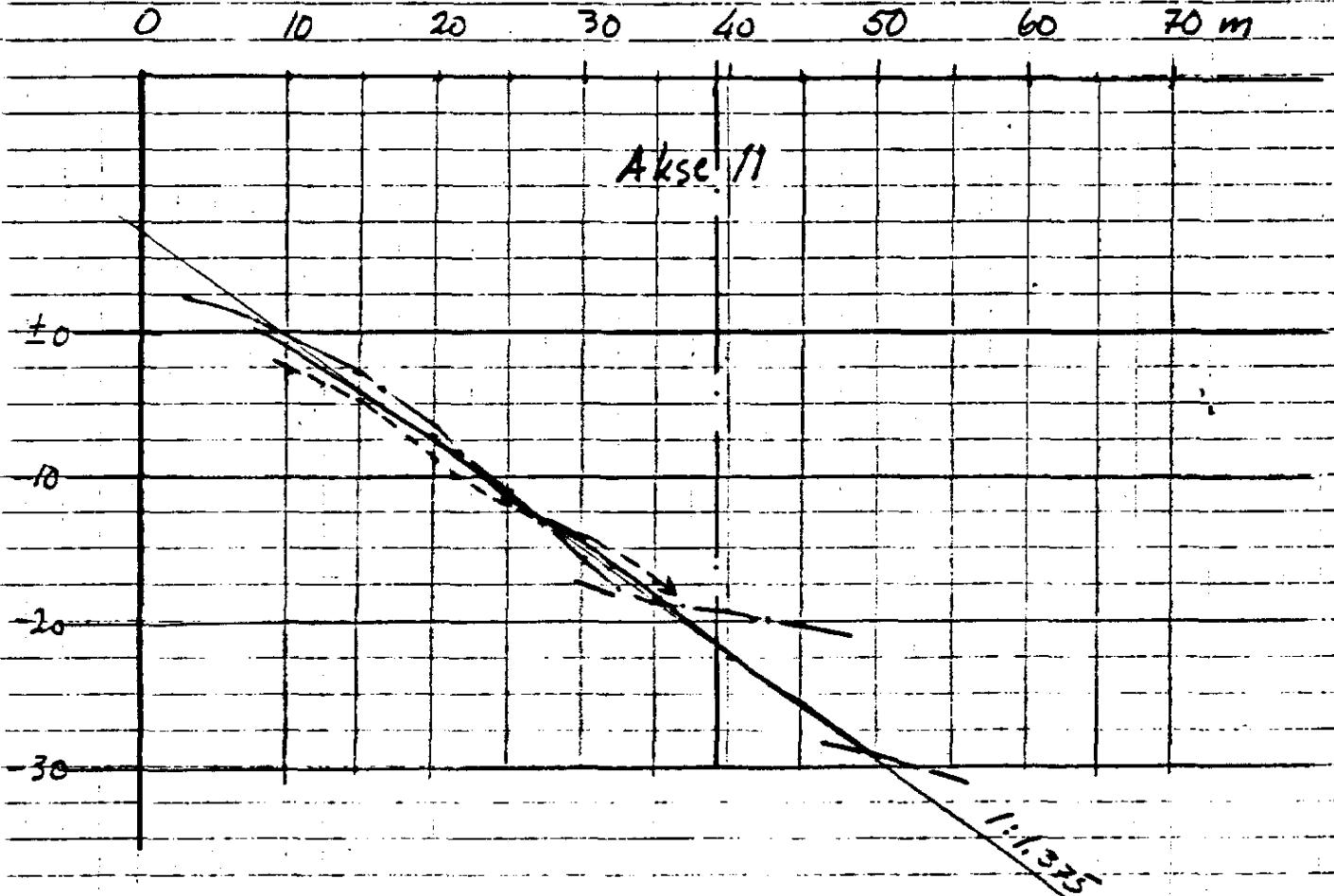
BOLSBYBRUA

Bilag nr 16
18/11-89

LAB

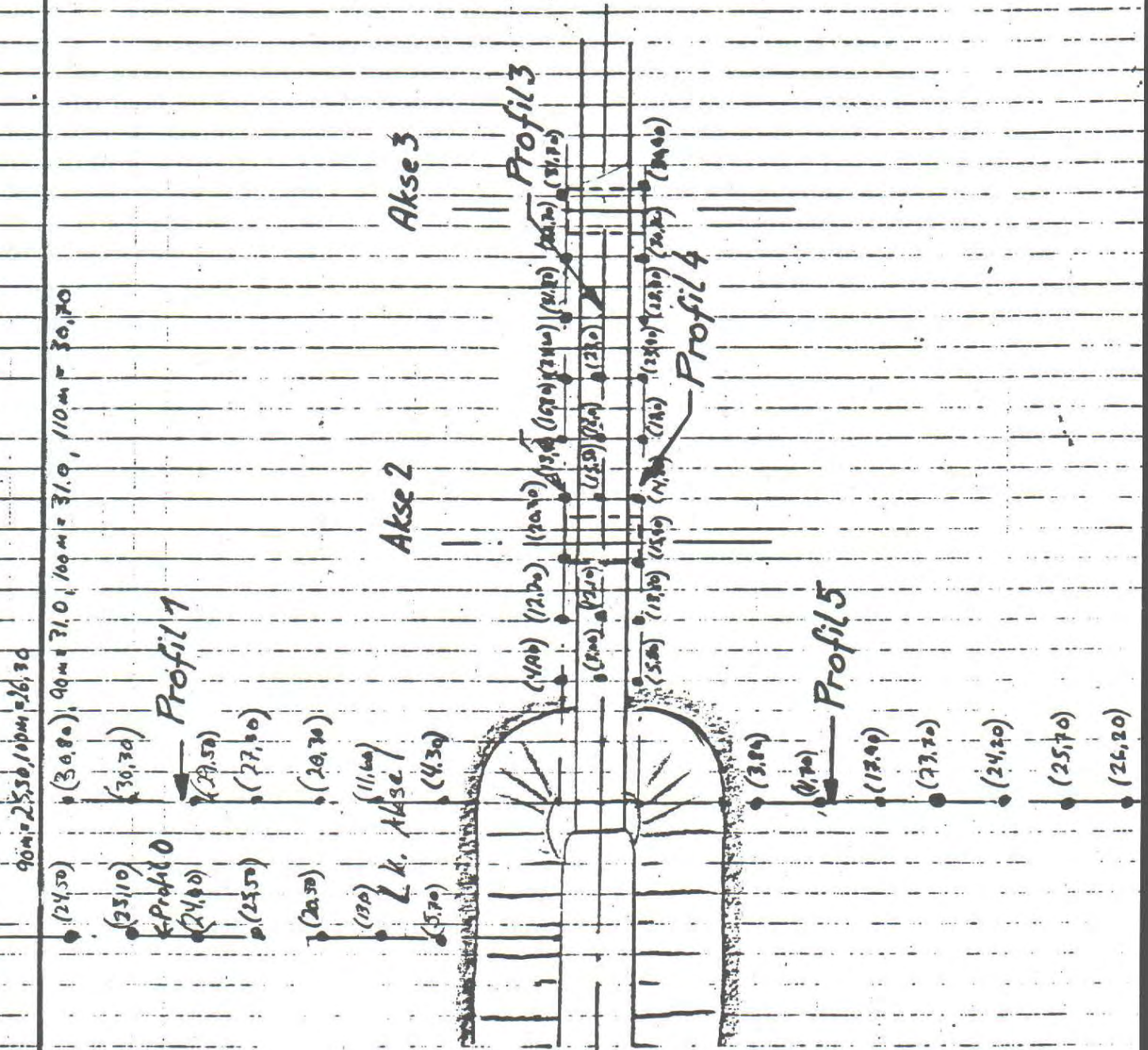
Lodding Akse 11 - Akse 12

eli



Loddet 7/11-89 (OHL)

