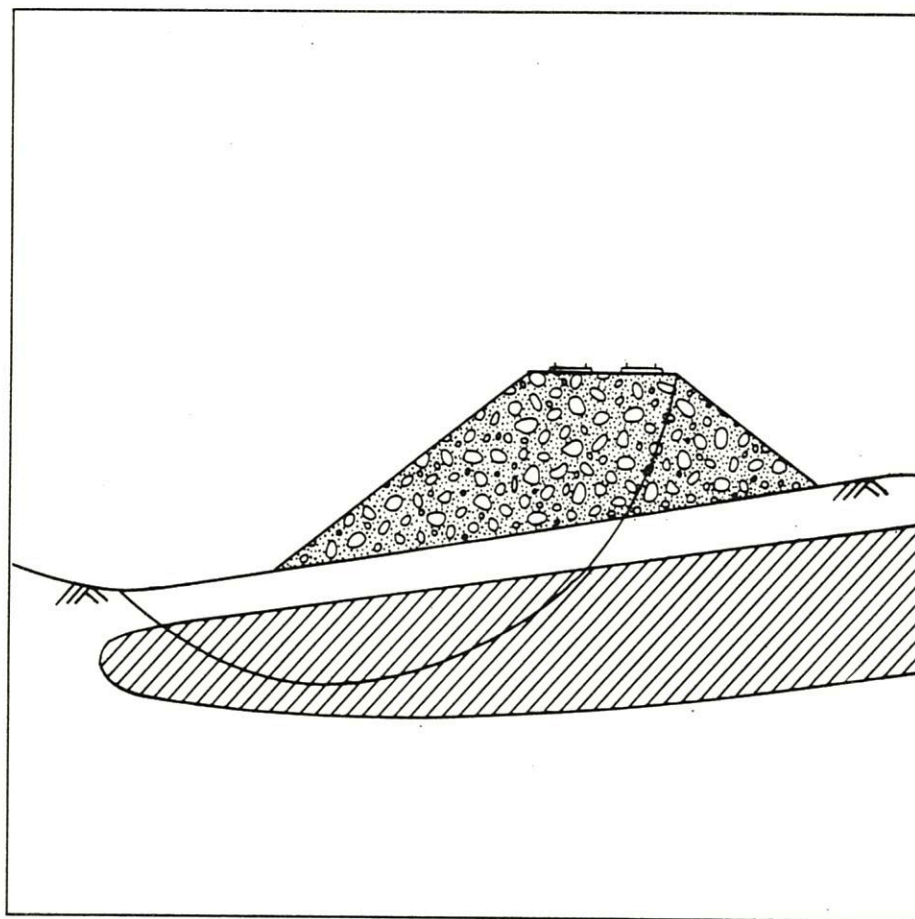


JERNBANE TIL GARDERMOEN



Delrapport geoteknikk

NGI-rapport 910004-1, bind 1 av 2

Utført for NSB, Avdeling for utvikling og miljø.

1 oktober 1991



 **Taugbøl & Øverland**



RAPPORT

JERNBANE TIL GARDERMOEN

DELRAPPORT GEOTEKNIKK

Oppdragsgiver:
Taubøl & Øverland a.s

910004-1 1 oktober 1991

Norges Geotekniske Institutt (NGI) er engasjert som geoteknisk rådgiver i forbindelse med utarbeidelse av hovedplan for jernbane til Gardermoen.

RAPPORTEN BESKRIVER GRUNNFORHOLD OG GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER, OG GIR EN VURDERING AV TEKNISKE LØSNINGER FOR DE ALTERNATIVE TRASÉENE.

FRA EN GEOTEKNISK SYNSVINKEL KAN ALLE DE TRASÉENE SOM ER UTREDET I HOVEDPLANEN BYGGES PÅ EN FULLT UT FORSVARLIG MÅTE OG MED VELKJENTE TEKNISKE LØSNINGER.

PÅ STREKNINGER MED HØYE FYLLINGER ELLER SKJÆRINGER ER DET BEHOV FOR STABILISERENDE TILTAK, VARIERENDE FRA RENE PLANERINGSARBEIDER SOM MOTFYLLING ELLER TERRENGAVLASTNING TIL MER KOSTNADSKREVENDE GRUNNFORSTERKNING. DETTE GJELDER SPESIELT EN DEL OMRÅDER I GJERDRUM, NANNESTAD OG VED EIDSVOLL. VED EIDSVOLL KIRKE ER DET VURDERT TUNNELDRIFT I LØSMASSER, SOM ALTERNATIV TIL UTGRAVING I AVSTIVET BYGGEGROP FRA TERRENG.

for NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

Steinar Hermann
Steinar Hermann
Prosjektleder



Geotekniske problemstillinger i forbindelse med jernbane til Gardermoen er hovedsakelig begrenset til de områder hvor traséene ligger på løsmasser bestående av marine leiravsetninger. Her er terrenget stedvis gjennomskåret av dype ravinedaler med bratte dalsider. Strengt krav til linjeføring medfører derfor store terrenginngrep med høye fyllinger og dype skjæringer. Deler av traséene går også gjennom områder som på NGIs faresonekart kvikkleire er angitt som potensielle skredområder.

Geotekniske problemstillinger er derfor primært knyttet til stabilitet av naturlig terreng, fyllinger og skjæringer samt til setninger av fyllinger. Videre inngår valg mellom fylling og bru samt eventuelt vurdering av optimal lengde og fundamentering av en bru som aktuelle problemstillinger der traséene krysser de dypeste erosjonsdalene.

Foruten bruk av slake fyllings- og skjæringssskrånninger, er det på en del strekninger påkrevd med stabiliserende tiltak. For en stor del vil det dreie seg om jordplaneringsarbeider i tilknytning til selve traséen, enten terrengavlastning eller utlegging av motfyllinger, gjerne som en del av en planmessig deponering av ellers ubrukbare skjæringsmasser. Slike stabiliseringstiltak bør sees i sammenheng med framtidig arealplan og muligheten for gjenvinning av jordbruksareal.

På enkelte strekninger er det påkrevd med mer kostnadskrevenne stabilisering med grunnforsterkning. I leirjordarter er det da mest nærliggende å tenke på bruk av kalk/ sementpeler.

Kostnadene ved stabiliseringstiltak vil variere betydelig, avhengig av en rekke faktorer. Normalt vil stabilisering med planering være billigst, spesielt i kombinasjon med deponering. Med en enhetspris på kr 25-30 pr m³, vil man under normale forhold kunne oppnå tilfredsstillende stabilisering med planering innenfor en kostnadsramme på kr 10.000-12.000 pr lm.

Grunnforsterkning vil være vesentlig dyrere og anslås å variere fra kr 7.000 - 8.000 pr lm ved enkle tilfeller til kr 25.000-30.000 pr lm, muligens enda mer, ved mer kompliserte tilfeller.

På noen strekninger er det også påkrevd med delvis bruk av lette fyllmasser, enten lettklinker ($\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$) eller ekspandert polystyren ($\gamma \approx 0$). Dette både av hensyn til setninger og stabilitet.

Der hvor linja ligger meget dypt, eller permanente skjæringer av andre årsaker ikke kan benyttes, vil det bli aktuelt å etablere tunnel/ kulvert ved utgraving i avstivet byggegrop eller tunneldrift i løsmasser. Kostnadene for slike løsninger vil variere i størrelsesorden fra kr 180.000-250.000 pr 1m tunnel/ kulvert ved utgraving ned til 15-20 m dybde i avstivet byggegrop til kr 400.000-600.000 pr 1m ved tunneldrift i løsmasser.

I vedlegg A er det gitt en mer detaljert beskrivelse av generelle geotekniske problemstillinger og forutsetninger som grunnlag for våre vurderinger.

Vedlegg B-E beskriver grunnforhold, geotekniske problemstillinger og vurderinger relatert til de ulike traséene. Beskrivelsene vektlegger de deler av traséene hvor de geotekniske forholdene er av en slik karakter at de har betydelige tekniske og økonomiske konsekvenser. Videre er det bevisst valgt en høyere detaljeringsgrad for de mest kostnadskrevende strekningene.

Resultatene fra utførte grunnundersøkelser er presentert i sin helhet i NGI-rapport 910016-1, datert 30. september 1991. Foruten disse undersøkelsene har vi i stor utstrekning basert våre vurderinger på kvartærgeologiske kart og tidligere utførte undersøkelser, spesielt i forbindelse med faresonekartlegging kvikkleireskred. Langs eksisterende bane har vi benyttet NSB sine undersøkelser.

For alle de strekninger som er beskrevet i den foreliggende rapport er det medtatt boreplan og lengdeprofil og utvalgte tverrprofiler med bore-



resultater. En del tidligere boringer, utført av NGI og Statens Vegvesen, i tilknytning til traséene, er inkludert. Disse er merket hhv. NGI og SV foran nummeret på boringen.

Følgende personer ved NGI har bidratt til utarbeidelse av rapporten, og med konkret ansvar for de enkelte vedleggene som følger:

Gunnar Aas	Vedlegg A, delvis vedlegg B
Steinar Hermann	Vedlegg B, C, E og F
Kjell Karlsrud	Vedlegg D, delvis vedlegg B



V E D L E G G S O V E R S I K T

BIND 1

V E D L E G G A GENERELLE GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER OG
FORUTSETNINGER

V E D L E G G B TRASÉER OVER NITTEDAL - ROMERIKSÅSEN

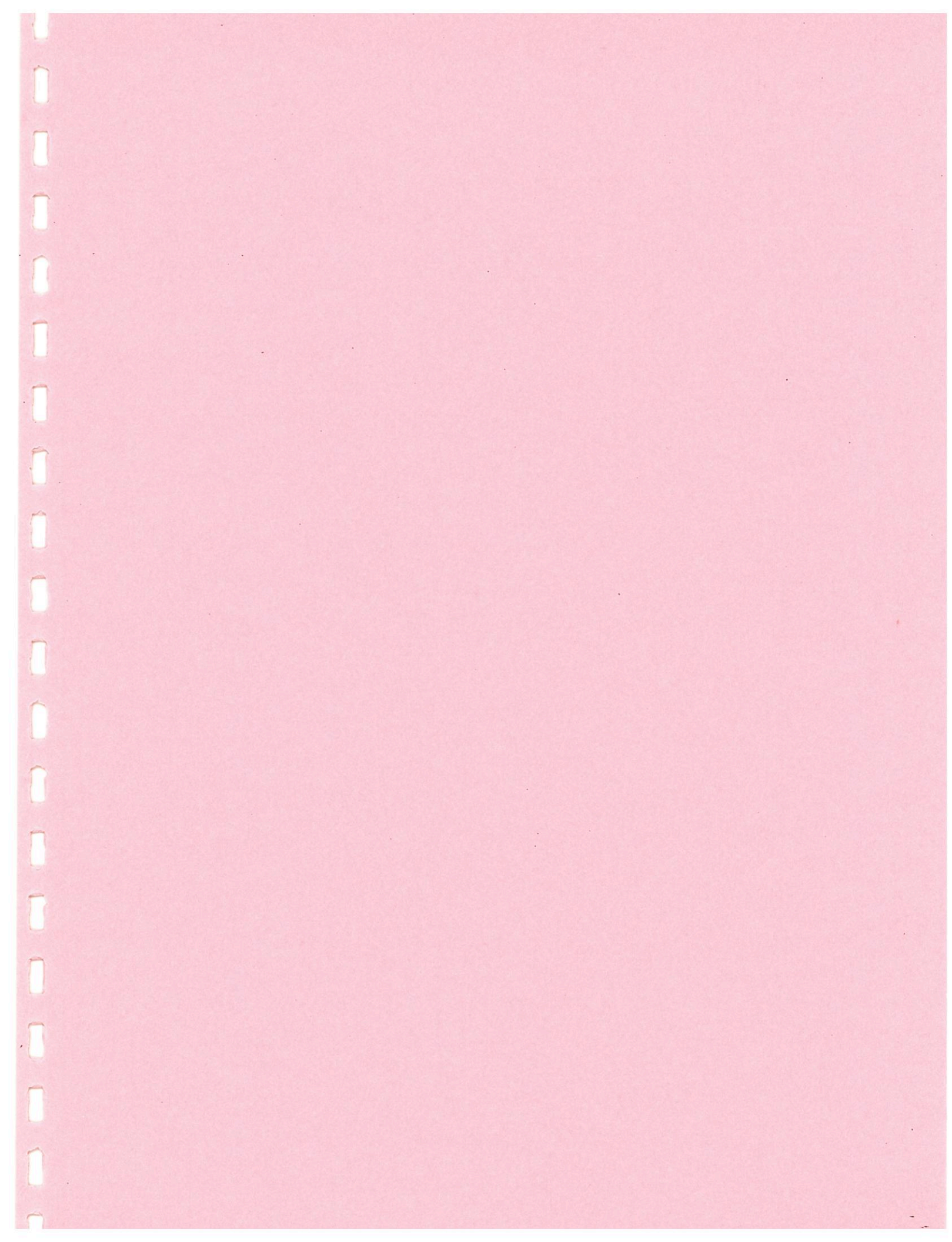
BIND 2

V E D L E G G C TRASÉER OVER LILLESTRØM

V E D L E G G D TRASÉER GARDERMOEN-EIDSVOLL

V E D L E G G E REFERANSEALTERNATIVET

V E D L E G G F REFERANSER



V E D L E G G A G E N E R E L L E G E O T E K N I S K E P R O B L E M S T I L L I N G E R
O G F O R U T S E T N I N G E R

I N N H O L D

1.	GRUNNFORHOLD	A2
1.1	Grunnundersøkelser	A2
1.2	Udrenert skjærstyrke	A3
1.3	Forbelastningstrykk	A4
1.4	Modultall og konsolideringskoeffisient	A5
2.	STABILITET	A5
2.1	Stabilitet av naturlig terreng	A6
2.2	Stabilitet av skjæringer	A7
2.3	Stabilitet av fyllinger	A8
3.	STABILISERING MED KALK-SEMENTPELER	A9
4.	SETNINGER	A10
5.	AVSTIVEDE UTGRAVNINGER	A11
6.	TUNNELDRIFT I LØSMASSER	A12
7.	VIBRASJONER FRA JERNBANETRAFIKK	A14
7.1	Orientering	A14
7.2	Forventede vibrasjoner	A15
7.3	Grenseverdier for vibrasjoner	A15
7.4	Omfang av vibrasjonsproblemer	A16

6 figurer

1. GRUNNFORHOLD

På strekningene hvor de aktuelle alternative traséer ligger på løsmasser, består grunnen for en stor del av marine leiravsetninger. Disse avsetningene som har sterkt varierende mektighet, fra 0 til 50-60 m eller mer, inneholder i mer eller mindre grad lag av silt og sand og er stedvis overdekket av elveavsetninger. Spesielt i området Jessheim-Gardermoen-Råholt har man et topplag av breelvavsetninger, silt, sand og grus, som kan ha en mektighet på opptil 20 - 30 m.