- Tverrprofil sør
- .- ±
- Tverrprofil nord



VEGK. Mog R

BOLSØYBRUA

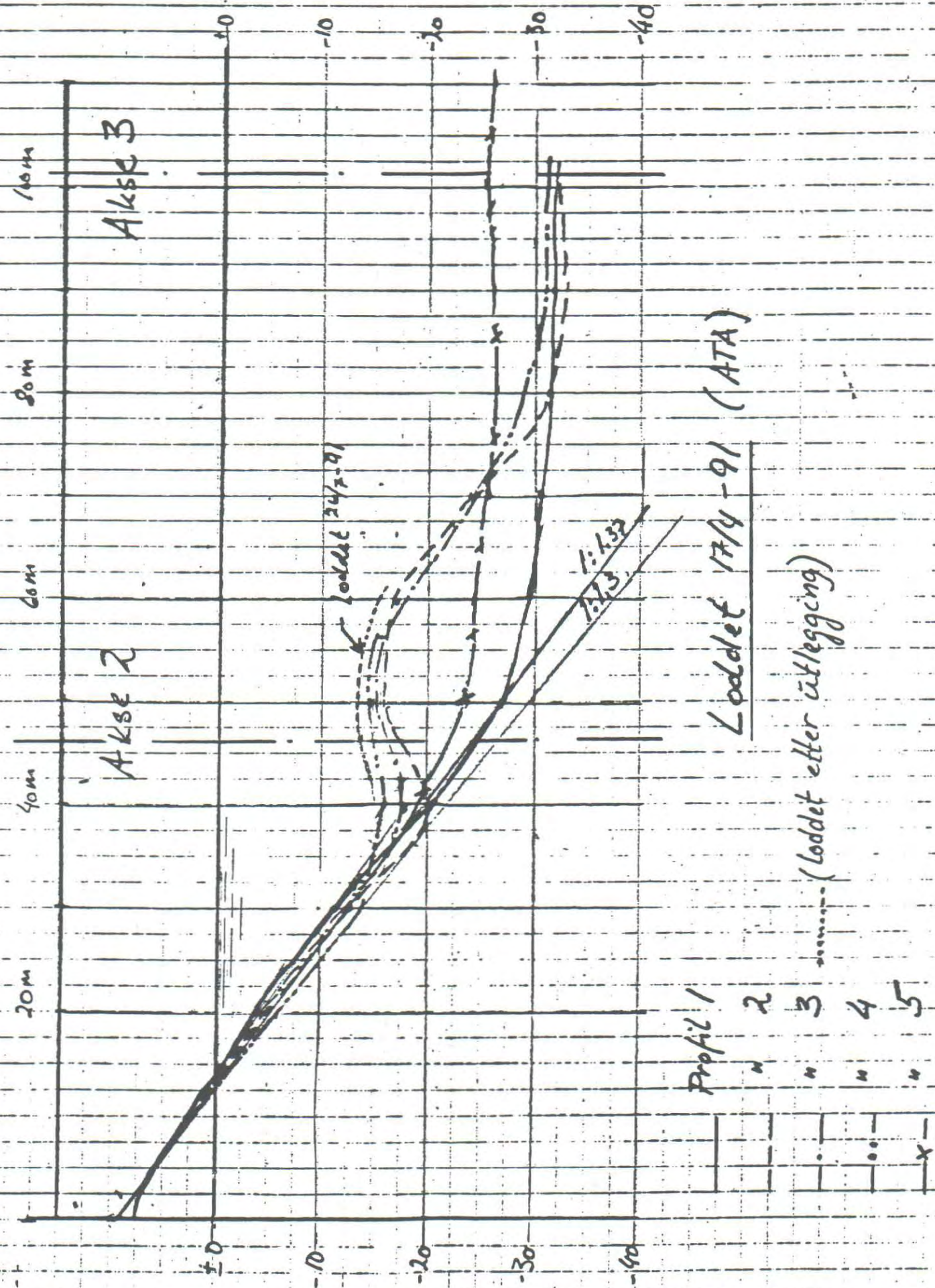
BILAG NR. 17b)

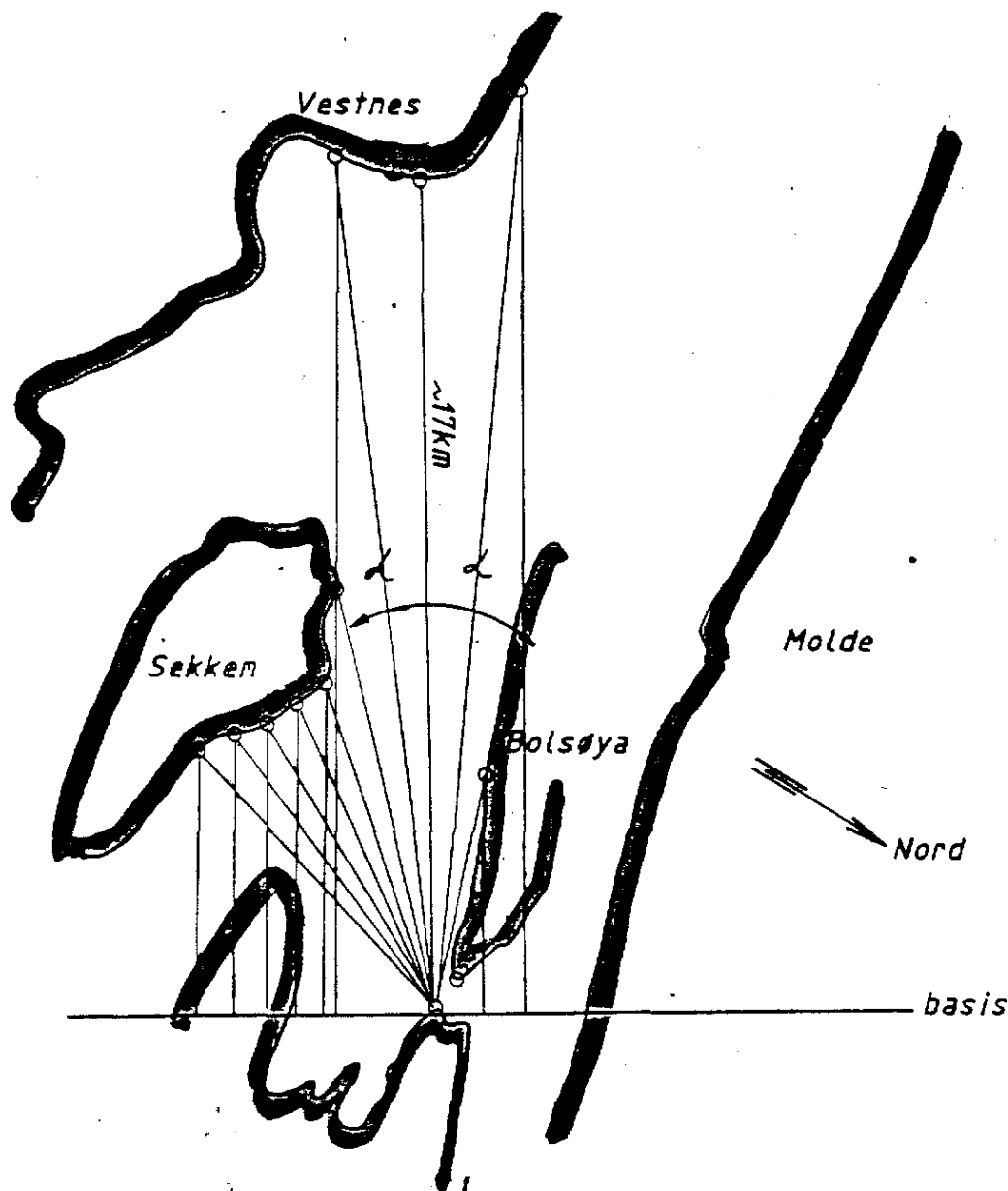
18/4 - 91

LAB

Lodding Akse 1 - Akse 3

B.Wi





Figur 4.8: Erosjonssikring av tilførsfylling for Bolsøybrua; kartskisse (M 1:150000)

Beregning av effektiv strøklengde:

α (°)	x_1 (km)	$x_1 \cos \alpha$ (km)
42	5.25	3.90
36	5.55	4.49
30	5.70	4.94
24	6.15	5.62
18	6.60	6.28
12	8.40	8.22
6	17.10	17.01
0	16.65	16.65
6	18.45	18.36
12	4.65	4.55
18	0.75	0.71
24	0.75	0.69
30	0.75	0.65
36	0.75	0.61
42	0.75	0.56

Effektiv strøklengde:

$$F_{eff} = \frac{\Sigma x_1 \cos \alpha}{\Sigma \cos \alpha} = \frac{93.24}{13.512} = 6.9 \text{ km}$$

Dimensjonerende vindhastighet: $v = 36 \text{ m/s}$

Signifikant bølgehøyde:

$$H_s = (0.00031 v^2 + 0.016 v) \sqrt{F_{eff}} = 2.5 \text{ m}$$

$$\Sigma = 93.24 \text{ km}$$

$$\Sigma \cos \alpha = 13.512$$

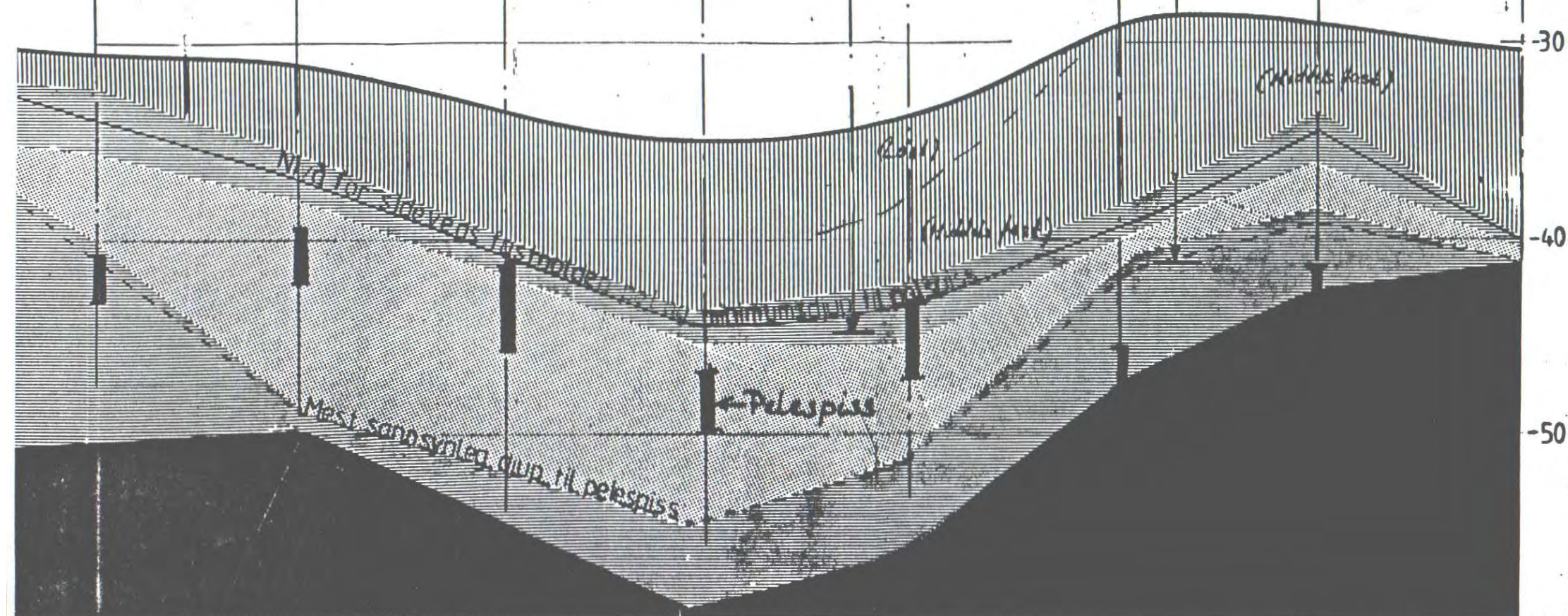
SLAG NR. 19









← Prøvepel 1

← Prøvepel 2



INFORKLARING:

-  LAUST TIL MIDDELS FAST
-  FAST
-  MIDDELS FAST
-  SVART FAST OG TETT

SKALAVEGEN BRU OVER BOLSØYSUNDET		GEOVEST RÅDGIVENDE INGENIØRER I GEOTEKNIK OG INGENIØRGEOLGI	
GRUNNUNDERSØKING INTERPOLERT LENGDEPROFIL		MÅLESTOKK L 1:2000 H 1: 200	DATO 88.10.31
MÅLBE 31. oktober 1988		PROSJEKT NR. 88.019	TEGN. NR. 04
		REV.	

60
BILAG NR. 22



TITTEL: BOLSFØYBRUA PRØVEPELING

SAKSBEHANDLER: Overingeniør Bjørn Wivestad

RAPPORT NR 3

KONTAKT: Prosjektleder Oddbjørn Pladsen

DATO: 1989-07-17 SENDT TIL Vsj. Drs. KL OP LD Lab. ark.

AR REF: BWi/HMO Antall 1 1 2 1 4

Laboratoriet, Molde, den 17/7/89 B. Wivestad

Rapporten er skrevet i samarbeid med overingeniør N. Rygg, Veglaboratoriet.

INNHold

- 1 ORIENTERING
- 2 RAMMING
- 3 OPPTREKSKAPASITET
- 4 KONKLUSJON

VEDLEGG: Bilag nr. 1 - Kartutsnitt
Bilag nr. 2 - Rammeobservasjoner. Prøvepel 1.
Bilag nr. 3 - Rammeobservasjoner. Prøvepel 2.
Bilag nr. 4 - PDA-målinger
Bilag nr. 5 - Rammemotstand
Bilag nr. 6 - Prøvepeling/grunnforhold
Bilag nr. 7 - Tegn. nr. 04, GEOVEST - Rammedjup.

SAMMENDRAG

Bolsøybrua skal fundamenteres på svevende/spissbærende stålrørspeler etter system Mjøsbrua.

Prøvepelingen er utført for å avklare sentrale spørsmål vedrørende rammeforhold og opptrekkskapasitet.

Forsøket har gitt grunnlag for valg av rammeutstyr og peler og vurdering av fundamentpelens kapasitet i forbindelse med pårenning av skip.

1 ORIENTERING

Grunnundersøkelsene utført av firma GEOVEST A/S, kfr. rapport nr. 3 av november 1988, gir forslag til utførelse av pelerefundamentering av brupilarene, men ikke entydig svar på sentrale spørsmål vedrørende rammeforhold og opptrekkskapasitet.

For å avklare disse spørsmålene ble det besluttet å utføre prøvepeling med noe mindre peler og lettere rammeutstyr enn aktuelt for fundamenteringen. Pelene skulle så trekkes og brukes ved fundamenteringen av landkar I.

2 prøvepeler ble rammet ned i aktuelle pilarposisjoner for seilløpet, der grunnforholdene er noe forskjellige og typisk for hver sine avsnitt av brua (bilag nr. 1). Pelene, Ø 508/+ = 19,5 mm med lengder 41 og 46 meter, ble rammet med diesellodd Delmag 30/23 fra Vegvesenets flytende rigg "Kaare Flaate". Trekking ble utført av flytekran med maks. trekkapasitet 2 250 kN.

2 RAMMING

Pelene ble rammet 3. og 5. april 1989.

På prøvepel 1 ble det utført PDA-måling.

Begge prøvepelene ble fulgt med rammeobservasjoner og bevegelsesmålinger.

Prøvepel 1

Pelen var 46 meter lang og var fylt ca. 30 meter med vann.

Resultat av rammeobservasjonene er vist i bilag nr. 2. Pelene sank for egen vekt og under vekten av loddet vel 5 meter. Videre nedover var det økende ramme-motstand, til nærmest stopp for de siste centimetrene (0,15 mm/slag) ved begravd lengde 11,80 meter.

PDA-målingene

Ble utført ved hard ramming (synk 0,7 mm/slag, kfr. bilag nr. 2). Resultatet er vist i bilag nr. 3.

Bevegelsesmålinger

Utført samtidig med PDA-målingene ga en elastisk deformasjon $\delta_e = 23$ mm.

Karakteristisk bæreevne

ble forhåndsestimert til ca. 3 900-4 000 kN ved henholdsvis rammeformel (Janbu) og WEAP (bilag nr. 4). Dette ligger noe over resultat fra PDA-målingene, 3 560 kN.

Forhåndsestimat med WEAP indikerer max rammespenning ca. 200 MPa. Etter forsøket er beregningene justert på grunnlag av PDA, til 122-128 MPa.

PDA-målingene gir max rammespenning 118 MPa.

Bevegelsesmålingen ($\delta_e = 23$ mm, $L = 45$ m) gir gjennomsnittlig rammespenning = 115 MPa. Med $f_w = 1,5$ får man betydelig høyere max enn ved PDA, 160 MPa. Svikt pga. utbøyning kan være årsak til den noe store målte δ_e .

I bilag nr. 5 er vist det aktuelle utsnittet av lengdeprofilen med resultat av grunnundersøkelsen og prøvepelen inntegnet. Etter dette står pelespiss nær nedre grense for det øvre faste morenelaget. Den markerte økningen i rammemotstand mot slutten tyder på stein/blokk.

Prøvepel 2

var 41 meter lang og var ved starten av rammingen fylt med ca. 15 meter vann. Da loddet ble tatt av var pelen vannfylt, og senere sjekk med dykker viste at det var brudd over halve omkretsen i sveiseskjøten i 12 meters dybde.

Pelen sank vel 2 meter under egen vekt og vekt av loddet, kfr. bilag nr. 6. Videre ca. 5,5 meter var det lett ramming med noe økende motstand med dybden. Så fulgte ca. 1,0-1,5 meter med større rammemotstand og videre ca. 3,5-4,0 meter med noe lettere ramming. Den siste meteren var rammemotstanden stor, og sterkt økende mot slutten (ca. 0,7 mm/slag).

Fundamentpeler

I bilag nr. 4 er gitt en sammenstilling av rammemotstand/karakteristisk bæreevne for prøvepelen og fundamentpel \varnothing 800/20, ($L = 48$ og 60 meter), rammet med lodd med netto rammeenergi henholdsvis ca. 27 og 67 kNm (D 30/23 og D 62/22). For prøvepelen har rammeformel gitt rimelig god overensstemmelse med PDA-måling, og det antas derfor at lodd med netto rammeenergi i størrelsesorden 70 kNm er tilstrekkelig for de aktuelle fundamentpelene med dimensjonerende bæreevne ca. 4 000 kN.

Prøvepelene gir grunn til å anta at fundamentpelene kan (og bør) rammes gjennom det øvre faste morenelaget og gjennom de løsere sandige massene og ned i faste dypereliggende masser på partiet pel 6400-6800, tilsvarende "mest sannsynlig djup til pelespiss" i tegn. nr. 04 i GEOVEST rapport. Prøvepel 2 pentrerte dette laget og prøvepel 1 stoppet sannsynligvis mot stein/blokk i nedre del av laget. Bruk av hul spiss og opplegg for boring eventuelt sprengning gjennom spiss som beskrevet i anbudsdokument, er derfor aktuelt.

En WEAP-analyse for pel 800/20 med lengde 50 meter gir maksimale rammespenninger i størrelsesorden opp mot 200 MPa. Stålkvalitet St. 52, med tillatt dynamisk spenning $\sigma_d = 310$ MPa, begrenser tillatte spenninger pga. pelens skråstilling og som følge av avdrift til vel 100 MPa. Dette understreker betydningen av godføring og god forankring av riggen.

3 OPPTREKSKAPASITET

Forsøket med trekking ved hjelp av flytekran ble ikke gjennomført fullt ut, idet opptrekkkapasiteten viste seg å være betydelig større enn man beregningsmessig kunne vente. Beregnet opptrekkskapasitet på empirisk grunnlag ligger i størrelsesorden 400-500 kN for aktuell begravningslengde (10-12 meter).

Prøvepelene skulle trekkes med stor flytekran, med registrering av bevegelse av peletopp med teodolitt fra land.