Spesielt leirområdene er i tidens løp blitt ravinert ved at elver og bekker har gravet seg ned i takt med landhevingen og utløst større og mindre utglidninger. I dag står partier av tidligere sjøbunn igjen som rygger med terrenghøyde omkring kote 180 - 200 m, adskilt av opptil 30 - 40 m dype raviner med bratte dalsider.

Med de strenge krav til linjeføringen som gjelder for en høyhastighet jernbane, vil det bli nødvendig med store fyllingshøyder og skjæringsdybder. I stedet for åpne, permanente skjæringer kan det bli aktuelt med tunneldrift i løsmasser ved ekstreme dybder, eller med utgraving og støping av jernbanekulvert i avstivet byggegrop. Det vil i tillegg bli aktuelt å gå gjennom områder som på NGIs faresonekart kvikkleire er angitt som potensielle skredområder. Prosjektering av en jernbane til Gardermoen vil derfor måtte kreve omfattende geotekniske undersøkelser og beregninger som grunnlag for å dimensjonere et anlegg som både er økonomisk optimalt og sikkert i stabilitetsmessig henseende.

1.1 Grunnundersøkelser

De grunnundersøkelser som er utført på hovedplanstadiet, har først og fremst hatt til hensikt å skaffe opplysninger om grunnforhodene på de steder hvor de kostnadmessige konsekvenser av god eller dårlig grunn er størst, f.eks. i forbindelse med betydelige fyllinger og skjæringer/utgravinger eller ved aktuelle brusteder. Selv på disse steder er det

ikke utført undersøkelser av et slikt omfang at man har kunnet kartlegge lagdelingen nøyaktig eller bestemme styrke- og deformasjonsparametere for de forskjellige jordlag. Undersøkelsene ansees likevel å være tilstrekkelige med hensyn til å bedømme størrelsesgraden av stabilitets- og setningsproblemer for de forskjellige deler av anlegget, og derved å gi det nødvendige grunnlag for å bedømme omfang og kostnader av stabiliserende tiltak og sikringskonstruksjoner.

Grunnundersøkelsene har generelt bidratt til å klarlegge lagdeling og beskaffenhet av løsmasser, og spesielt påvise bløt og/eller sensitiv eller kvikk leire. Følgende jordparametere inngår i de foretatte stabilitets- og setningsvurderinger:

1.2 Udrenert skjærstyrke

Udrenert skjærstyrke av leirmaterialer er utledet hovedsakelig fra trykksonderinger, samt erfaringsmessige relasjoner mellom udrenert skjærstyrke, in-situ spenningstilstand og overkonsolideringsgrad.

Karakteristisk udrenert skjærstyrke s_u av leirmateriale er utledet på grunnlag av CPT-boringer (trykksondering med poretrykkmåling) ut i fra følgende formel:

$$(s_u)_{\text{CPT}} = [q_c + 0,24u - \gamma \cdot z] / N_{\text{KT}}$$

$$N_{\text{KT}} = f(B_q), \quad B_q = \frac{(u - u_o)}{[q_c + 0,24u - \gamma \cdot z]}$$

Her er:

q_c	= avlest spissmotstand	(kPa)
u	= avlest poretrykk	(kPa)
u_o	= opprinnelig poretrykk	(kPa)

- z = dybde under terreng (m)
 γ = midlere romvekt av jord ned til dybde z (kN/m³)
 N_{KT} = bæreevnefaktor
 B_q = poretrykksparameter

$(s_u)_{CPT}$ er representativ for såkalt aktiv skjærstyrke, s_{uA} , dvs den skjærstyrke som kan mobiliseres langs et 45 graders fallende plan. Erfaringsmessig antas en verdi $s_{uH} = 2/3 \cdot s_{uA}$ for et tilnærmet (eller gjennomsnittlig) horisontalt plan og en verdi $s_{uP} = 1/3 \cdot s_{uA}$ (passiv skjærstyrke) for et 45 graders stigende plan.

I et mindre omfang er udrenert skjærstyrke bestemt ved vingeboringer i marken eller ved konusforsøk og enaksiale trykkforsøk i laboratoriet.

Der hvor man ikke har skjærstyrkemålinger, men hvor sonderinger indikerer relativt bløt leire, er på erfaringsbasis antatt:

$$s_{uH} = 0,2 \cdot OCR^{0,85} \cdot \sigma_{vo}'$$

hvor

σ_{vo}' = nåværende in-situ effektivt overlagingstrykk

OCR = p_c' / σ_{vo}' = overkonsolideringsgrad

p_c' = antatt forbelastningstrykk (se nedenfor)

1.3 Forbelastningstrykk

Oppfylling for linjen er kun aktuelt i raviner hvor leiravsetningen er forbelastet på grunn av at terrenget tidligere er erodert ned.

Forbelastningstrykket, p_c' kan i prinsippet bestemmes ved ødometerforsøk i laboratoriet. Imidlertid er en sikker påvisning av p_c' avhengig av en meget høy prøve kvalitet som i praksis er vanskelig å oppnå.

Ved den foreliggende undersøkelse har man antatt p_c' lik den vertiakale effektivspenning man hadde i den betraktede dybde ved en tenkt, tidligere neddykket sjøbunn på dette sted. Sjøbunn-nivået antas på grunnlag av de høyeste, nærliggende terrasser og varierer fra omkring kote 200 ved Gardermoen til omkring kote 180 nær Romeriksåsen, Lillestrøm og Eidsvoll. Forbelastningstrykk bestemt på denne måte underbygges stort sett av ødometerresultatene.

1.4 Modultall og konsolideringskoeffisient

Med de aktuelle linjeføringer vil fyllingshøydene bli slik at belastningen på grunnen stort sett ikke vil overstige forbelastningen. Dette innebærer betydelig mindre setninger (høyere modultall, m) og raskere setningsforløp (høyere konsolideringskoeffisient, c_v) enn om den samme leire hadde blitt belastet over p_c' .

Som et resultat av prøveforstyrrelse er det vanskelig å bestemme direkte fra ødometerforsøk m og c_v for belastninger under p_c' . De tilsvarende parametere kan imidlertid bestemmes relativt sikkert for belastninger over p_c' . Basert på erfaring har man derfor gått ut fra disse målte verdier og antatt 4-5 ganger så høye verdier av m og c_v i den forbelastede leire.

2. STABILITET

Stabilitetsberegninger for fyllinger og skjæringer i korttidstilstanden er for den foreliggende planfase stort sett basert på udrenert totalspenningsanalyse og Janbu's direkte metode. Her beregnes en midlere skjærspenning τ for en potensiell glideflate, basert på skråningens høyde og helning, samt glideflatens største dybde. Sikkerhetsfaktoren eller

materialkoeffisienten uttrykkes da som forholdet mellom jordens midlere skjærstyrke langs denne glideflaten og beregnet verdi av τ . Prinsippet fremgår av øverste skisse på Fig. A1.

Ved de tilfeller som er undersøkt, går en betydelig del av den totale glideflaten i leire og er i gjennomsnitt ikke langt fra horisontal. Man kan derfor generelt, uten store feil, tilnærmet anta en skjærstyrkeverdi lik midlere s_{uH} for leiren. Med hensyn til bestemmelsen av s_{uH} , henvises til det som er sagt foran.

Det har i denne planfasen vært utført mindre detaljerte beregninger av den drenerte langtidstilstanden, som spesielt for skjæringer kan være avgjørende for valg av skjæringshelning. Dette også fordi man har hatt begrensede data om poretrykk å forholde seg til. Man har derfor mer skjønnsmessig vurdert helning på permanente skjæringer og drenerende tiltak for å begrense høye poretrykk nær foten av skjæringer.

2.1 Stabilitet av naturlig terreng

Vurdering av stabilitet av naturlig terreng er aktuelt på banestrekninger med terreng- og grunnforhold som tilsier at kriteriene for NGIs faresoner er oppfylt, og hvor det således i dag kan eksistere fare for kvikkleire-skred. Dette kan f.eks. være tilfeller hvor linjen ligger i terreng høyde på en leirrygg med sideveis terrenghelning mot en ravine, og hvor det er sensitiv eller kvikk leire under skråningen (Fig A1).

I dette tilfellet baseres stabilitetsberegningene på udrenert skjærstyrke for den del av den potensielle glideflate som går gjennom den sensitive leiren, mens man i fastere leire og silt/sandmaterialer baserer seg på en antatt friksjonsvinkel $\phi' = 32 - 38$ grader og attraksjon lik 0.

Aktuelt stabiliseringstiltak i et slikt tilfelle hvis beregningsmessig sikkerhet ikke er tilfredsstillende, er oppfylling av ravinebunnen,

eventuelt i forbindelse med kulvertering av bekk. Hvis skråningen har jevn helning og ender ute i en større elv eller et vann, kan det være umulig å etablere en slik støttefylling. Alternativet ville da være en kostnadskrevende jordforsterkning, f.eks. basert på kalk- eller kalk-sementpeler (kfr Avsnitt 3).

2.2 Stabilitet av skjæringer

Stabiliteten av en skjæring i løsmasser avhenger foruten av jordens skjærstyrke, av tilgangen på vann og strømningsforholdene i grunnen. Særlig i lagdelte masser og mellomjordarter (silt, finsand) vil stabil helning av en graveskråning i vesentlig grad kunne være avhengig av på hvilken måte man sikrer mot skadelig erosjon på grunn av overflatevann og utstrømmende grunnvann.

I leire og silt vil også stabil overflatehelning være bestemt av den oppbløtning i toppskiktet som skjer i forbindelse med teleløsning. Naturlige erosjonsskråninger har således ofte en helning på 1:3 til 1:2,5.

Vi anser det ikke tilrådelig å anlegge permanente skjæringskråninger brattere enn 1:2,5 til 1:2 ved relativt beskjedne høyder (opptil 6 - 8 m) og 1:3 ved større høyder. I tilfeller av bløt, sensitiv leire vil høye skjæringskråninger måtte gjøres enda slakere for å få tilstrekkelig beregningsmessig sikkerhet mot utglidning. Alternativer til meget slake graveskråninger i kvikkleire kan være terrengavlastning ved skråningstopp eller kjemisk stabilisering av leirmassene (kalk-sement peler).

Erosjonssikring utført som et filter-/støttelag av grus på nedre parti av skråningen (Fig A1), kan bli aktuelt ved skjæringer i leirterreng med høy grunnvannstand og spesielt hvor det er vannførende silt/sandlag i grunnen. Dette gjelder også for skjæringskråninger i finsand/silt.

I tillegg kan det være aktuelt med avlastningsbrønner, spesielt nær foten av skjæringer, hvis man har vannførende sandlag i dette området.

2.3 Stabilitet av fyllinger

Det forutsettes at anlegget skal utføres i en slik takt at det ikke vil være mulig bare å basere seg på kvalitetsfyllinger av leire. For de fleste traséalternativer vil man få stor tilgang på tunnelmasser. Det er da naturlig å basere seg på at en sentral fyllingskjerne med toppbredde 12 m og sidehelning 1:1,25 til 1:1 utføres av sprengstein. Steinmassene legges ut lagvis og komprimeres.

Oppbygging av kvalitetsfyllinger av stedlige masser krever at disse består av relativt fast tørrskorpeleire/forvitret leire, silt eller sandmasser. Fyllingen må bygges opp som en "sandwich"-konstruksjon med 20 cm godt drenerende sandlag for hver meter fylling med naturlig masse. Det kreves omhyggelig komprimering. Arbeidene kan ikke utføres om vinteren og man må stoppe arbeidene i perioder med sterk nedbør. Merk at det også er vanskelig å få til god kvalitet av steinfyllinger om vinteren.

Fyllingene vil i regelen krysse raviner og vil derved virke stabiliserende på eksisterende ravineskrånninger. Fyllingene representerer imidlertid et stabilitetsproblem med henblikk på utglidninger langs ravinen. Stabilitetsvurderinger gjøres på samme måte som omtalt foran for skjæringer, og basert på udrenert skjærstyrke i leirmassene under ravinebunnen.

For å oppnå tilstrekkelig beregningsmessig sikkerhet kan det bli nødvendig å legge støttefyllinger som skissert på Fig. A2 slik at skråningshelningene reduseres vesentlig (1:3 til 1:2), eller utført som en motfylling foran hovedfyllingen. Støttefyllingene kan bygges opp av tilgjengelige skjæringsmasser. Slik fylling bør antagelig mest mulig utføres med vekslende lag av leire og sand ("sandwich"-fylling) for å sikre en drenert og derved stabil skråningsoverflate. For en motfylling



i bunnen av en ravine stilles det mindre krav til massene, bortsett fra at det må anlegges tilstrekkelig drenasje under fyllingen.

Alternativt til støttefyllinger kan det bli aktuelt å utføre deler av fyllingen med lette masser (lettklinker, ekspandert polystyren) for å oppnå tilstrekkelig stabilitet (Fig. A2).

3. STABILISERING MED KALK-SEMENTPELER

I tilfeller hvor det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig stabilitet for en fylling eller skjæring/utgravning, ved rene jordplaneringsarbeider (motfylling, terrengavlastning, slake skråninger), kan det være aktuelt å stabilisere ved hjelp av jordforbedring.

I leirjordarter er det da mest nærliggende å tenke på stabilisering med kalk-sementpeler. Dette går i prinsippet ut på at man blander sement og kalk inn i leira med et spesialverktøy slik at man får vertikale peler av stabilisert materiale med diameter 0,5 - 1,0 m og lengde opptil 18 m. Pelene kan få en skjærstyrke på 10-15 ganger den opprinnelig bløte leires skjærstyrke.