Det ble først gjort forsøk med 150 t flytekran den 18. april 1989, dvs. ca. 2 uker etter ramming. Det viste seg imidlertid at pelen (prøvepel 1) sto fast ved en netto trekraft 1 250 kN. Operatøren skulle rigge opp en større kran (opptrekkskapasitet 2 200 kN), og det ble besluttet å gjenta forsøket med denne.

Den 8. mai 1989 ble trekking forsøkt med den store ekrana. På grunn av usikkerhet med hensyn til feste i pelen, våget ikke operatøren å gå høyere enn 1 850 kN, tilsvarende 1 750 kN netto på prøvepel 1. Det ble ikke registrert bevegelse i pelen. På prøvepel 2 som hadde brudd i 12 meters dyp var anhuket mer usikkert og trekraften måtte begrenses til ca. 1 300 kN, netto ca. 1 150 kN. Det ble heller ikke registrert bevegelse i denne pelen.

Prøvepelene skal ikke inngå i pilarfundamentene. De ble derfor brukket ved hjelp av taugbåten. Prøvepel 1 brakk i sveiseskjøt på lengde 36 meter fra toppen, ca. 1,5 meter under sjøbunn. Prøvepel 2 brakk ved sjøbunn utenfor skjøt, i en lengde av ca. 29 meter.



Forsøket ga ikke svar på spørsmålet om pelenes opp-
trekkskapasitet, men det kan slås fast at den er minst
i størrelsesorden 3-3,5 ganger større enn beregnet på
empisisk grunnlag. (Bruddtilstand/udrenert, $t_{g0} = 0,8$,
 $a = 15 \text{ kPa}$, $v = 0,8$, $Sv = 0,15$)

Fundamentpeler

Trekkforsøket gir grunnlag for å anta en opptrekk-
kapasitet betydelig større enn empirisk beregnet
verdi.

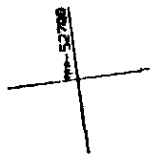
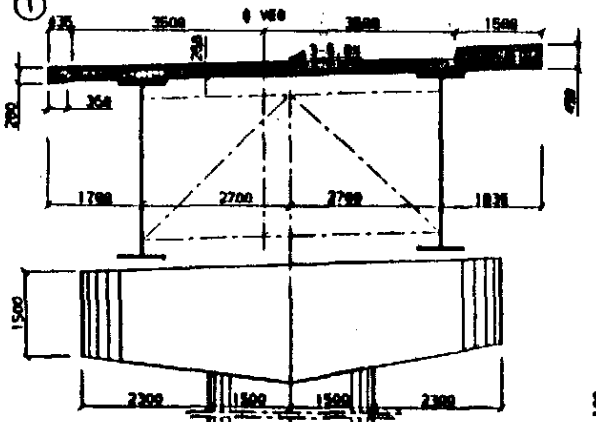
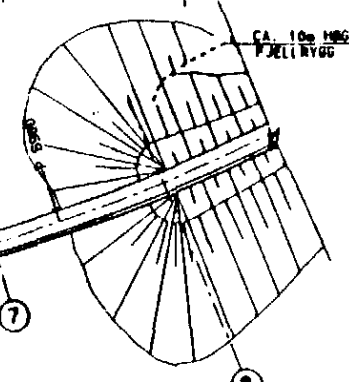
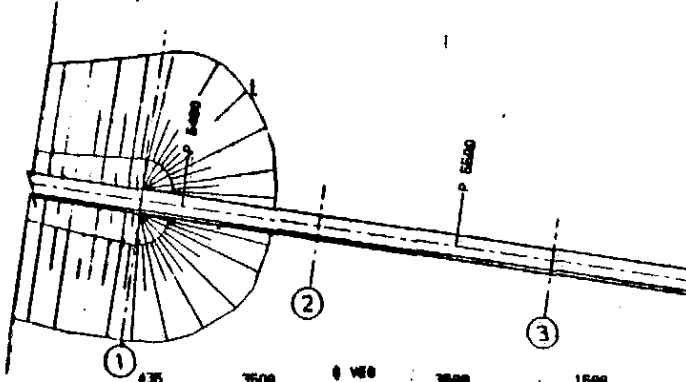
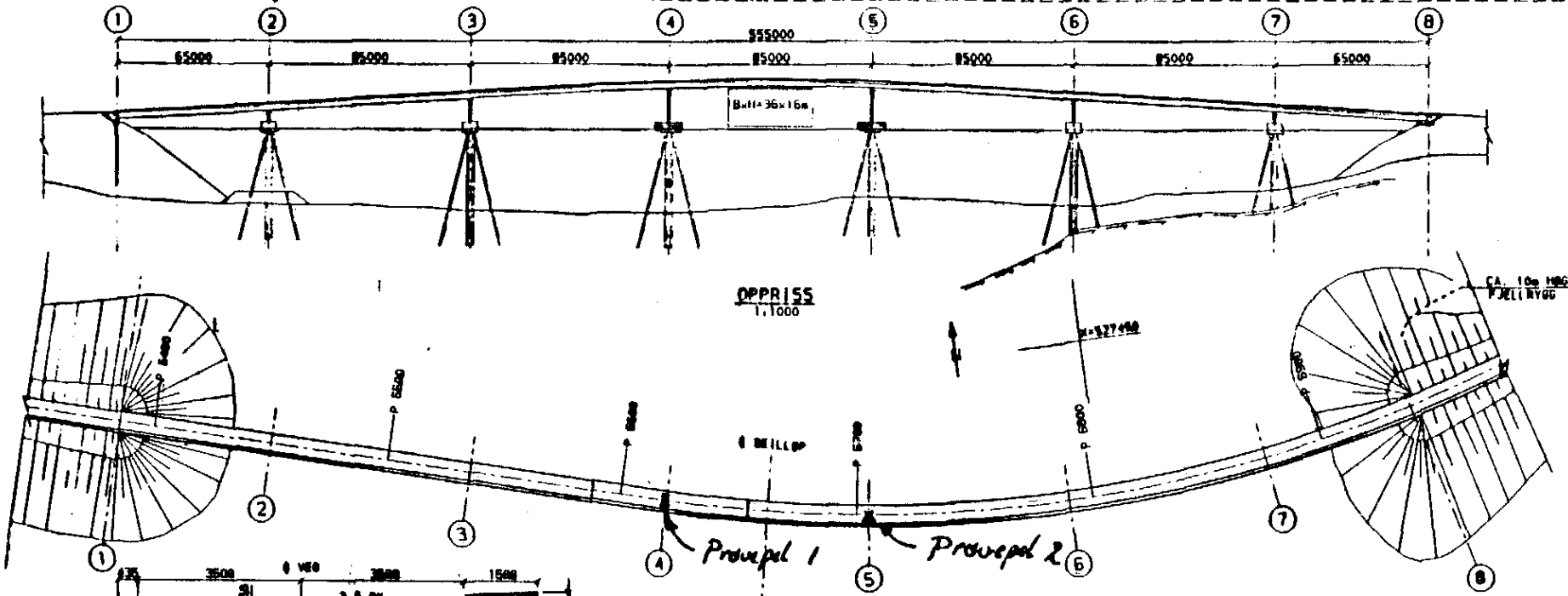
Ved samme begravningslengde har en $\varnothing 800 \text{ mm}$ pel 60 %
større overflate enn prøvepelen $\varnothing 500 \text{ mm}$, og side-
friksjonen øker tilsvarende. Etter dette vil vi, for-
siktig anslått, kunne vente at fundamentpelene kan ta
kortvarig strekk minst i størrelsesorden 2 000 kN
forutsatt rammedybde som omtalt ovenfor.

4 KONKLUSJON

Forsøket har gitt grunnlag for avklaring av følgende
forhold ved pelearbeidene:

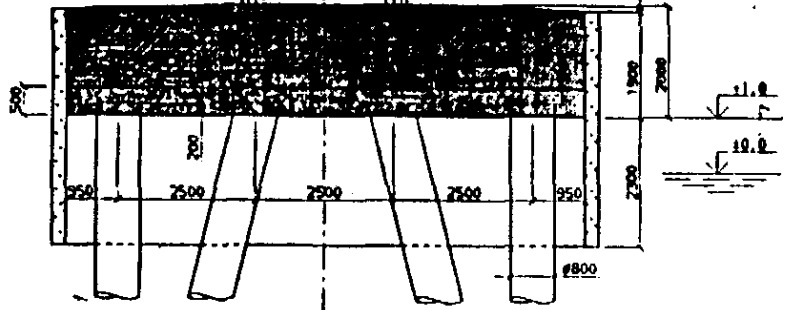
- Rammeutstyret skal ha en netto overført energi
på ca. 70 kNm.
- Fundamentpele $\varnothing 800/20 \text{ mm}$.
- Begrensning av tillatte spenninger under ramming
setter strenge krav til posisjonering av riggen og
til god peleføring.
- Trekkforsøket viser at påregnelig (dimensjonerende)
udrenert opptrekkskapasitet er i størrelsesorden 4
2 000 kN ved de aktuelle rammedybder. Ved pårenning
antas videre en kapasitet tilsvarende karakteris-
tisk bæreevne (rammeformel/PDA-målinger), som vil
ligge i område ca. 6 000 kN på trykksiden.

Pelene armeres for ulykkesgrensetilstanden.



ANMERKNINGER:

1. LASTFORSKRIFTER. FORELØPIGE LASTFORSKRIFTER FOR BILER OG FERJEAETER I DET OFFENTLIGE VEGTETT (1986)
 2. PASELLINGSKREFTER. FUNDAMENTER I NØSE 4 OG 5 FENDRES MOT FARTØY PÅ 300 DRT. MED 5 KNOPS HASTIGHET
 3. MATERIALKVALITET. BETONG, C45, m<0,4 ARMERING, K50015
 4. 30 cm BETONGBLITELAG INKLUDERT I DEKKETYSKELSE
- HENVISNINGER:**



STATENS VEGVESEN
MØRE OG RØMSDAL
BOLSBØYBRUA

1:1000
1:50
M
EEK

OVERSIKT

BOLSØYBRUA

Prøvepel nr.1 (pr 6620)

PEL: Ø 508, t=19,5mm
L=46m + 0,6m spiss

LODD: DELMAG D 30 - 23

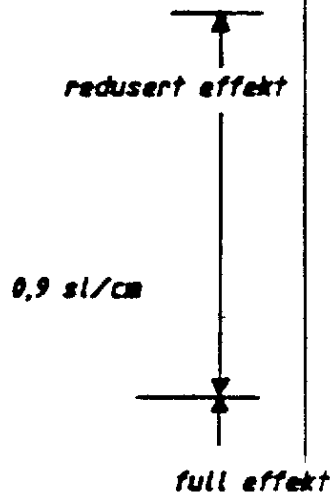
Rammet 3/4/89

Koord peletopp:

X=527,407,682
y=-52,686,670

synk egenvekt
(vannfylt ca 32m)

synk for lodd



300sl

Σ slag

10

3,34sl/c

737sl

5,88sl/cm

1031

SPISS.KT - 46 10

P A →

2886sl 15,0
71sl

0

5

10

15 sl

synk ↑ Terrang, kt - 28.10

BOLSØYBRUA

Prøvepel nr.2 (pr670

PEL: Ø508 • =19,5mm
L =41 • 0,6m spiss

LODD: Delmag D 30/23

RAMMET: 5/4/89

KOORD PELTOPP:

X=527,393,682

Y=52,594,368

5m

0,2-2,0 sl/cm
redusert eff t)

348sl

2,6-2,4 sl/cm (full effekt)

553 sl

1,1-1,7 (1,28)°

681 sl

10m

0,6-0,8 (0,7)°

751 sl

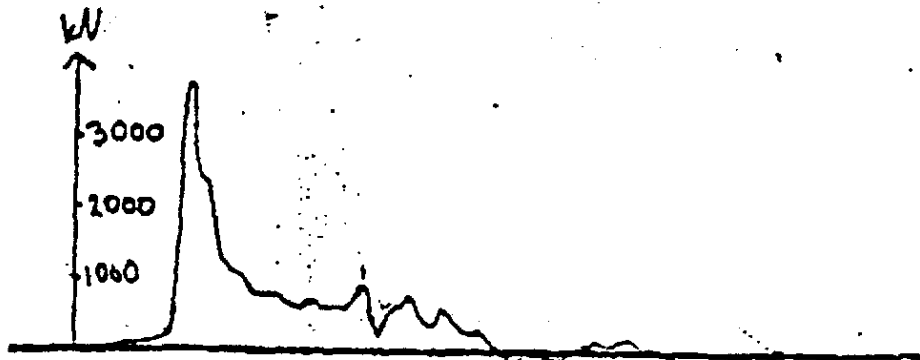
0,9-2,0 (1,52)

903 l

Σ slag

1,7-2,5 (1,97)°

1100 sl

ANG.: Peleanalysatormålinger. Pel nr. 1Kraft-
kurve:Hastighets-
kurve:

m/s

3.0

2.0

1.0

Pelelengde totalt: _____ m
 Målelengde (2L/C): 45 m
 Pelelengde i jord: 9 m

Fra utskrift:

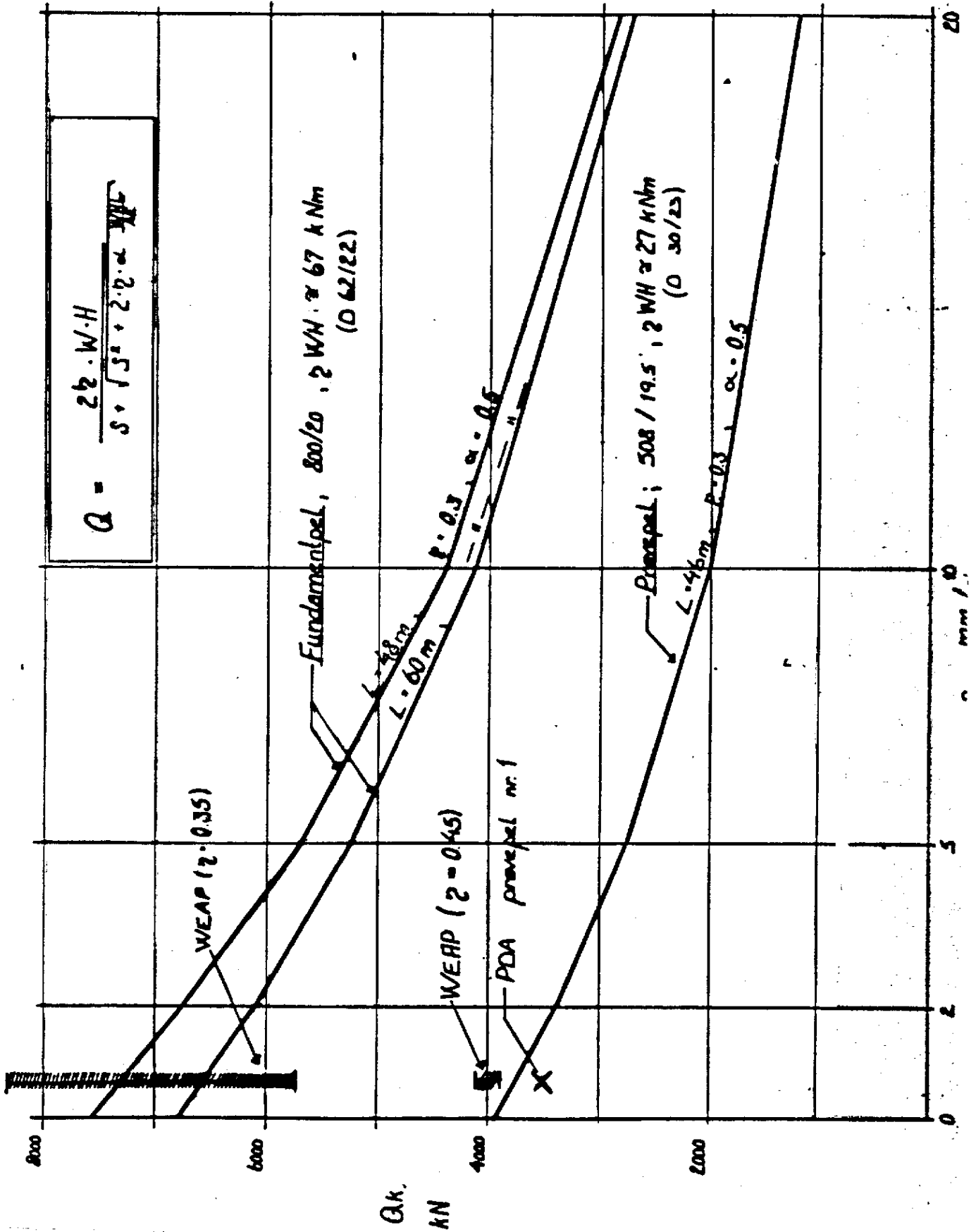
Kraft: 3700 kN
 Energi: 28.0 kNm
 Bæreevne: 3560 kN

Loddtype: DELMAG

Loddvekt:

Fallhøyde:

Virkningsgrad: 3MAX. RAMMESPENNING: 11



VEGK. Mog R

BOLSØYBRUA

BILAG NR.