Da pelene ikke har noen strekk- eller bøyestyrke av betydning, må de anordnes i veggskiver som er orientert parallelt med potensiell glideretning (Fig. A5) slik at de får størst mulig skjærkapasitet. Veggskivene kan f.eks. bestå av én rekke med \varnothing 1,0 m peler eller 2 rekker med \varnothing 0,5 m peler og har da en effektiv tykkelse, B_s på 0,8 m. Skivenes lengde, L_s og innbyrdes avstand er i et gitt tilfelle avhengig av hvilket tillegg i skjærkapasitet som er nødvendig for å ha tilstrekkelig sikkerhet mot glidning langs den betraktale potensielle glideflate. Endelig er lengden av kalk-sementpelene avhengig av at de får den nødvendige innspenning i jordmasser under kritisk skjærflate.



Hvis man i eksemplet på Fig. A5 antar en senteravstand mellom skivene på 3,2 m, og videre at L_s er lik 40% av glideflatens totale lengde, utgjør stabilisert materiale ca. 10% av det samlede glideflatemateriale. Dette innebærer at hvis den stabiliserte leire har fått ti-doblet sin skjærstyrke, så har beregningsmessig sikkerhetsfaktor økt med en faktor på 2.

4. SETNINGER

Egensetninger i en sprengsteinfylling eller eventuelt en kvalitetsfylling av leire ("sandwich"-fylling) vil bli relativt beskjedne 0,5 - 1% av fyllingshøyden hvorav ca halvparten ventes å være avsluttet i løpet av ett år (byggeperioden). Restsetningene vil foregå som kryptformasjoner over lang tid, kanskje mer enn 10 år.

Setningene i undergrunnen vil avhenge av fyllingshøyden og av tykkelsen og beskaffenheten av løsmassene. På Fig. A3 er antydnet en størrelsessorden og et tidsforløp av konsolideringssetningene under forutsetning av at grunnen består av leire som er forbelastet slik at tilleggslasten fra fyllingen ikke overstiger p_c' . Det er videre gjort alternative forutsetninger med hensyn til fyllingshøyde, tykkelse av leiravsetning samt drenasjeforhold.

Som man ser, gir selv de mest ugunstige forutsetninger (fyllingshøyde 15 m, leirtykkelse 40 m og ensidig drenasje) en setning kun av størrelse 45 cm hvorav ca halvparten vil kunne være unnagjort i løpet av en anleggstid på 1 - 2 år. Spesielt i Jessheim/Gardermoen/Råholt/Eidsvoll områdene er det hyppige innslag av silt- og finsandlag i leiravsetningene som vil ytterligere fremskynde setningsforløpet. Totalsetningene vil trolig også her bli en del mindre enn Fig. A3 antyder.

For å motvirke utviklingen av en setningssvank på en fyllingsstrekning over en ravine, kan linjen planeres med en viss overhøyde, avhengig av fyllingshøyden.



5. AVSTIVEDE UTGRAVNINGER

Ved avstivede utgravninger i homogen leire uten særlig innslag av silt og sand beregnes det horisontale jordtrykk på grunnlag av jordens udrenerte skjærstyrke. Beregnet jordtrykk danner grunnlaget for dimensjonering av spunt- eller slissevegg og avstivning (stivere tvers over byggegropa eller utvendige, forankrede strekkstag).

Sikkerheten mot et bæreevnebrudd i leirmassene under gravenivå (bunnopp-pressing) beregnes ved en direkte metode, basert på utgravningens geometri omtrent tilsvarende som for skråninger (Fig. A4, a).

Hvis beregningsmessig sikkerhet for en utgravning til en gitt dybde er for lav, kan stabilitetsforholdene forbedres på forskjellige måter:

- Terrenget kan avlastes utenfor byggegropa i en stripe med bredde noe over gravedybden.
- Utgravning kan foretas i korte etapper med suksessiv gjenbelastning i form av støpte konstruksjoner.
- Leirens midlere skjærstyrke økes ved installasjon av kalk- eller kalk-sementpeler (kfr. Avsnitt 3).

For avstivede utgravninger i sand eller vekslende leire/silt/sandlag vil samlet jordtrykksbelastning være summen av effektiv horisontalspenning, som beregnes på grunnlag av materialenes friksjonsvinkel, og vanntrykk. Ved siden av at man må dimensjonere avstivningskonstruksjonene for å oppta jordtrykksbelastningen, må man påse at det er tilstrekkelig sikkerhet mot såkalt hydraulisk grunnbrudd. En slik tilstand oppstår hvis poretrykket under utgravningens bunn er av samme størrelse som totalt vertikalt overlagingstrykk slik at sandmassene her oppfører seg nærmest som en tung væske.



Nødvendig fotdybde av avstivningsveggen for å ha tilstrekkelig sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd avhenger av forskjellen i grunnvannsnivå utenfor og inne i byggegropa samt av utgravningens bredde. For homogene grunnforhold kan D bestemmes på grunnlag av foreliggende diagram (f.eks. NGI, Publ. Nr 16), i motsatt fall på grunnlag av opptegnet strømnnett og en vurdering av variasjoner i permeabilitet horisontalt og vertikalt.

Nødvendig fotdybde av veggene kan også være bestemt av det passive mothold som er nødvendig for å hindre innsparkning av veggen om nedre stiver.

Det kan bli nødvendig å senke poretrykkene i massene utenfor og under en utgravning i sand i byggetiden for å redusere jordtrykksbelastningen og/eller for å sikre hydraulisk stabilitet og passivt mothold. Avhengig av forholdene kan slik poretrykkssenkning gjøres ved hjelp av enkeltstående pumpebrønner eller ved et well-point anlegg.

Hvis det under en utgravning ligger et vannførende sandlag under et tett leirlag, og vanntrykket i sandlaget minst tilsvarer tyngden av jordmassene opp til utgravningens bunn, kan disse masser bli presset opp nærmest som et stempel. I et slikt tilfelle kan poretrykket i sandlaget senkes ved at det tette leirlaget punkteres ved installasjon av vertikaldren fra et foreløpig gravenivå (avlastningsbrønner).

6. TUNNELDRIFT I LØSMASSER .

Det kan bli nødvendig å velge tunneldrift for strekninger hvor banen vil bli liggende i meget stor dybde under terreng, eller hvor eksisterende bebyggelse umuliggjør graving fra terreng. De to sporene må høyst sannsynlig drives som to separate tunneler. De bør antakelig ha et sirkulært tverrsnitt med innvendig diameter på ca 8 m og en senteravstand på ca 14 m.



Valg av drivemetode vil stå mellom to hovedprinsipper:

- A) Skjolddrift med et i prinsippet åpent mekanisk skjold, eventuelt med en form for gitterskjold eller lukeskjold foran for å ivareta stabiliteten av stoffen og hindre ukontrollert innrasing.

- B) Bruk av boreskjoldmaskin.
Ved de foreliggende grunnforhold er såkalt "mixed shield"-metoden mest aktuell. Massene bores da inn i og fyller et borekammer, hvorfra de transporteres ut med en jordskrue. Det tilsettes noe bentonitt i borehodet for å gjøre massene passe plastiske. Forøvrig ivaretas stabiliteten av massene foran stoff ved å holde et mottrykk på borehodet som tilsvarende jordtrykket, på samme måte som ved "earth pressure balance shield"-metoden.

Både for A) og B) utfores tunnelen med spesielle prefabrikerte betong-elementer som boltes sammen. Disse monteres i bakkant av skjoldet. Skjoldet jekkes fram fra enden av utforingen.

Teknisk sett kan man uten videre si at metode B) er gjennomførbar for alle de varianter av løsavsetninger som er aktuelle ved det foreliggende prosjektet. Denne metode er imidlertid også den dyreste av de to.

Metode A) er noe mer usikker. Det er klart at man gjennom den bløte leiren ikke vil oppnå stabilitet av stoffen uten en form for gitterskjold, lukesystem eller eventuelt bruk av et trykkluftkammer. Gjennom siltige/ sandige lag kan man på den annen side få både vannproblemer, problemer med stor motstand mot rørtrykking og problemer med å holde retningen pga. lagdelingen.

I alle tilfeller vil tunnelutførelse bli meget kostbar, og valg av denne metode må baseres på detaljerte undersøkelser og grundige analyser i hvert enkelt tilfelle.



Kortere tunnelstrekninger kan også vurderes utført ved hjelp av ulike former for grunnforsterkning, kombinert med midlertidig sikring ved hjelp av fiberarmert sprøytebetong og ribber.

7. VIBRASJONER FRA JERNBANETRAFIKK

7.1 Orientering

Togtrafikk på den planlagte Gardermobanen kan medføre sjenerende lavfrekvente vibrasjoner i bygninger langs linjen. Spesielt der banen går på bløt leire og hvor også husene ligger på leire kan det bli uakseptable vibrasjoner i betydelig avstand. Der det er sandgrunn er vibrasjoner sjelden et problem. Der banen går på fjell og husene ligger på løsmasser eller omvendt, er det ikke eksempler på at sjenerende vibrasjoner er oppstått. Der banen går på fjell, spesielt i tunnel, og husene ligger på fjell kan jernbanen medføre høyfrekvente vibrasjoner som gir utstråling av støy fra gulv, vegger og tak. dette beregnes strukturlyd, og blir ikke diskutert nærmere her.

Godstog gir noe mere vibrasjoner enn passasjertog. Spesielt tunge godstog med mange like vogner kan gi kraftige vibrasjoner på bløt grunn. Vibrasjonene øker noe med kjørehastighet, men økningen er gjerne beskjedne i hastighetsområdet 70 til 120 km/t, men dette avhenger strekt av jernbanemateriellet. Ujevnheter i skinnegangen gir betydelig økning av vibrasjonene. Godt justert skinnegang er derfor viktig for å redusere vibrasjonsproblemene. Et tungt banelegeme som ved dobbelt spor, eller dyp masseutskifting, gir reduserte vibrasjoner nær banene. Det er imidlertid eksempler på at vibrasjoner på lenger avstand (>ca.30m) blir like store som ved et lettere banelegeme. På avstander under ca 50 til 70m betyr tog lengdede lite for vibrasjonsnivået. For større avstander gir lange tog noe mere vibrasjoner enn korte.

7.2 Forventede vibrasjoner

Figur A6 sammenstiller resultater fra vibrasjonsmåling langs en rekke banestrekninger på løsmasser. Figuren viser vibrasjonsnivå som funksjon av avstand til senter av nærmeste spor. I figuren er det lagt inn tre kurver med kraftig strek. Disse er ment å representere typiske verdier for dobbeltsporet bane på bløt leire og sand. Det er forutsatt god justering av skinnegangen, og typisk NSB materiell ved kjørehastighet omkring 90 km/t. Kurvene er representative for dype, homogene løsmasseavsetninger. Det må gjøres oppmerksom på at lokale grunnforhold kan endre vibrasjonsforplantningen betydelig.

7.3 Grenseverdier for vibrasjoner

Norsk standard NS4928 (1984), "Veiledning for bedømmelse av hvordan vibrasjoner og støt i bygninger virker inn på mennesker", anbefaler følgende grenseverdier for vibrasjoner i bygninger:

TYPE BYGNING	TID PÅ DØGNET	
	DAG	NATT
Bolig	0.20 mm/s	0.14 mm/s
Kontor	0.40 mm/s	0.40 mm/s

Kravene i denne standarden ansees av mange som urimelig strenge. Den er en ren oversettelse av et forslag til internasjonal standard ISO 3631-2 fra 1980. ISO 2631-2 er kommet i endelig utgave i 1989, så NS 4928 burde vært revidert eller trukket tilbake. Den nye utgaven av ISO gir åpning for langt mere liberale grenseverdier. Bløt leire, slik vi har det i Norge medfører vibrasjoner som langt overskrider grensene i NS 4928 i god avstand fra veg og jernbane.

NGI og NBI har nylig startet opp et prosjekt, finansiert bland annet av

NSB og Vegdirektoratet, for å komme frem til hensiktsmessige grenseverdier for Norge. Sverige, som har de samme grunnforholdene som oss vil antagelig i løpet av det kommende året vedta en standard som setter en grense på ca. 1.0 mm/s for vibrasjoner fra veg og jernbanetrafikk.

Fig. A6 angir vibrasjoner i bakken, mens standardens grenseverdier refererer til vibrasjoner på gulv i hus. Vibrasjoner fra jernbane vil vanligvis forsterkes når de overføres inn i bolighus. Typiske forsterkningsfaktorer for bolighus i tre er mellom 1 og 5. Dersom 2.0 antas som en typisk forsterkningsfaktor, må de grenseverdiene som er nevnt over divideres med denne faktoren, dersom de skal refereres til vibrasjoner i bakken der huset står.