LAB

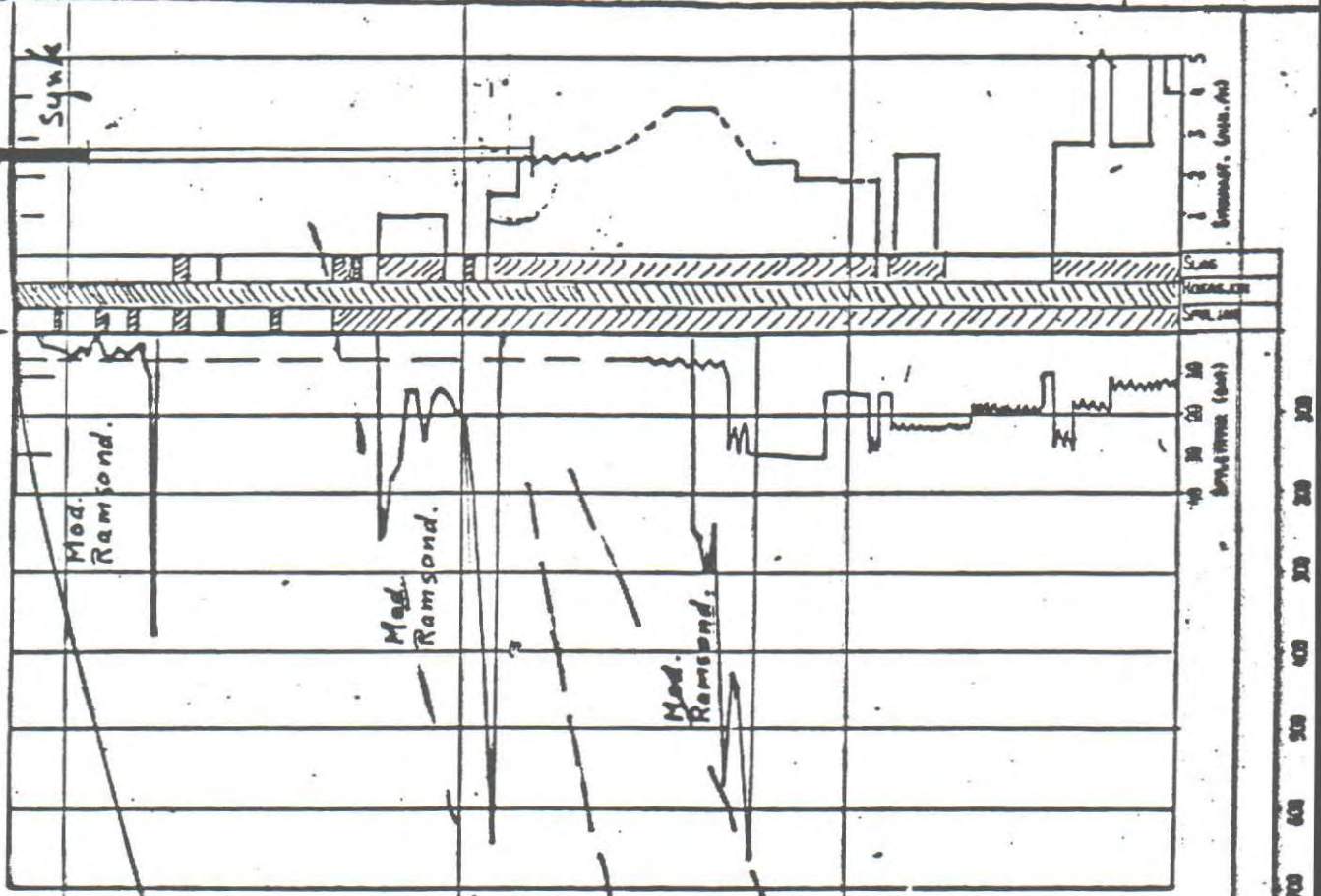
PRØVEPELING/GRUNNFORHOLD

DATE 26/5

Utsnitt av tegn. nr. 02, Geovest 88.019

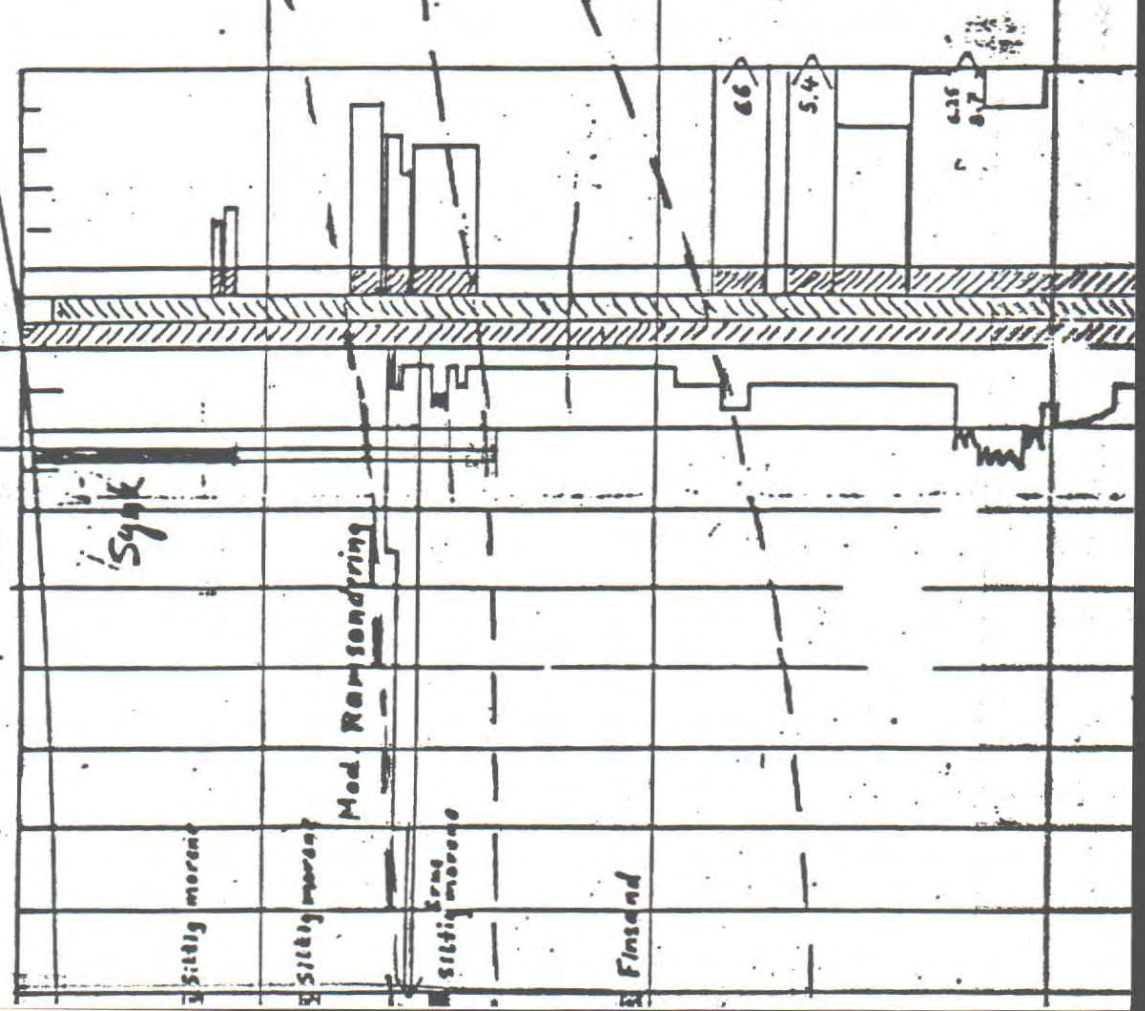
Sign: B.L

Hol 5 Pr.p. nr. 2



Hol 21

Prøvepel nr. 1



VEGK. Møgr

BOLSKYBRUA

BILAG NR. 24

LAB.

Rammetstyr. Typer / Effekt

Dato: 19/4-91

Si n: B.Wi

TYPE	MERKE	LODDVEKT KN	FALLH. CM	RAMMEKAP, kWh/m	
				TEORETISK	max PDA
Hydraulisk 1) Diesel	JUNTTAN	80-100	120	(96-120)	4) 65.4-77.9
	DELMAG D46	46	(250)	146	(75.6-79.2) 52.9 (55)
2) "	"	"	(2)	"	59.5
	D55	55	(270)	162	78.5
3) Luft	D30/23	30	(230)	91	(30,3)
	DEMAG BB800	8	(140)	10	(4.5)

1) Sikringsteknikk 9/8, 2) S.-F. Anlegg 9/8, 3) st. vegv. Møgr

LODD	TEOR EFF.	HELN. PEL	FALLH SLAGTAKT	PDA EFF	η	Q _k	GRUNN
JUNTTAN	96	4:1	100	48.7	0.55	4630	Løsmasser
		"	118	65.4	0.72	8462	Fjell
		VERTIKAL	105	75.6	0.90	8827	"
JUNTTAN	120	4:1	95	61.5	0.62	4840	Løsmasser
		"	100	58.7	0.62	8523	Fjell
		VERTIKAL	92	79.2	0.88	9244	"
D46	146	4:1	43/min	44.0	0.30	5944	Løsmasser
		"	39/min	71.5	0.49	8206	
		VERTIKAL	50/min	34.5	0.24	6747	"
"	"	"	42/min	55.0	0.38	9393	
			42/min	57.9	0.36	7447	Løsmasser
			37/min	78.5	0.48	9451	
"	162	VERTIKAL	42/min	48.4	0.30	8743	"
			36/min	71.5	0.44	9371	

Dato	Akse/pol	Pol lengde	Held.	Lodd	Fallh/syng	ρ	Kraft	Ente
22/1-90	4/1	29	4:1	80	112/1.2	0.55	7369	52.8
"	11/6	"	5:1	"	115/1.8	0.62	8114	59.5
26/4	9/2	45.8	4:1	"	105/2.0	0.72	7214	65.4
"	"	"	"	100	100/-	0.79	7028	77.9
23/5	9/4	50	"	80	100/1.2	0.72	6880	57.6
"	"	"	"	100	100/3.0	0.62	6120	61.5
10/6	8/8	46	"	80	105/0.8	0.58	7800	48.7
"	"	"	"	100	95/0.7	0.62	8258	58.7
"	"	"	"	D46	45/min/-	0.24	7208	38.2
"	"	"	"	"	42/min/-0.3	0.4-0.46	8617	53.0
"	8/10	"	Vert.	90	105/0.7	0.90	8904	75.6
"	"	"	"	100	92/0	0.88	8864	79.2
"	"	"	"	D46	50/min/-	0.24	7351	34.5
"	"	"	"	"	45/min/-	0.35	8221	50.9
"	"	"	"	"	42/min/0.2	0.41-0.44	9311	55.0
22/6	7/8	51	4:1	"	41/min/0.32	0.48	7630	44.0
"	"	"	"	"	42.5/min/0.15	0.45	7943	51.9
"	5/3	54.5	"	D55	42/min/0.36	0.43	9048	57.9
"	"	"	"	"	40/min/1.36	0.43	9840	64.0
"	"	"	"	"	37/min/0.36	0.46	11028	78.5
"	5/9	58	Vert	"	42/min/0.37	0.35	9027	48.4
"	"	"	"	"	40/min/0.37	0.43	10882	63.5
"	"	"	"	"	34/min/0.46	0.41	1149	71.5
19/7	7/1	46	4:1	D46	41/min/1.9	0.45	7929	52.8
"	"	"	"	"	41/min/1.59	0.47	8171	59.5
20/7	"	49	"	"	43/min/1.0	0.40	7465	47.1
"	"	"	"	"	41/min/0.72	0.43	8080	54.8
"	7/4	"	"	"	41/min/0.5	0.42	7869	52.2
"	"	"	"	"	41/min/0.1	0.42	7788	46.7
22/9	2/2	38	"	"	30/min/0.17	0.45	7083	49.5
"	2/6	"	"	"	30/min/0.21	0.45	7453	51.7
6/12	1/1	38.8	10:1	D30/23	47/min/2.0	0.33	3904	30.3
"	"	"	"	"	42/min/6.0	0.34	3954	30.7
"	1/2	13	Vert	BB800	-/10.0	0.45	1258	4.5