7.4 Omfang av vibrasjonsproblemer

Med utgangspunkt i vibrasjonsnivå avhengig av avstand til spor fra Fig A6 og grenseverdiene i avsnittet over, kan det settes opp avstandsgrense innen hvilken vibrasjonsproblemer kan forventes. Dersom det tas utgangspunkt i grenseverdiene for natt, og at godstog er utslagsgivende, vil disse avstandene for bløt leirgrunn bli:

TYPE HUS	GRENSEVERDI I HUS	
	NS 4928 0.14 hhv. 0.40 mm/s	"SVENSK" 1.0 mm/s
Bolig	100 m	15 m
Kontor	40 m	15 m

F I G U R O V E R S I K T

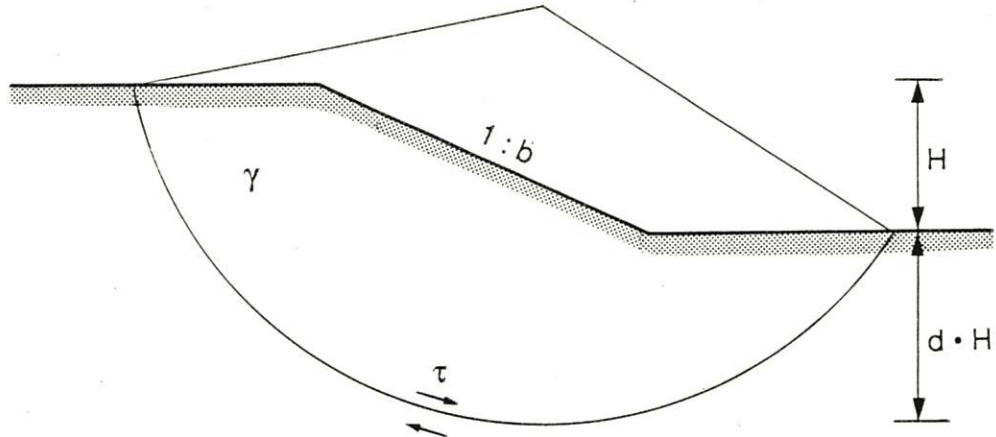
- Fig. A1 Stabilitet av naturlige skråninger og skjæringer.
Prinsippskisser
- Fig. A2 Stabilitet av fyllinger. Prinsippskisser
- Fig. A3 Setninger av fyllinger. Eksempel
- Fig. A4 Avstivede utgravninger i leire (a) og sand (b).
Prinsippskisser
- Fig. A5 Stabilisering av utgravning med kalk-sementpeler.
Prinsippskisser
- Fig. A6 Vibrasjoner fra jernbane. Avhengighet av avstand

Skjærspenning: $\tau = \frac{\gamma \cdot H}{N_o}$

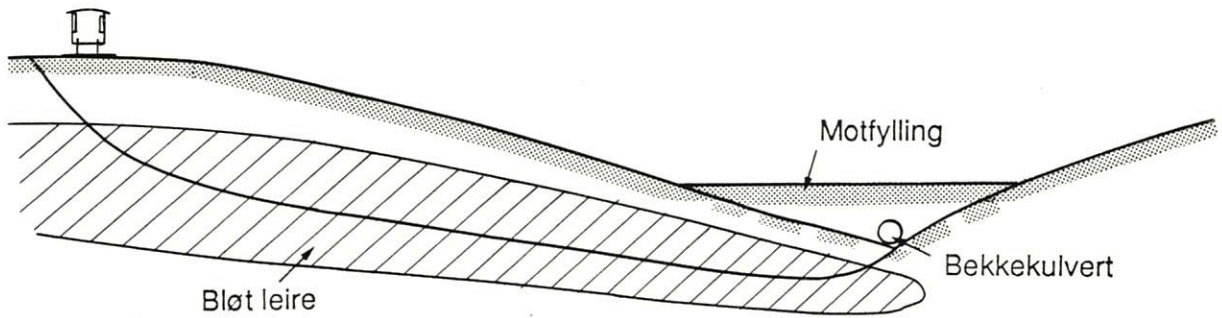
Stabilitetstall: $N_o = f(b, d)$

Sikkerhetsfaktor: $F = \gamma_m = s_u / \tau$

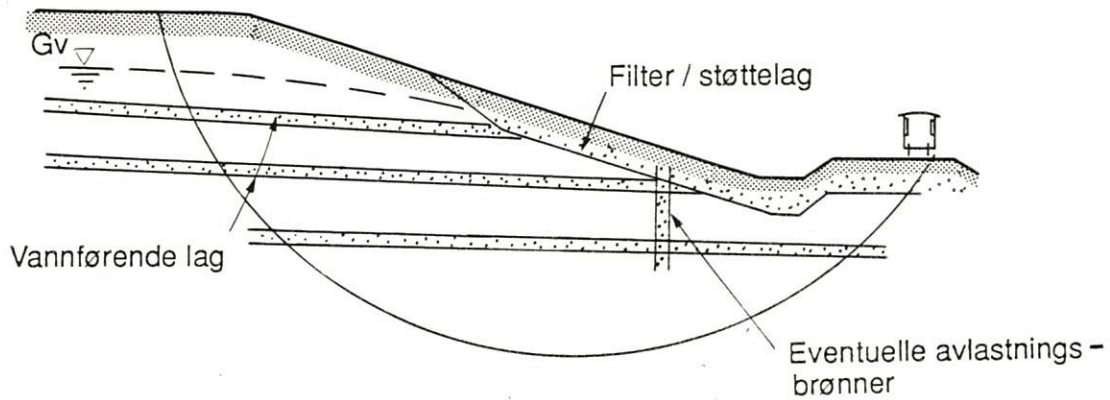
Generell skråning



Naturlig terreng



Skjæring



NSB GARDERMOEN

Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
A1

Stabilitet av naturlige skråninger og skjæringar.
Prinsipp-skisser.

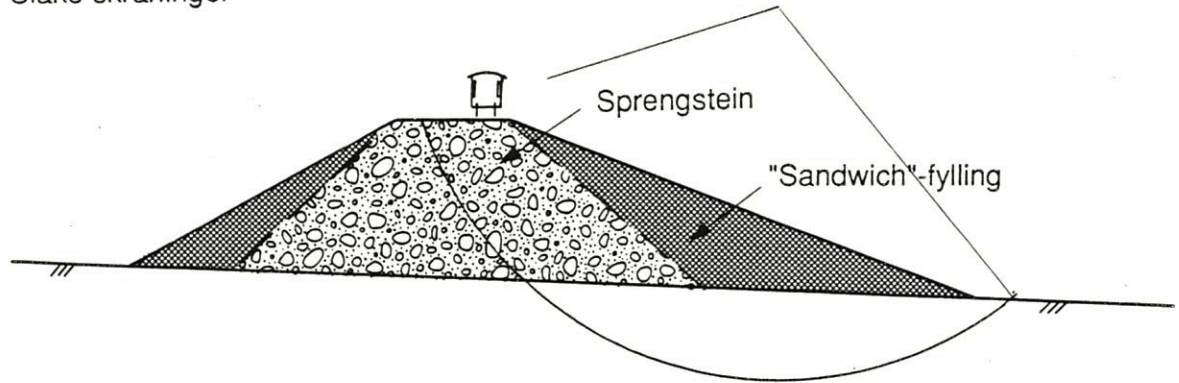
Tegner

SM

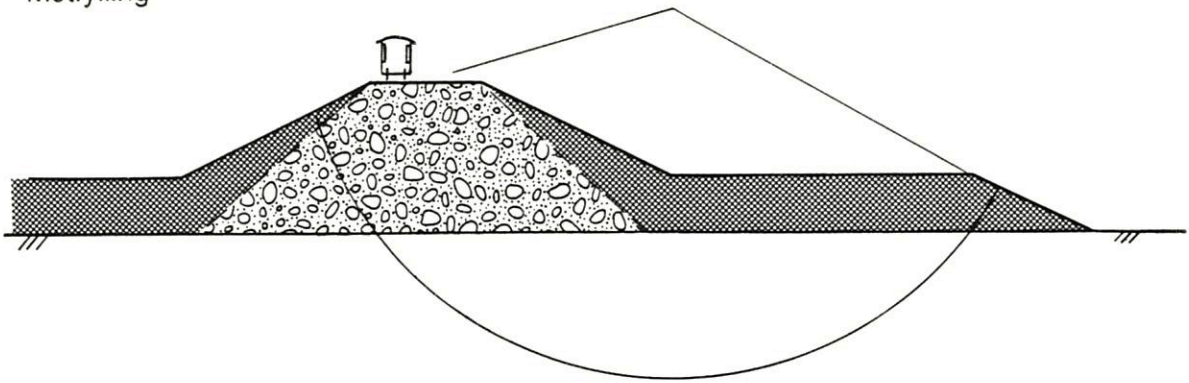
Dato
91-09-26

Kontrollert

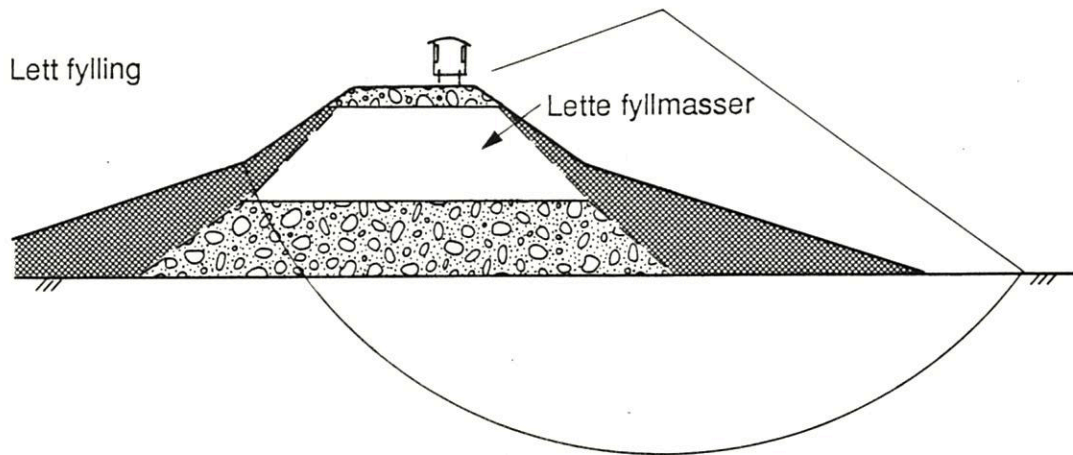
Slake skråninger



Motfylling



Lett fylling



NSB GARDERMOEN

Stabilitet av fyllinger.
Prinsippkisser.

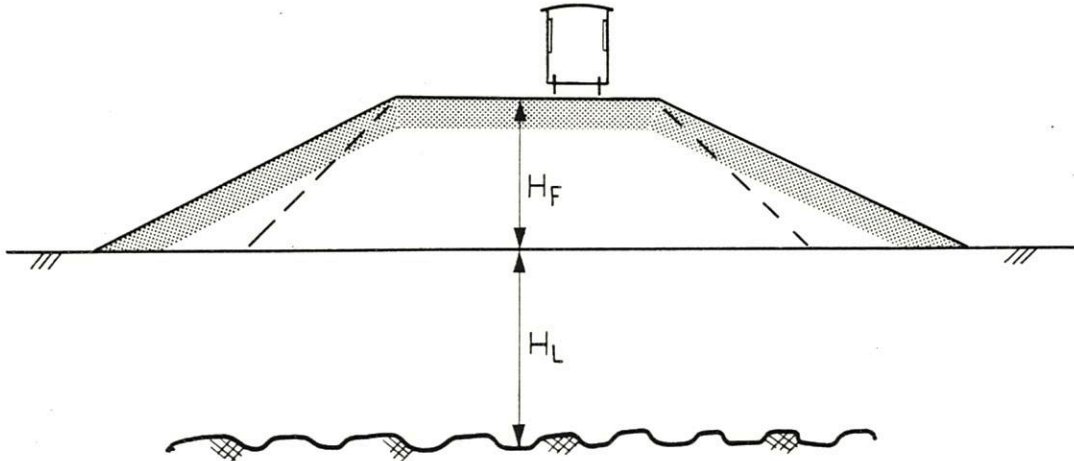
Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
A2

Tegner
SM

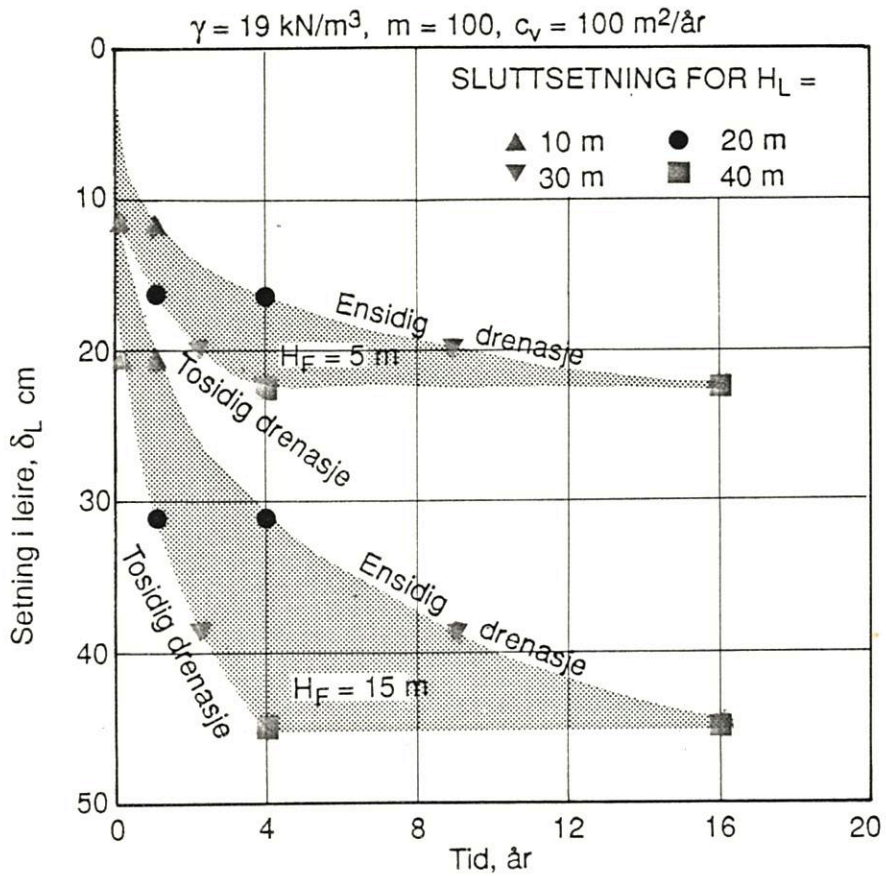
Dato
91-09-26

Kontrollert



Setninger i fyllmasse: $\delta_F = 0.5 - 1\%$ av H_F

Setninger i leire:
$$\delta_L = \int_0^{H_L} \frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma'_{vo} + \gamma \cdot H_F}{\sigma'_{vo}} \right) dH$$



NSB GARDERMOEN

Setninger av fyllinger.
Eksempel.

Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
A3

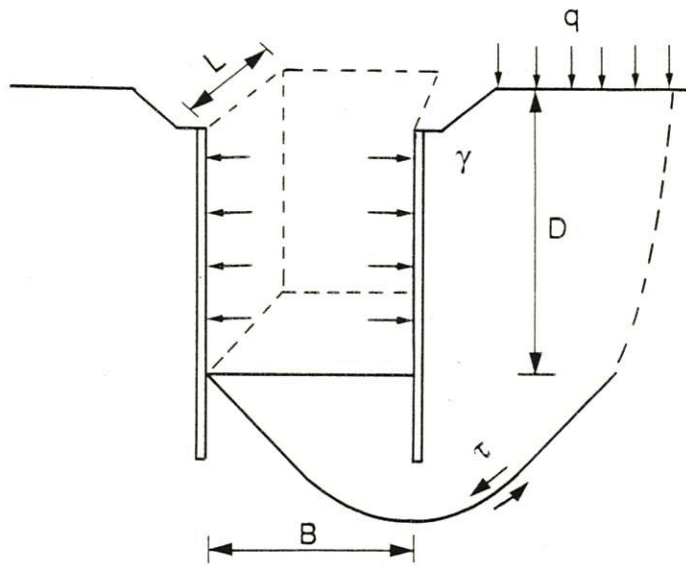
Tegner
SNI

Dato
91-09-26

Kontrollert

-

(a)

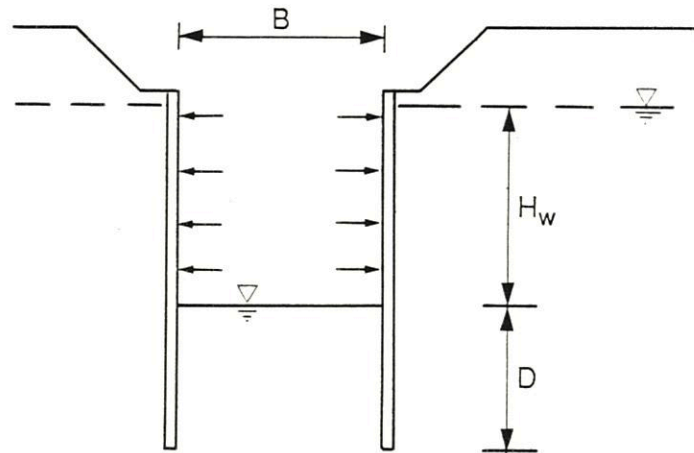


Skjærspenning: $\tau = \frac{\gamma \cdot H + q}{N_c}$

Stabilitetstall: $N_c = f(D, B, L)$

Sikkerhetsfaktor: $F = \gamma_m = s_u / \tau$

(b)



For bestemmelse av nødvendig fotdybde:

$D/H_w = f(B/H_w, F)$

NSB GARDERMOEN

Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
A4

Avstivede utgravninger i leire (a) og sand (b).
Prinsippkisser.

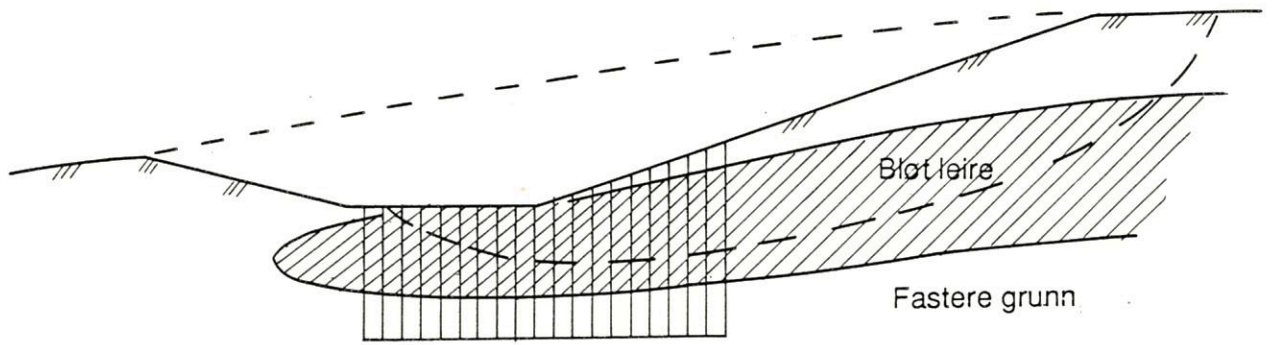
Tegner

SM

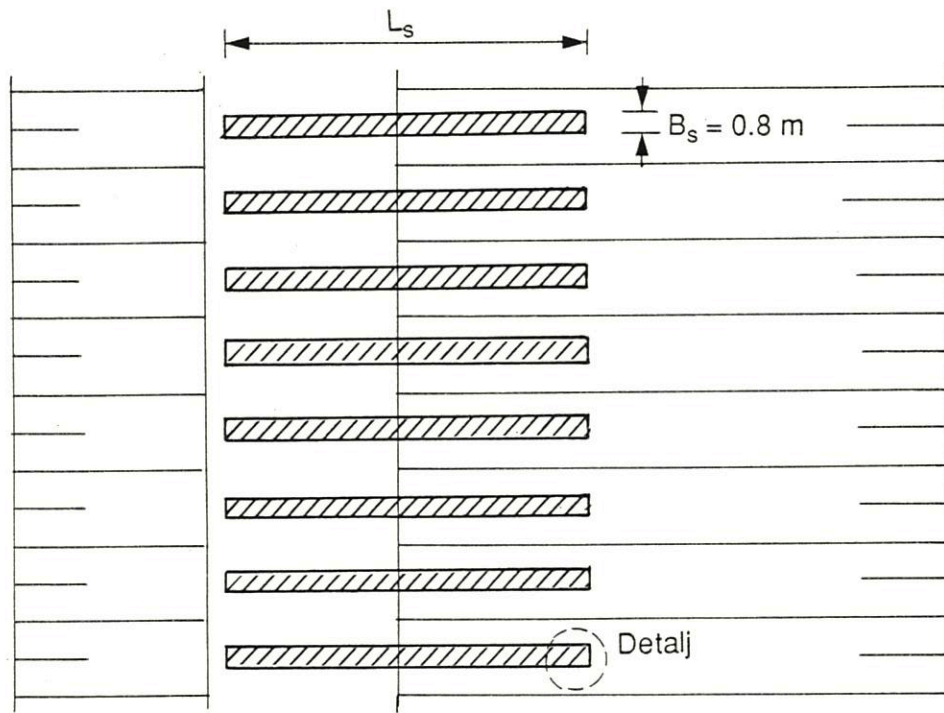
Dato
91-09-26

Kontrollert

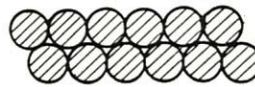
[Signature]



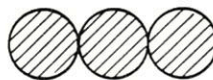
SNITT



PLAN



Skive av \varnothing 0.5 m peler



Skive av \varnothing 1.0 m peler

DETALJ

NSB GARDERMOEN

Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
A5

Stabilisering av utgraving med kalk-sementpeler.
Prinsippkisser.

Tegner

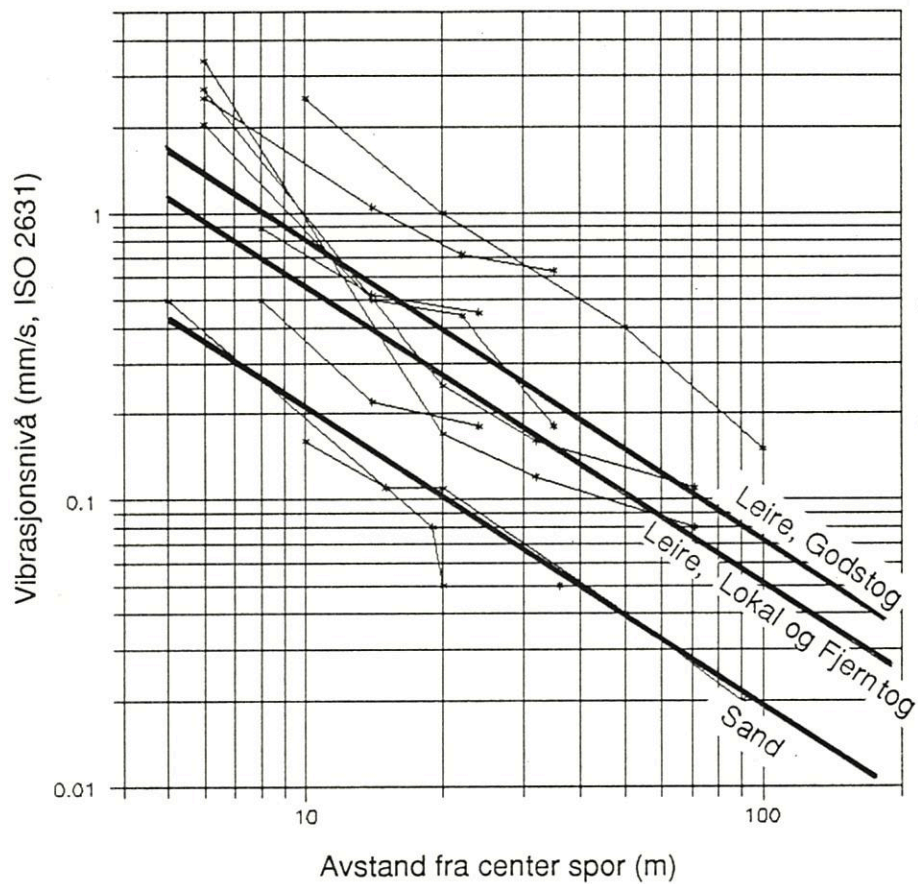
SW

Dato
91-09-26

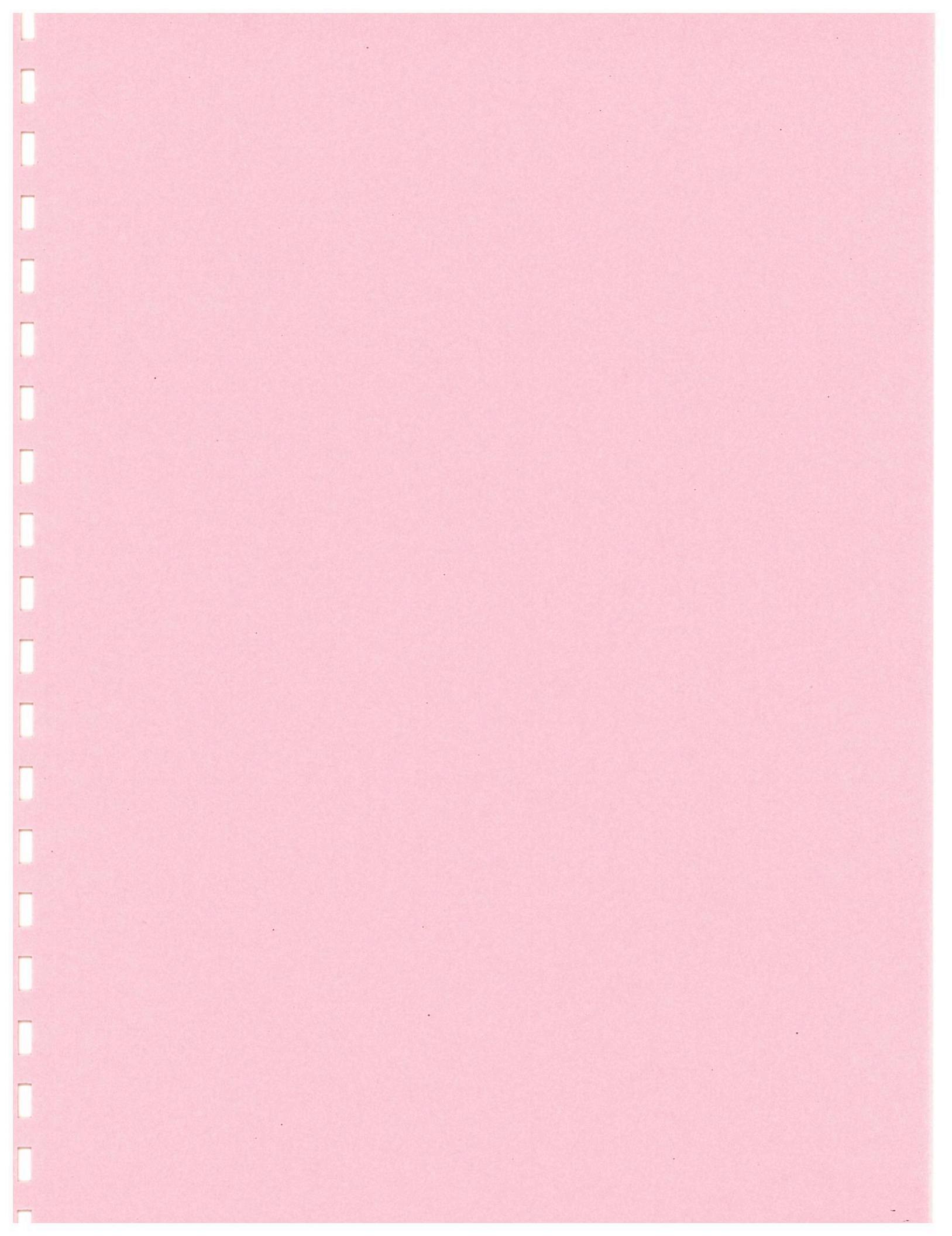
Kontrollert

SW

SW



NSB GARDERMOEN	Report No. 910004-1	Figure No. A6
Vibrasjoner fra jernbane: Avhengighet av avstander.	Drawn by SNI	Date 91-12-12
	Checked	-





V E D L E G G B T R A S É E R O V E R N I T T E D A L - R O M E R I K S Å S E N

I N N H O L D

1.	GENERELT	B2
2.	BRYN - ALNABRU	B2
3.	NITTEDAL	B3
	3.1 Rotnes Nord	B3
	3.2 Rotnes Sør	B4
	3.3 Kjul	B5
4.	TROLSNES - NORDBYÅSEN	B6
5.	BEKKEBERGET - NORDBYÅSEN	B8
6.	ELTONÅSEN - LEIRA	B9
7.	KRYSNING AV LEIRA	B11
8.	UKUSTAD	B15
9.	KRYSNING AV SOGNA-RAVINEN	B17
	9.1 Fylling	B17
	9.2 Bru	B18
10.	SOGNA - GARDERMOEN	B20
	10.1 "Basisalternativet"	B20
	10.2 "Høyt alternativ"	B31



1. GENERELT

Traséer over Nittedal-Romeriksåsen betegnes som Direktelinja og omfatter traséene d og D med en del lokale varianter.

Trasé d går som hovedlinje fra Oslo S via Storo, Rotnes, Trolsnes, Eltonåsen til flyplassen. Linja kan føres til vestre eller østre terminal.

Trasé D går fra Oslo S via Etterstad, Kjøl, Beggeberg, Eltonåsen, og videre felles med d inn til flyplassen, enten til østre eller vestre terminal.

De strekninger langs traséene hvor det er utført geotekniske vurderinger, er beskrevet i de etterfølgende avsnitt.

2. BRYN - ALNABRU

En trasévariant, a1, følger Hovedbanen via Bryn til Alnabru, der den går inn i en 10 km lang tunnel under Østre Aker vei til Kjøl, hvor den er identisk med D.

Mellom Bryn og Alnabru må Hovedbanen utvides med to spor.

Grunnen mellom Hovedbanen og Alna-elven består for store deler av den aktuelle strekning av tørrskorpe og middels fast leire til 4 - 6 m dybde med underliggende bløt kvikkleire.

Dette gjelder generelt alle områder der terrenget ligger på kote 80 eller lavere. I skråninger fra Hovedbanen og ned mot flatere partier på kote 80 eller lavere består grunnen av tørrskorpe med 2 - 5 m tykkelse over middels fast leire.



I de bløte områdene er flere boringer utført til 20 - 25 m dybde uten at fjell er påtruffet.

Ved en ensidig sporutvidelse mot Alnaelven forventes stabilitetsproblemer mellom Tvetenveien og Østre Alna.

Fra Tvetenveien og ca 300 m nordover vil det ved en ensidig sporutvidelse sannsynligvis bli nødvendig å legge Alna i kulvert. Det er antatt at de nye sporene bygges 12 - 15 m utover eksisterende linje og i samme bane-nivå. Lokalt lenger nord kan det også være aktuelt med kulvertering eller omlegging av elveløpet.

Ved en tosidig sporutvidelse unngår man å måtte legge Alnaelven i kulvert.

Generelt bør fyllinger av høyde større enn 2 m legges minimum 20 m fra Alna. Maksimale høydeforskjeller ved oppfylling bør begrenses til ca 4 m. Dersom banenivået krever større oppfylling, må det legges motfyllinger. Utstrekning på motfyllinger kan generelt antas til 20 m i tverretningen. Som et alternativ til motfylling kan bruk av lette fyllmasser i traséen vurderes.

3. NITTEDAL

De alternative traséene for direktelinja krysser Nittedal ved henholdsvis Rotnes Nord (d), Rotnes Sør (d) og Kjul (D).

3.1 Rotnes Nord

Fra fjelltunnelen like nord for Rotnes gård, går linja i bru over Rv 4 og Nitelva og fortsetter videre i en 7 - 8 m dyp skjæring fram til ny fjell-tunnel ved Nordbyåsen.



Fig. B01 og B02 viser henholdsvis boreplan og lengdeprofil med bore-resultater.

Fjell i dagen påtreffes langs vestsiden av gårdsvegen til Rotnes. Likeledes er det fjellblotning bak husene på Nedre Haug, på motsatt side av elva.

Boringer i linja viser små dybder til fjell. Løsmassene antas i hovedsak å bestå av siltig leire.

Det forventes ikke spesielle stabilitetsproblemer på denne strekningen. Skjæringer i løsmassene kan utføres med skråningshelning 1:2.

Fundamenteringsforholdene for bru over Rv 4 og Nitelva er gode. Begge landkarene kan fundamenteres direkte på fjell, mens midtfundament kan settes på peler/pilarer til fjell i liten dybde.

3.2 Rotnes Sør

Fra fjelltunnelen ved Mo gård går linja i bru over Rv 4 og fortsetter på en 4 - 6 m høy fylling fram til bru over Nitelva.

Derfra følger linja omtrent terrengnivå fram til ny fjelltunnel ca 400 m øst for Fv C171.1.

Fig B03 og B04 viser henholdsvis boreplan og lengdeprofil med bore-resultater.

Fjell i dagen påtreffes i skråningen opp mot Mo gård, like vest for Rv 4, og ved eiendommen 20/38 - 20/39 ved Fv C171.01.

Fjelloverflaten ved Mo faller forholdsvis bratt. Ved Rv 4 er dybden til fjell 20 - 30 m, størst på østsiden av vegen. Ved Nitelva viser boring



617 8 - 9 m til fjell. Ute på myra , Haugmåsan, øst for elva er fjelldybden ved boring 618 ca 19 m.

Det er grunn til å anta at fjelloverflaten stiger en del fram til krysningen med Fv C171.1, uten at vi har boringer som dokumenterer dette.

Løsmassene langs strekningen består hovedsakelig av bløt kompressibel, siltig leire, stedvis kvikkleire. Mellom Rv 4 og Nitelva påtreffes et topplag av sandige, siltige materialer. På kvartærgeologiske kart er myrdybden i de sentrale partiene av Haugmåsan oppgitt til ca 5 m.

Bru over Rv 4 kan fundamenteres direkte på fjell ved vestre landkar, mens østre landkar og eventuelt midtfundament bør settes på peler til fjell.

Bru over Nitelva bør i sin helhet fundamenteres på peler til fjell.

Løsmassene i området er meget setningsømfintlige. Fylling mellom de to bruene og tilløpsfylling på østsiden av bru over Nitelva bør derfor utføres med lette masser.

Videre bør det forutsettes spesielle tiltak for å hindre setninger ved fylling over myrområdet Haugmåsan. Masseutskiftning og massefortrengning ansees lite egnet. Vi forutsetter i denne omgang derfor peling under fylling. Ekstrakostnadene anslås til 700 - 800 kr/m².

3.3 Kjul

Fra fjelltunnelen like under ny Rv 4 går linja i en maksimalt ca 10 m dyp skjæring og fortsetter på lav fylling fram til bru over Nitelva og videre inn i ny fjelltunnel.



Boringer utført i forbindelse med omlegging av Rv 4 viser at fjelloverflaten like bak/over tunnelpåhugget ligger på ca kote 125, dvs ca 10 - 11 m over planlagt banenivå.

Omlag 60 - 70 m ut for påhugget, boring 620, er fjelldybden ca 10 m. På vestsiden av Nitelva, boring 619, er fjelldybden ca 6 m.

Løsmassene langs strekningen antas å bestå av bløt, siltig leire som stedvis er meget sensitiv eller kvikk.

Utgraving for forskjæring vest for Kjulslivegen antas å kunne utføres som åpen utgraving. Ved gravedybder inntil 5 m forutsettes skråningshelning 1:2, mens det ved større gravedybde forutsettes 1:3. I tillegg kan det bli nødvendig med noe grunnforsterkning.

Bru over Nitelva bør fundamenteres på peler til fjell.

4. TROLSNES - NORDBYÅSEN

Denne strekningen omfatter traséalternativ d, km 29,3 - 31,7.

Fra fjelltunnelen ved Trolsnes, km 29,3, går linja på fylling, først over en mindre sidebekk og deretter Mikkelsbekken, før den skjærer inn i terrengt ved km 30,2. Maksimal fyllingshøyde i de to bekkedalene er henholdsvis 8 m og 11,0 m.

Fig. B07 og B09 viser boreplan og profiler med boreresultater for denne strekningen.

Ved Trolsnes/Dølienga, km 29,5 - 30,0, viser boringer bløt leire med kvikkleire fra ca kote 150 og ned til antatt fjell på kote 135 - 140.

Kvikkleira antas å strekke seg helt ut til skråningen mot Mikkelsbekken, Fig. B09. Dette området oppfyller kriteriene for NGIs faresoner med hensyn til kvikkleireskred.

Her bør linja flyttes minimum 40 m vestover. Dette på grunnlag av vurdering av stabiliteten mot Mikkelsbekken og utstrekningen av et eventuelt kvikkleireskred. Erfaringer viser at under slike topografi- og grunnforhold kan kvikkleireskred ha en utstrekning på 10 - 15 ganger skråningshøyden.

Alternativt kan det bli aktuelt å måtte kulvertere Mikkelsbekken og legge ut motfylling på strekningen km 39,6 - 39,9. Dette vil være en vesentlig mer kostnadskrevenne løsning enn å justere linja.

Undersøkelser av opptatte prøver fra borehull 812, viser at leira her er svakt forbelastet og har en udrenert skjærstyrke omkring 15 - 20 kPa, med andre ord meget bløt.

For å ivareta hensynet til setninger og stabilitet er det påkrevd å utføre de øverste 3 m og 5 m av de respektive fyllingene med lette masser. Som lette masser antas her Leca lettklinker ($\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$). Ved kryssing av Mikkelsbekken bør det i tillegg etableres motfylling til et nivå 8 m under banenivå til ca 25 - 30 m ut for fyllingsfot. Dette innebærer en kulvertlengde på ca 120 m.

For resten av strekningen fram til Nordbyåsen, km 30,2 - 31,7, indikerer kvartærgeologiske kart og opplysninger fra grunneier, små dybder til fjell. Ved Rustad, km 30,5, er det fjell i dagen ca 100 m vest for linja. Det er også fjellblotninger i dalsøkk ved km 31. Fra 31,2 - 31,4 vil linja delvis bli liggende i fjellskjæring.

Forskjæringer for fjelltunneler, både ved Trolsnes og Nordbyåsen, kan utføres som åpen utgraving med skråningshelning 1:2 - 1:3.

5. BEKKEBERGET - NORDBYÅSEN

Denne strekningen omfatter traséalternativ D, km 29,5 - 30,4. Fra ca km 26,5 er dette felles trasé med traséalternativ L1 fra Lillestrøm via Skedsmokorset og Ask.

Fra fjelltunnelen ved Bekkeberget, km 26,0, går linja hovedsakelig i ca 5 - 7 m dyp skjæring langs ryggen bort til Åmot vestre. Herfra går den over på en 5 - 6 m høy fylling over dalsøkket ved krysning av Mikkelsbekken før den på nytt skjærer inn i terrenget ved ca km 27,5.

Fig. B10 - B13 viser boreplan og profiler med borerresultater.

Ved Bekkeberget/Åmot, km 26,4 - 27,1, viser boringer bløt leire med kvikkleire fra ca kote 147 - 150 og ned til fjell som her ligger på ca kote 130 - 140. Kvikkleira strekker seg helt ut i skråningen mot Gjermåa hvor ok. kvikkleire ligger bare 5 - 6 m under dagens terreng.

Ved Bekkeberget, km 26,0 - 26,2, blir gravedybden for forskjæring til fjelltunnelen inntil 12 - 13 m i bløt leire. For å ivareta stabiliteten av utgravningen bør det her forutsettes stabiliserende tiltak med bruk av kalk-/ sementpeler. Kostnadene for dette anslås i gjennomsnitt til ca kr 10.000 pr lm.

Fra km 26,4 - 26,75 indikerer topografi og grunnforhold, spesielt beliggenhet av kvikkleire, vanskelige stabilitetsforhold mot Gjermåa. I forbindelse med bygging av jernbane kan det derfor være påkrevd med tiltak for å bedre stabiliteten av naturlig terreng.

Linja går her i en 5 - 7 m dyp skjæring. Det mest nærliggende tiltak vil derfor være å planere ned terrenget langs linja og deponere massene som motfylling ned mot Gjermåa, Fig. B13. Alternativt kan det etableres skiver av kalk-/sementpeler i nedre del av skråningen nærmest elva. Dette antas å bli dyrere enn planering, men man unngår terrengingrep utenom selve traséen.

Kostnadene ved å stabilisere med planering, antatt kr 25 - 30 pr m³, er beregnet til ca kr 7.500 pr lm.

Forbi Åmot vestre til passering av Mikkelsbekken, km 26,75 - 27,6, forventes ikke stabilitetsproblemer som betinger spesielle stabiliserings tiltak. Bruk av slake fyllingsskråninger, eventuelt i kombinasjon med motfylling i bunn av bekkedal, må påregnes.

Fra Mikkelsbekken til et stykke forbi Finstad, km 27,6 - 29,4, krysser linja flere mindre raviner. Fyllings-/skjæringshøydene blir her inntil 6 - 7 m. Ved Skei og Rustad viser tidligere boringer, 179 og 183, henholdsvis 300 m og 150 m øst for linja, kvikkleire fra 13 og 16 m under terreng. Det er således grunnlag for å anta at forholdene er omtrent de samme langs selve linja. Området er i forbindelse med kvikkleirekartleggingen klassifisert som et område med potensiell fare for kvikkleireskred, dvs såkalt "skravert område".

Linja ligger her relativt gunstig i terrenget og i forhold til antatt kvikkleire. Det er således ikke påkrevd med spesielle sikringstiltak utover det som er normalt ved fyllinger/skjæringer i ravineterreng.

På den siste strekningen fram til tunnelpåhugget ved Nordbyåsen, km 27,6 - 30,4, forventes ikke spesielle stabilitetsproblemer. Det er her ikke utført boringer, men på grunnlag av registrerte fjellblotninger antas relativt små løsmassetykkelser.

6. ELTONÅSEN - LEIRA

Denne strekningen omfatter traséalternativ d, km 33,6 - 36,3. Fra tunnelpåhugget ved Eltonåsen, km 30,5, går d, D og L1 i felles trasé helt fram til flyplassen.

Fig. B14 - B19 viser boreplan og profiler med borerresultater.



Fra fjelltunnelen ved Eltonåsen går linja direkte over på fylling ved krysning av ravinen, km 33,65 - 33,85. Maksimal fyllingshøyde blir 15 - 18 m.

Tidligere boringer utført av Statens vegvesen i forbindelse med omlegging av Rv 120, rapport C502-1, viser små dybder til fjell. I bunnen av ravinen i linja ligger antatt fjell på kote 140 - 145 og løsmassetykkelsene er 5 - 6 m. Fjelloverflaten faller i NØ-retning. For å ivareta stabiliteten langs ravinen er det påkrevd med motfylling til ca kote 150 som vist på Fig. B14.

Fra km 33,85 går linja i 5 - 6 m dyp skjæring langs ryggen til forbi Harstad nordre hvor den går over på fylling ved krysning av ravinen km 34,3 - 34,8. Maksimal fyllingshøyde blir her 22 - 23 m.

Boringene viser her bløt leire med kvikkleire fra 10 - 15 m under terreng. Undersøkelser av opptatte prøver fra borehull 721 viser at grunnen her er forbelastet tilsvarende et antatt tidligere terrengnivå på kote 180 - 185.

Stabilitetsberegninger, basert på foreliggende grunnlagsmateriale, viser at de naturlige ravineskråningene i dette området i dag står med lav beregningsmessig sikkerhet. I forbindelse med utbygning av jernbane i området, er det derfor nødvendig med en permanent økning av stabiliteten.

Dette kan ivaretas med bruk av motfyllinger som vist på oversiktskart, Fig. B14, og profiler, Fig. B16 - B19. Nivået for motfyllingen på østsiden av traséen varierer fra ca kote +141 til ca kote +146. På vestsiden fungerer Rv 120 med tilhørende motfyllinger også som motfylling for jernbanetraséen. Ved km 33,7 bør det sannsynligvis legges ut ekstra motfylling mellom Rv 120 og jernbanelinja.

For å ivareta stabiliteten og begrense setninger, bør deler av fyllingen utføres med lette masser, her antatt Leca lettklinker. Det antas Leca i



10 m tykkelse der fyllingen er høyest, avtagende til ca 5 m over en strekning på 200 - 250 m. Omfanget av Leca framgår av lengdeprofil Fig. B16. De øvrige delene av fyllingen antas utført med tunnelstein i en sentral kjerne og sidefyllinger og motfyllinger av leire.