Peier: Akse 2-11: \varnothing 800 / 20 mm

" 1: \varnothing 508 / 10 - 19.6 mm

VEGK. M og R

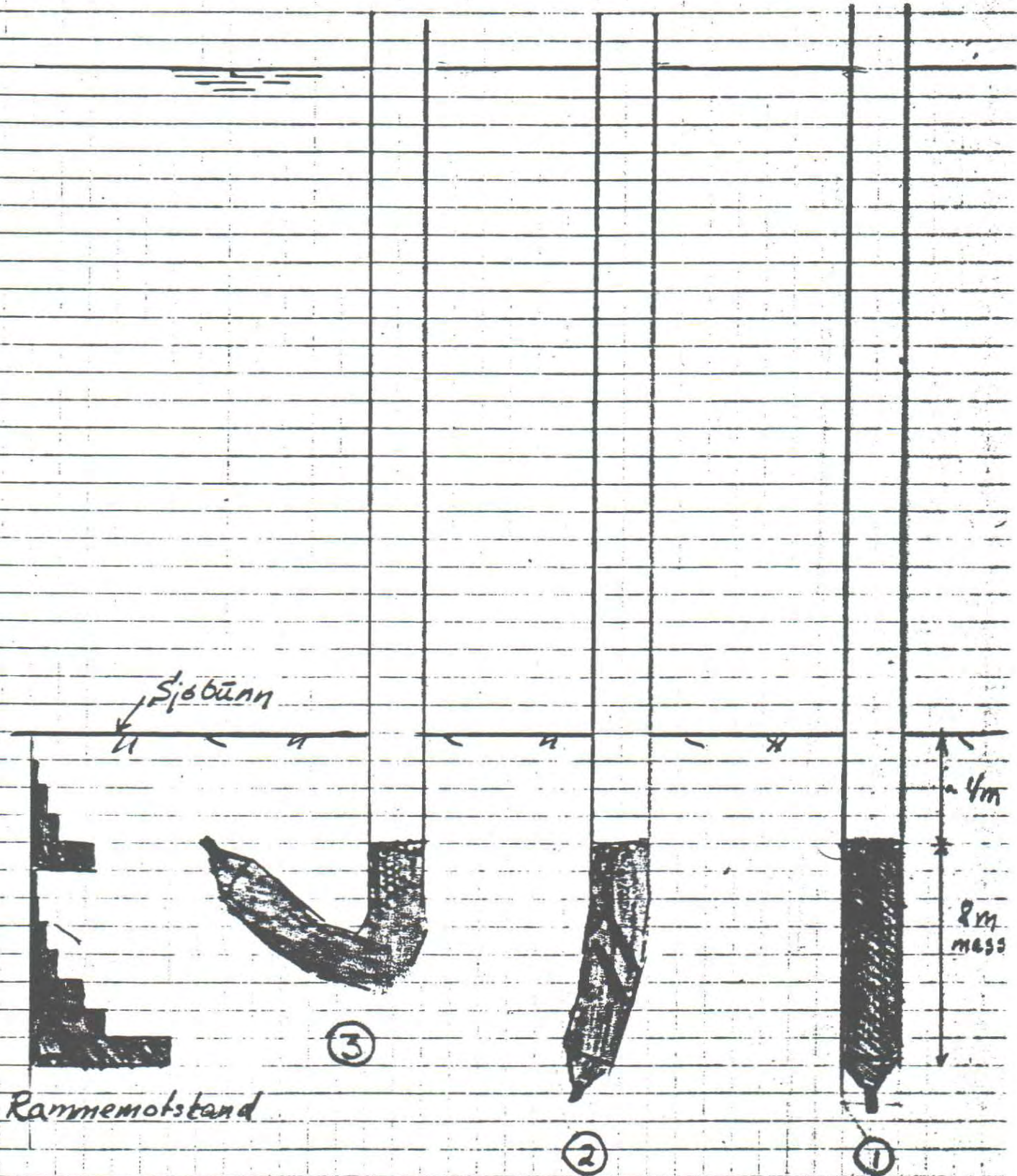
BILAG NR. 26

LAB

BOLSØYBRUA
Skadd pel, 4/3

19/4-91

B.Wi



VEGK. M og R

BILAG NR.

LAB.

BOLSØYBRUA

19/4-

Kontroll av pelearbeider

B.W

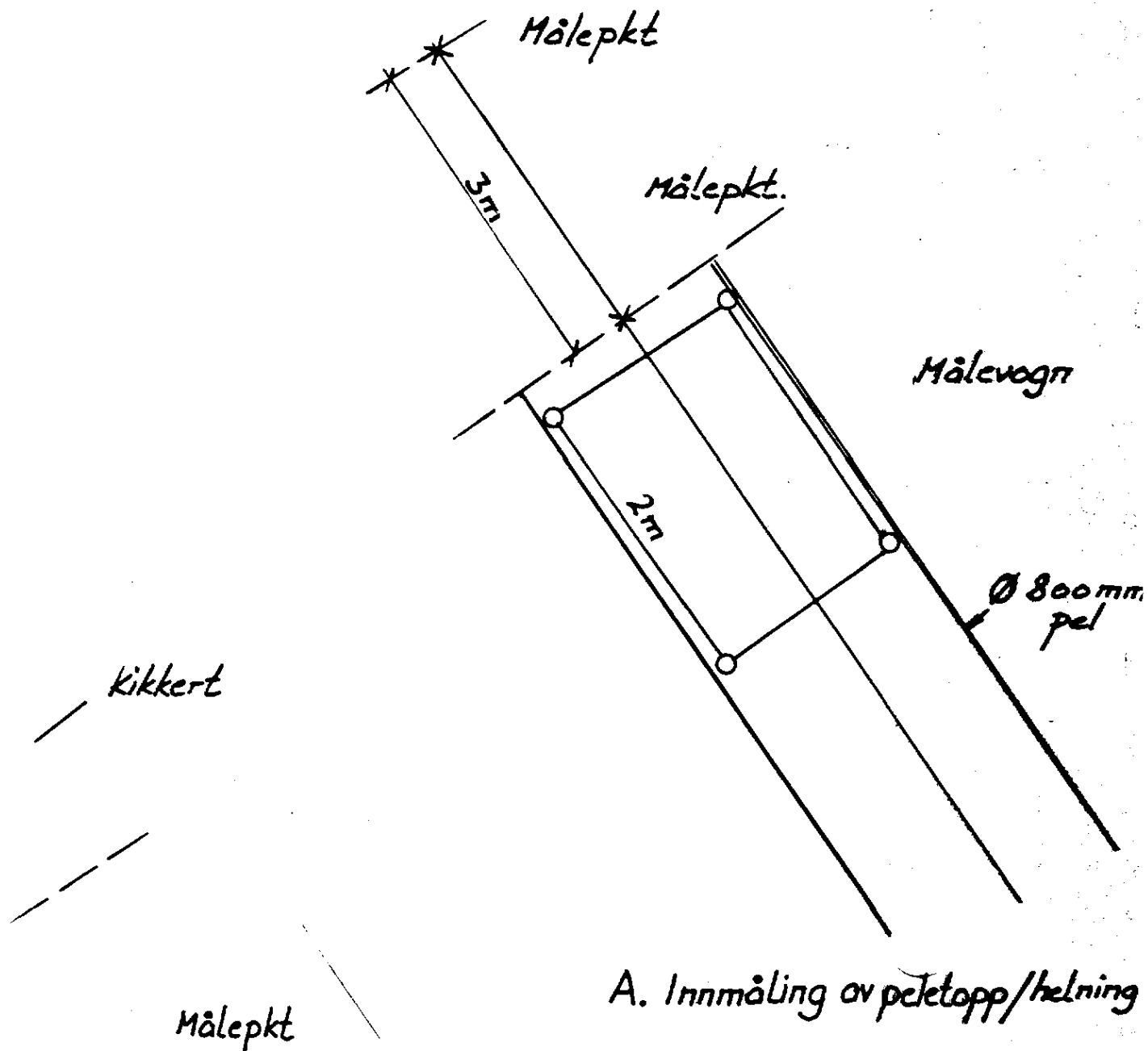
- Sveisearbeid
- Rammeprotokoll, ramming, meislin i fjell, etterramming
- PDA-målinger
- Innmåling av peltopp/-helning
- Retthetsmåling

VEGK. Møgr

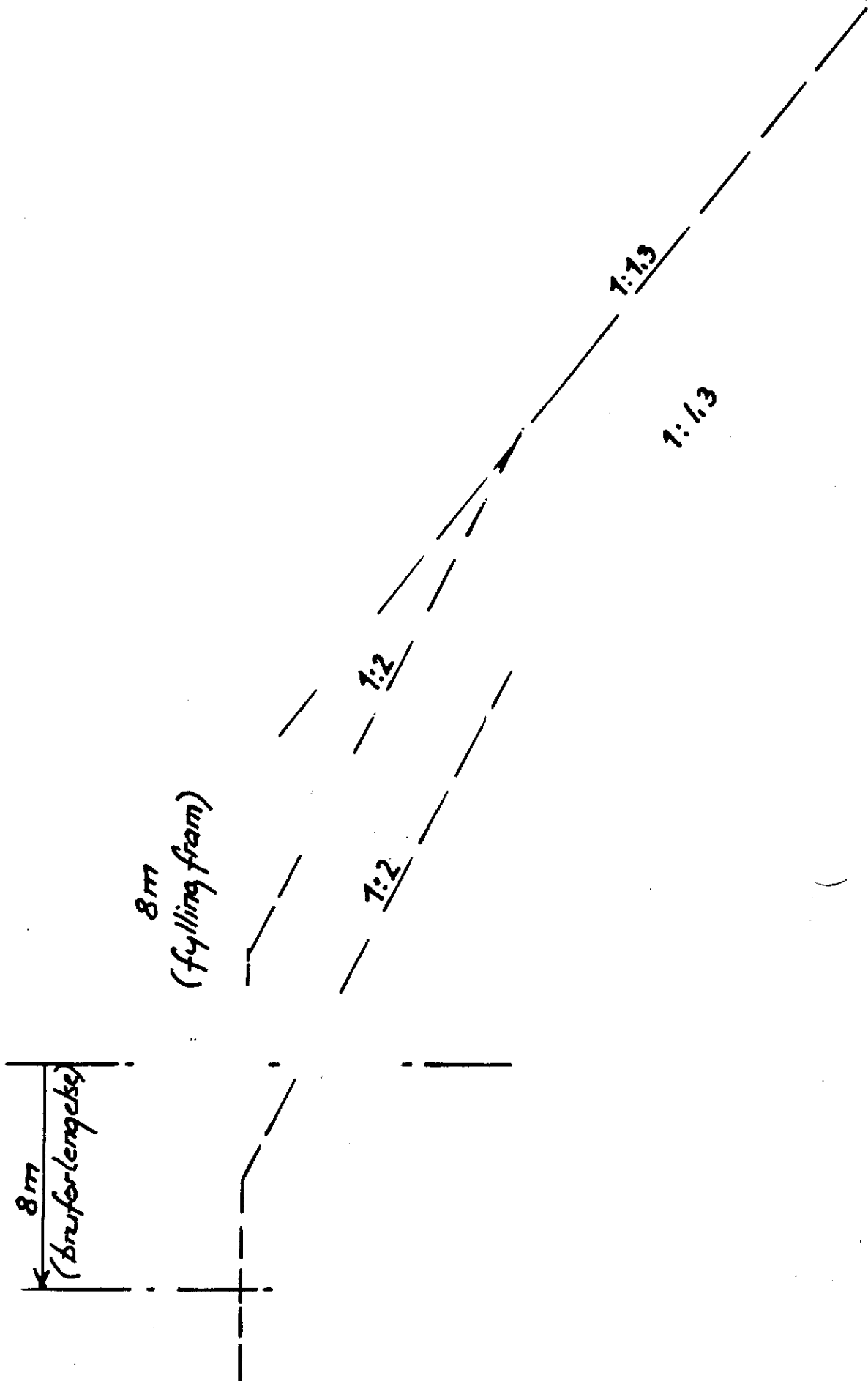
BLAG NR. 28

LAB

BOLSØYBRUA
Innmåling av peletopp/-helning
og retthet



B. Retthetsmåling.



BOLSØYBRUA

RAPPORTER / NOTATER FRA LABORATORIET, VEGKONTORET

Rapport nr. 1 : Tilløpsfyllinger ^m/Landkar

2 : Landspenn - Pilarfundament

3 : Prøvepeling

Notat nr. 4 : Akse II. Eterramming

5 : -- 9, 10 og 11. Pelerramming

6 : -- 11. Oppsummering / Vurdering

7 : -- 9. Vurdering av peler etter storm

8 : -- 8. Sluttvurdering pelarbeider.

9 : -- 9. ——— " ———

10 : -- 4. Rammekriterium / PDA - måling

11 : -- 6. Pelerramming

12 : -- 1. Landkar, peler

13 : -- 7. Sluttvurdering pelarbeider

14 : -- 2. Vurdering 8/10 peler

15 : -- 5. Sluttvurdering pelarbeider

16 : -- 6. ——— " ———

17 : -- 1. Berevne pelfundament.

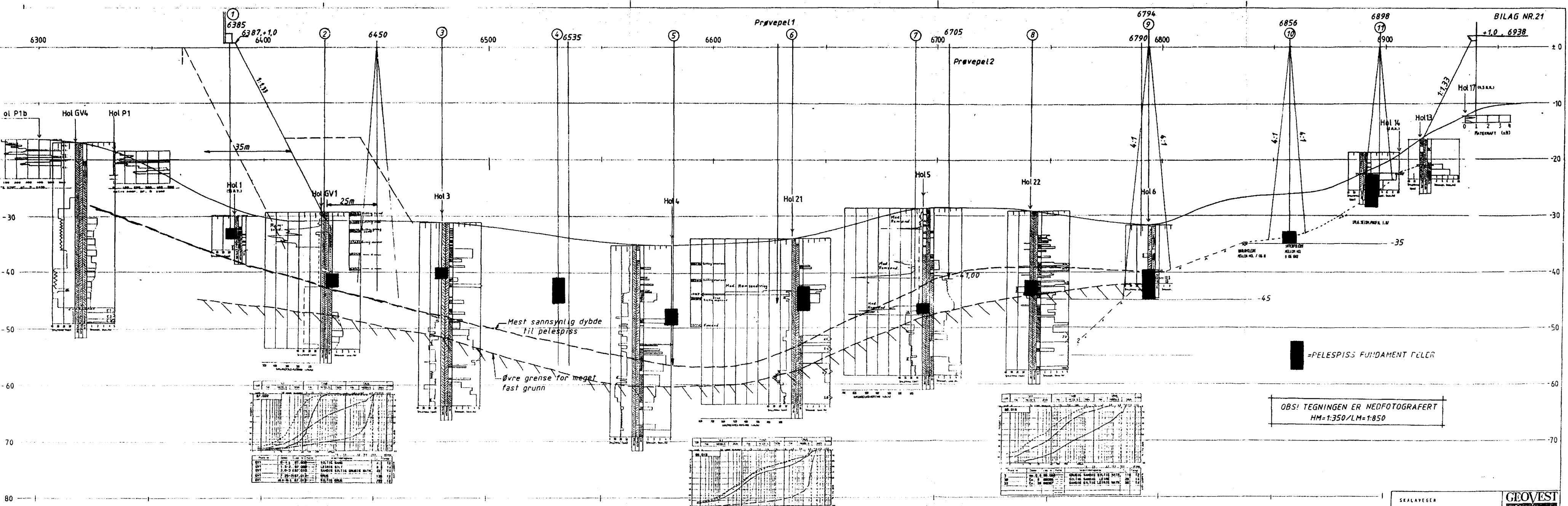
18 : -- 1. - 4. Sluttvurdering pelarbeider

Rapport nr. 19 : Geoteknisk sluttrapport

FORUNDERSØKELSER:

GEOTEAM : Rapport 31236.01; Trondheim 18/8-87

GEOVEST : nr 3 ; Molde, nov. 1988



Profil	Start	Slutt	Struktur	Profil	Start	Slutt	Struktur
GV1	0-2.1	07.000	SILTIG SAND	1	0-1.0	07.000	SILTIG SAND
GV1	1.0-2.1	07.000	LEIRE SAND	2	1.0-2.1	07.000	LEIRE SAND
GV1	2.0-2.1	07.000	SANDIG SILT	3	2.0-2.1	07.000	SANDIG SILT
GV1	2.1-2.187	01.3	SANDIG SILTIG LEIRE MATE	4	2.1-2.187	01.3	SANDIG SILTIG LEIRE MATE
GV1	2.187-2.1	07.000	SILTIG SAND	5	2.187-2.1	07.000	SILTIG SAND

Profil	Start	Slutt	Struktur	Profil	Start	Slutt	Struktur
21 a	0-0.5	08.000	SILTIG SAND	21 b	0-0.5	08.000	SILTIG SAND
21 a	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND	21 b	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND
21 a	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND	21 b	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND

Profil	Start	Slutt	Struktur	Profil	Start	Slutt	Struktur
3	0-0.5	08.000	SILTIG SAND	3	0-0.5	08.000	SILTIG SAND
3	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND	3	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND
3	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND	3	0.5-0.5	08.000	SILTIG SAND

OBS! TEGNINGEN ER NEDFOTOGRAFERT
HM=1:350/LM=1:850