På dette grunnlag har vi beregnet setningene i undergrunnen til ca 40 - 50 cm. Halvparten av disse setningene vil være unnagjort i løpet av ett år etter oppfylling, mens resten vil være unnagjort i løpet av 3 - 4 år, muligens enda raskere.

Som alternativ til fylling kan ravinen krysses med en ca 160 - 170 m lang bru. Både av hensyn til stabilitet og setninger må tilløpsfyllingene ved begge ender av brua utføres av lette masser, antatt Leca lettklinker, Fig. B16. Brua bør fundamenteres på peler til fjell. Omfanget av motfyllinger blir det samme som for fyllingsalternativet.

7. KRYSNING AV LEIRA

Denne strekningen omfatter bru over Leira med tilstøtende fyllinger, km 36,4 - 37,7.

Linja går i en 7 m dyp skjæring fram til krysning av Leira med en ca 380 m lang bru, 35 - 40 m over elvenivå. På nordsiden av brua fortsetter linja på fylling over bekkedal øst for Rudsletta og videre langs ravineskråningen forbi Rud nordre. Maksimal fyllingshøyde blir 28 - 29 m.

Fig. B20 - B24 viser boreplan og profiler med boreresultater.

Leira representerer på mange måter et markert skille når det gjelder grunnforholdene langs traséen.

På sørsiden består grunnen i hovedtrekk av relativt homogen bløt leire med hyppige forekomster av kvikkleire.



På nordsiden er grunnen betydelig mer lagdelt og består av fastere, siltig leire med innskutte lag av silt og sand. Lagdelingen tiltar i retning Sogna og Gardermoen. Kvikkleire påtreffes i liten utstrekning og da fortrinnsvis i relativt stor dybde.

Fjellet ligger generelt dypt, dvs mer enn 45 - 50 m under dagens terreng.

I skråningen på sørsiden av Leira viser boringer oppe på ryggen kvikkleire fra ca 30 m under terreng. Kvikkleira strekker seg helt ut til skråningsfoten hvor den ligger 20 - 25 m under terreng. Videre ut mot elva er det ikke påtruffet kvikkleire. Her viser ellers sonderingene overgang til noe fastere løsmasser fra ca kote 100 ved skråningsfot økende til kote 110 ute ved elva. Dette antas å være samme type løsmasser som påtreffes på nordsiden av elva.

Boringer utført av Vegvesenet, SV8 - SV10, viser at det er kvikkleire under ravinen på vestsiden av linja. Det samme antas å være tilfelle i ravinen på østsiden, uten at dette er dokumentert med boringer.

Nede ved Leira, boring 734A (nordsiden), er antatt fjell påtruffet på kote 80. Vegvesenets boringer i ravinen på vestsiden, ca 150 - 300 m fra elva, viser antatt fjell på ca kote 100 - 110.

Skråningen på nordsiden av Leira består av fast, siltig leire med innskutte lag av silt/sand. Leira er her generelt mer siltig enn på sørsiden. Ved boring 735, nede i bekkedalen, er det lokalt påtruffet et lag av sensitiv leire, eventuelt kvikkleire, fra 25 - 45 m under terreng.

Undersøkelser av opptatte prøver fra boring 735 nede i ravinen, viser at grunnen her er forbelastet tilsvarende et antatt tidligere terreng (sjøbunn) på ca kote 185.

Våre beregninger, basert på foreliggende grunnlagsmateriale, viser at skråningen på sørsiden av Leira har meget lav sikkerhet slik den står i dag. Beregningsmessig sikkerhet øker med ca 30% ved å foreta terreng-



avlastningen ned til banenivå, kote 163, oppe på ryggen. Dette er tilfredsstillende for selve skråningen alene.

En bru av denne størrelse vil uavhengig av fundamenteringsmetode medføre en forverring av stabiliteten. I tillegg til den planlagte terrengavlastningen er det derfor påkrevd med en stabiliserende motfylling foran skråningsfoten mot elva.

Skråningen mot Leira, hvor det er utført stabilitetsberegninger, har et høyde-/lengdeforhold $H/L = 1/5,4$.

Skråningen mot ravinen på vestsiden har $H/L = 1/4,7$, og har således enda lavere beregningsmessig sikkerhet enn forannevnte skråning.

Skråningen mot ravinen på sydsiden er enda brattere, men ikke fullt så høy, $H/L = 30/110 = 1/3,7$.

Det er således påkrevd med stabiliserende motfyllinger i ravinedalene på vest- og østsiden av traséen. Vi forutsetter i denne omgang oppfylling til ca kote 145 i begge ravinene og foran skråningsfoten, med fall mot elva, Fig. B20 - B24.

Skråningen på nordsiden av Leira har også lav beregningsmessig sikkerhet slik den står i dag. Planlagt oppfylling, forutsatt bruk av vanlige masser, medfører 15 - 20% forverring av stabiliteten.

Forholdene er her ikke særlig egnet for bruk av stabiliserende motfylling. Det er således påkrevd å foreta en 4 - 5 m terrengavlastning oppe på ryggen ved landkaret kombinert med bruk av superlette masser av ekspandert polystyren (EPS) i tilløpsfyllingen over en strekning på 30 - 40 m nærmest brua.



Antas 7,5 m høy fylling av EPS, med enhetspris kr 500 pr m³, representerer dette en kostnad på ca kr 90.000 pr lm. Alternativt bør brua forlenges 35 - 40 m, noe som antas dyrere. Vi antar kr 150.000 pr lm for brua.

Brua vil få en total lengde på ca 380 m og forutsettes fundamentert på peler. Store dybder til fjell tilsier bruk av friksjonspeler, eventuelt i kombinasjon med spissbærende peler på midtpartiet nærmest elva hvor dybden til antatt fjell er 40 - 50 m.

Tilfredsstillende stabilitet for fylling over bekkedal ved km 37,15 og videre langs ravine fram til km 37,7 samt tilstøtende rygger betinger bruk av stabiliserende motfyllinger. På nordsiden forutsettes oppfylling til kote 150 i hele ravinen langs traséen. På denne måten gjenvinnes betydelig jordbruksareal. På østsiden (bekkedal) forutsettes motfylling på fall (1:7) fra kote 150 til kote 130. Videre forutsettes en mindre terrengavlastning ytterst på ryggen ved Rud søndre. Omfang av stabiliserende motfyllinger og terrengavlastninger framgår av Fig. B20.

Setningene i leiravsetningene under den nesten 30 m høye fyllingen over bekkedalen er beregnet til 30 - 40 cm. Halvparten av setningene antas unnagjort i løpet av 1,5 år, mens 95 - 100% vil være unnagjort i løpet av 3 - 5 år. For de øvrige fyllingene i ravinen med høyde inntil 15 - 20 m vil setningene bli ca 20 - 30 cm.

I tillegg til setningene i undergrunnen kommer egensetningene i fyllingen. På grunn av kort byggetid vil det sannsynligvis ikke være mulig å basere seg på kvalitetsfylling av leire. Siden man dessuten vil få rikelig tilgang på tunnelstein, forutsetter vi at slike høye fyllinger bygges opp med en sentral fyllingskjerne av stein med skråningshelning 1:1,25. Resten av fyllingen og eventuelt motfyllinger kan utføres av leire. Det presiseres at hele fyllingen med eventuelle motfyllinger må bygges opp samtidig. Dette av hensyn til stabiliteten.



Forutsatt lagvis utlegging og komprimering, kombinert med vannspyling, viser våre erfaringer at egensetningen for høye steinfyllinger blir av størrelsesorden 0,5% av fyllingshøyden. For de høyeste fyllingene utgjør dette ca 15 cm. 75 - 80% av egensetningene antas unnagjort i løpet av 3 - 4 år, mens praktisk talt 100% vil være unnagjort i løpet av en 8 - 10 års periode.

8. UKUSTAD

Ved Ukustad, km 37,75 - 38,05, går linja i en skjæring over en lengre strekning med gravedybder på opptil 20 m.

CPT-boring 737 viser at grunnen ned til ca 15 m består av relativt homogen siltig leire som derunder blir mer lagdelt med innskutte lag av silt/sand. Poretrykksmålinger viser meget lave poretrykk i denne ryggen og grunnvannstand (GV) antas ca 10 m under terreng.

Våre stabilitetsberegninger viser at denne skjæringen kan tas ut med skråningshelning 1:3. Det er da ikke tatt hensyn til effekten av svelling og skjærstyrkereduksjon av leira med tiden. Tilfredsstillende stabilitet i en permanent tilstand forutsetter derfor skråningshelning 1:4.

Traséen krysser her Fv C216.1 som er planlagt å føres over i bru. Forutsatt samme vegtrasé og skjæringsskråning 1:4, blir brulengden ca 150 m. Det er således nærliggende å vurdere en alternativ utførelse ved å føre jernbanen i lukket kulvert uten bru, som rent landskapsmessig vil være å foretrekke.

Et grovt kostnadsoverslag for utførelse med åpen skjæring (1:4) og 150 m lang bru viser:



Bru: 150 m à kr 120.000 pr m	18,0 mill kr
Skjæring: (1650 m ³ /m · 250 m) à kr 30 pr m ³	<u>12,4 mill kr</u>
SUM	<u>30,4 mill kr</u>

I beregningene har vi antatt 20 m dyp skjæring over en strekning på 250 m. Usikkerheten ligger i enhetsprisene på kr 120.000 pr lm for brua og kr 30 pr m³ for graving og borttransport av skjæringsmasser.

Dersom en lukket utførelse uten bru skal være økonomisk konkurransedyktig, må prisen ikke overstige ca kr 120.000 pr lm. Vi har da forutsatt samme lengde, nemlig 250 m.

Grunnforholdene er av en slik karakter at man kan velge mellom flere konstruktive løsninger:

- Åpen utgravning (1:3) kombinert med enten fleksibel stålrørskulvert ("superspan") eller plasstøpt betongkulvert og tilbakefylling til terrengnivå.
- Spuntet utgravning med innvendig avstivning og plasstøpt betongkulvert og overfylling.
- Spuntet utgravning med innvendig avstivning, men hvor spuntene inngår som permanente vegger, dvs permanent spunt.

Vi har i denne omgang ikke foretatt noen geotekniske beregninger og kalkyler for de ulike alternativene. Det er likevel ikke grunnlag for å anta at noen av disse alternativene vil komme på under kr 130.000 - 150.000 pr lm.

Økte kostnader må veies opp mot de landskapsmessige fordelene ved en slik lukket løsning.



9. KRYSSNING AV SOGNA-RAVINEN

Dette omfatter sterkningen km 38,1 - 39,3 hvor linja krysser Sogna-ravinen, ca 30 - 35 m over bunnen av ravinen.

Vi har her vurdert to alternative linjepålegg, "basisalternativet" og "høyt alternativ" som ligger ca 5 m høyere. "Basisalternativet" forutsetter en lukket kulvert/tunnel på strekningen km 39,2 - 40,2 opp mot Gardermoen-plataet, mens det med "høyt alternativ" kan benyttes åpen skjæring på samme strekning. Denne strekningen behandles i Kap. 10. Sammenligning av konsekvensene ved de to alternative linjepåleggene, må derfor omfatte hele strekningen km 38,15 - 40,2.

For både "basisalternativet" og "høyt alternativ" har vi vurdert kryssning av Sogna-ravinen med fylling eller bru. Målsetningen med våre beregninger og vurderinger har vært å avklare behov for stabiliseringsarbeider for de ulike alternative utførelsene, nødvendig brulengde og setninger av fyllinger.

Fig. B25 viser lengdeprofil med boreresultater for den sentrale delen av Sogna-ravinen. Traséene til østre og vestre terminal er praktisk talt like når det gjelder problemstillinger og konsekvenser ved kryssing av Sogna-ravinen og behandles således samlet.

9.1 Fylling

Terrenget i bunnen av Sogna-ravinen ligger på ca kote 135. Fyllingshøyden blir derfor inntil ca 28 - 29 m for "basisalternativet" og 33 - 34 m for "høyt alternativ".

Stabilitetsberegninger viser at det er påkrevd med stabiliserende motfyllinger i sideravinene på begge sider av traséen. Fig. B20 viser utstrekning og nivå for motfyllinger for "basisalternativet". For "høyt alternativ" må nivået på motfyllingene økes ytterligere 5 m. Videre kan



det være påkrevd å øke utstrekningen med ca 50 - 60 m vestover i hovedravinen. Motfyllinger for begge alternativer er også vist på profiler, Fig. B25 - B29.

For "basisalternativet" er setningene i undergrunnen på grunn av oppfyllingen beregnet til 40 - 50 cm, mens tilsvarende for "høyt alternativ" er 50 - 70 cm. Halvparten av setningene for "basisalternativet" antas unnagjort i løpet av 0,5 - 1 år etter oppfylling, mens 95 - 100% antas unnagjort i løpet av 3 - 4 år. For "høyt alternativ" vil setningene ta noe lengre tid fordi tilleggsbelastningen overstiger tidligere forbelastningstrykk. Når det gjelder egenetninger, vises til Kap. 7.

9.2 Bru

Krysning av Sogna-ravinen med bru krever også bruk av stabiliserende motfyllinger. Omfanget av motfyllinger avhenger i noen grad av brulengden og da spesielt plassering av nordre landkar, kfr. lengdeprofil Fig. B22.

Ved søndre landkar tillater stabiliteten tilløpsfylling fram til ca km 38,30. En "kort bru" som forutsetter nordre landkar på ryggen nordøst for hovedravinen, blir ca 350 - 380 m lang både for "basisalternativet" og "høyt alternativ". Utstrekning av stabiliserende motfyllinger i lengdeprofilet framgår av Fig. B22.

For "basisalternativet" og "kort bru" forutsettes motfylling til ca kote 142 - 143 langs foten av nordskråningen i hovedravinen fra ca 100 m vest for traséen til ca 75 - 80 m øst for traséen. Motfylling i sideravinen på vestsiden ved km 38,45 bortfaller, mens motfylling vest for søndre landkar og øst for nordre landkar opprettholdes.

For "høyt alternativ" og "kort bru" forutsettes motfylling avtrappet langs nordskråningen ned til kote 147 - 145 i bunnen av ravinen økende



til kote 150 ved foten av tilløpsfylling for søndre landkar, Fig. B22. Utstrekning vest og øst for traséen vil være som for "basisalternativet".

Dersom brulengden økes 90 - 100 m ved å flytte nordre landkar, bortfaller stort sett behovet for motfyllinger på nordsiden av Sogna-ravinen. Den utstikkende ryggen ved km 38,6 bør planeres ned ca 10 - 12 m for å oppnå tilfredsstillende stabilitet mot hovedravinen. Videre kan det bli nødvendig å legge en mindre motfylling i ravinen øst for nordre brulandkar. Forholdene ved søndre brulandkar vil være uforandret. Hvilket alternativ som samlet sett vil være mest fordelaktig, avhenger i stor grad av massebalansen og hvilke terrenginngrep som ansees akseptable i kombinasjon med en bruløsning.

Både når det gjelder kort og lang bru forutsettes i denne omgang fundamentering på peler. Ved landkarene er dybden til fjell/fast grunn mer enn 55 - 60 m og her vil friksjonspeler derfor være mest aktuelt. I bunnen av ravinen er dybdene noe mindre slik at spissbærende peler kan komme til anvendelse. Her vil det på et senere stadium i prosjektet være naturlig å vurdere muligheten for en direkte fundamentering av pilarene, enten på naturlig grunn eller på en lastfordelende steinfylling som en del av en motfylling.

Selve hovedravinen langs Sogna antas stabil med hensyn til erosjon. I sideravinene pågår aktiv erosjon, både i forbindelse med naturlige kilder hvor det strømmer vann ut av sandlagene og på grunn av overflatevann. Massene er her lett eroderbare. Selv mindre endringer i de naturlige avrenningsforholdene vil under slike forhold medføre økt erosjon. Uavhengig av hvilket alternativ som velges, må det forutsettes omfattende tiltak for oppsamling og kontrollert bortledning av drens- og overflatevann. I det ligger tiltak mot erosjon.



10. SOGNA - GARDERMOEN

Dette omfatter strekningen, ca km 39,2 - 40,2, hvor linja går med maksimal stigning fra Sogna og opp til Gardermoen-platået. Som nevnt i Kap. 9, har vi også på denne strekningen vurdert to alternative linjepålegg, "basisalternativet" og "høyt alternativ".

Fig. B20 viser boreplan og Fig. B30 - B31 lengdeprofiler med boreresultater langs linje til henholdsvis vestre og østre terminal.

Massene ned til ca 20 m består i det alt vesentligste av sand som er fin til middels i toppen, men som generelt blir finere og mer siltig i dybden. Derunder blir det også økende innslag med lag av leirig silt og siltig leire.

Poretrykksmålinger viser at grunnvannstanden ligger relativt dypt. Dette er av vesentlig betydning for dimensjoneringen og valg av løsninger.

10.1 "Basisalternativet"

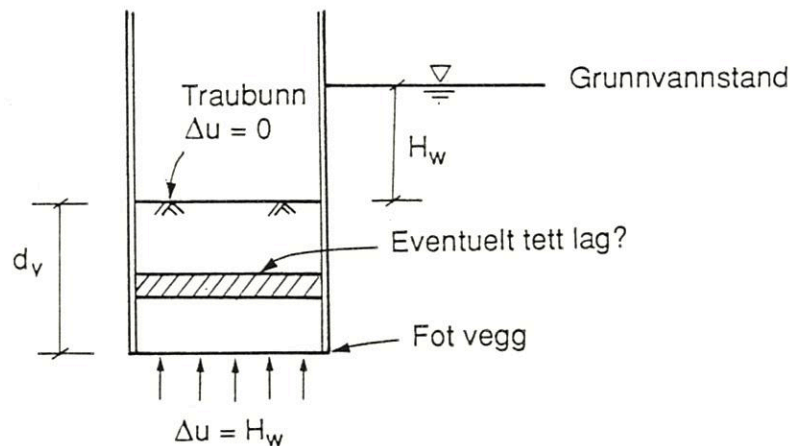
Traubunnen langs de to aktuelle traséer ligger på det dypeste ca 18 - 20 m under nåværende terreng, Fig. B30 - B31.

10.1.1 Viktige dimensjoneringsaspekter og forutsetninger

Det vesentligste dimensjoneringsaspektet er å vurdere stabilitet av byggegropen, dvs faren for hydraulisk grunnbrudd ("oppkok") og faren for innsparking av veggen.

Dette er til dels to sider av samme sak, da det er strømningsradienten opp av byggegropen som avgjør hydraulisk stabilitet og effektivspenningene og derved passivt mothold i massene.

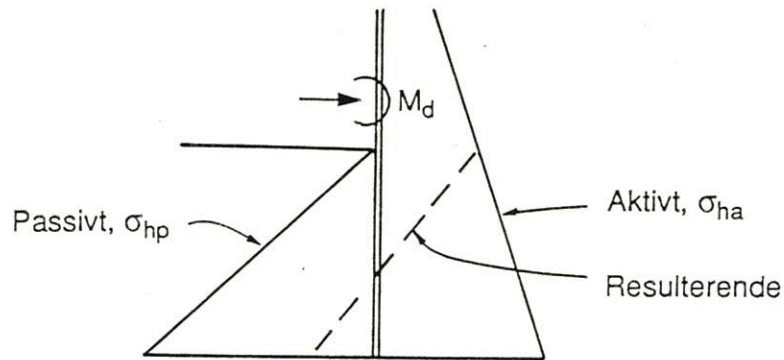
Ved vurdering av oppadrettede strømningsgradienter er det viktig å merke seg at på grunn av lagdelingen er midlere permeabilitet i vertikal retning vesentlig lavere (1 til 2 tierpotenser) enn i horisontal retning. Det innebærer at man må regne med at poretrykket i nivå med u.k. av avskjæringsveggene under traubunn er upåvirket av utgravningen. Hele gradienttapet taes altså ved vertikal strømning opp gjennom "proppen", som skissert under.



Hvis det ligger et relativt sett tett lag under traubanen, vil dette sterkt påvirke gradientfordelingen/poretrykksfordelingen i "proppen". Med den ganske sterkt varierende lagdelingen langs traséen er det foreløping valgt å anta at det ikke er noe tett lag, men heller legge inn en sikkerhetsfaktor på minst 1,5 på midlere oppadgående gradient. Det innebærer at nødvedig fotdybde av vegg, d_v , er gitt ved

$$d_v \geq 1,5 \cdot H_w$$

Det andre kriteriet som er med på å bestemme fotdybden, er stabilitet/jordtrykk mot vegen under gravebunn. Foreløpig dimensjonering er basert på at det resulterende jordtrykk ikke skal gi noe moment om nedre stiver, dvs $M_d = 0$.



Aktive og passive trykk er beregnet ut i fra $\Phi' = 37^\circ$ for sanden, $\gamma_m = 1,3$ og veggruhet $0,5$, og som tidligere nevnt ingen "tette lag" i "proppen".

Dette kriteriet har stort sett vist seg å gi noe større fotdybde enn kravet til hydraulisk stabilitet.

De oppadgående strømningsgradienter og poretrykkene kan selvfølgelig reduseres ved drenering under traubunn. Derved vil nødvendig fotdybde også kunne reduseres som omtalt senere.

10.1.2 Forslag til konstruktive løsninger

a) *Slissevegger uten dypdrenering (Alt.1)*

Fig. B32 viser dette hovedalternativet. Det skulle stort sett være selvforklarende, men noen kommentarer kan være på sin plass.



- Det forutsettes åpen graving til nivå med u.k. takplate, hvorfra slisseveggene graves. Nødvendig tykkelse på slisseveggene vil stort sett være 60 cm, men 80 cm kan være nødvendig på ca 30% av strekningen.
- Nødvendig dybde av veggene er inntegnet i profilene i Fig. B30 - B31. Midlere dybde av slisseveggene regnet fra u.k. takplate, er henholdsvis:

Vestre alternativ : 14,7 m (regnet fra km 39,30 - 40,20)

Østre alternativ : 16,2 m (regnet fra km 39,25 - 40,15)

- Det er forutsatt drengslag som drenerer fritt ut langs kulverten under bunnplaten. Årsaken til at dette er foreslått, er at hele kulverten ellers vil virke som en fullstendig avskjæring av den naturlige grunnvannstrømmen, og kunne føre til at grunnvannstand/poretrykk vil øke betydelig i innenforliggende områder. Dreneringen i bunn vil motvirke dette helt eller delvis. Ganske omfattende beregninger er nødvendig for å få frem nøyaktige anslag, og om det kan være behov for ytterligere drenerende tiltak for å motvirke grunnvannstandsendringer.
- Det er lagt inn en midtvegg/pilarrekke for å bidra til bæring av de relativt store lastene fra takplaten.
- Slisseveggene vil stort sett være helt vanntette, men man må påregne noe etterinjeksjon av enkelte fuger.
- Det bør legges membrantetting over takplaten og tettelist/injeksjonsslange i fugen vegg/tak. Alternativt kan man forsøke å føre takmembranen ned et stykke på veggene.



b) *Slissevegger med dypdrenering under gravebunn (Alt. 2)*

Hensikten med dette er først og fremst å redusere veggens fotdybde. I prinsippet kan man tenke seg en rekke former for dypdrenering, enten ved større eller mindre pumpebrønner eller ved "gravitasjonsbrønner" (avlastningsbrønner). I det aktuelle tilfellet er det sistnevnte mest aktuelt.

Gravitasjonsbrønner må selvfølgelig plasseres i byggegropen. Det vil være mest hensiktsmessig å plassere dem i to rekker langs innsiden av hver vegg. De må etableres når gravenivået når ned til grunnvannspeilet og gå ned til ca 10 m dybde under traubunn i gjennomsnitt. Nødvendig avstand mellom brønnene anslås til maks 2,0 m.

Hvis vi forutsetter at brønnene bidrar til at poretrykket under traubunn blir tilnærmet hydrostatisk, reduseres nødvendig fotdybde av slisseveggene til gjennomsnittlig ca 4,5 m for både østre og vestre Alt. 1 Dybden på slissevegger blir da gjennomsnittlig 12,5 m for begge alternativer.

Ved denne løsningen vil man ikke kunne basere seg på permanent drenert bunnplate. Bunnplaten må fortannes i slisseveggen, og det må legges inn injeksjonsslange. Drenslaget bør bibeholdes og brønnene må føres gjennom bunnplaten og plugges først når konstruksjonen er mer eller mindre ferdig. Dette krever også en tettingsskjerm i enden av kulverten.

Brønner i finsandavsetninger kan lett føre til utvasking av finstoff hvis utførelsen ikke er meget god. Løsningen ansees derfor som relativt krevende og krever nøye oppfølging.

c) *Midlertidig spunt til erstatning for slissevegg (Alt. 3 og 4)*

Spunt kan erstatte slissevegg både i Alt. 1 og 2. Kulvertens vegger foreslåes støpt rett mot spunten. Et hvelvtak vil trolig være å foretrekke for flatt tak og gjøre at midtpilar kan sløyfes.

Spunt kontra slissevegg-løsning vil først og fremst være et kostnadsspørsmål.

Det må påregnes benyttet spunt med motstandsmoment fra ca 2000 - 3000 cm³/m (2500 i gjennomsnitt).

Hvis spunten skulle splittes under ramming under traubunn, kan man få problemer med lokalt høye poretrykk og eventuelt innspyling av masser. Eventuelle slike problemer kan takles ved injeksjon eller avlastningsbrønner.

d) *Permanent spunt (Alt. 5)*

Spunt som permanente vegger kan potensielt innebære relativt store direkte besparelser, men medfører en del usikkerheter med hensyn til lekkasje (trolig må samtlige låser sveises under grunnvannstand).

Korrosjon er et annet viktig aspekt, spesielt i så vidt permeable masser. Dette aspektet må utredes ganske grundig før man for alvor kan gå inn for en slik løsning.

e) *Tunneldrift ved hjelp av skjoldboremaskiner (Alt. 6)*

Teknisk er det fullt mulig å anvende skjoldboremaskiner for etablering av dette anlegget. "Slurry shield"-type maskiner vil være mest aktuelt, eventuelt såkalt "mixed shield" som er en

mellomting mellom "earth pressure balance shield" og "slurry shield". Tunnelen fores fortløpende ut med prefabrikerte betongelementer som skrues/boltes sammen i bakkant av boreskjoldet. Tunnelen må antagelig drives i to separate løp, hver med innvendig diameter ca 7 m. Det må etableres en pressgrop i hver ende hvor maskinen kan snu.

10.1.3 Kostnadsoverslag

Det er i det etterfølgende gjort noen relativt grove kostnadsoverslag, primært for å få en sammenlikning mellom alternativene.

a) *Slissevegger (Alt 1)*

- Kostnader for graving i åpen skjæring og tilbakefylling over takplate vil avhenge sterkt av i hvilken grad massene må mellomlagres. Vi tror mellomlagring i relativt stor grad må påregnes og foreslår derfor enhetspris for graving og tilbakefylling samlet satt til kr 150,- pr m³. Det gir gjennomsnittlig ca kr 28.600 pr 1m kulvert.
- Man må regne noe kostnader til erosjonsbeskyttelse og drenering/bortledning av vann. Anslått kr 2.000,- pr 1m.
- Priser på slissevegger er undersøkt med Bachy. Alt inklusive kan vi konservativt regne ca kr 2.100 pr m² for en jobb av denne størrelse og veggtykkelse 60 til 80 cm (halvparten av hver antatt) (I beste fall kan det bli kr 500 pr 1m rimeligere). Dette gir følgende midlere kostnad:



Vestre Alt. kr 62.000,- pr 1m tunnel

Østre Alt. kr 68.000,- pr 1m tunnel

- Graving og bortkjøring av masser innenfor slisseveggene antas utført for kr 100,- pr m³, dvs kr 8.800,- pr 1m.
- Avstiving i tre nivåer med dimensjonerende krefter på henholdsvis ca 100, 350 og 350 kN/m er anslått til å koste ca kr 18.000 pr 1m kulvert.
- Fiberduk og dretnslag i bunn vil trolig koste ca kr 100 pr m², dvs kr 1.100 pr 1m. Membran på toppen ca kr 1.500 pr 1m antatt.
- Betongarbeider for bunnplate, midtvegg (pilarer?) og takplate er grovt anslått til:

Bunnplate ca 80 cm ã	kr 1.840 pr m ²	kr 20.000 pr 1m
Midtvegg/pilarer, 0,5 m ² pr m ã	kr 2.800 pr m ³	" 10.000 pr 1m
Takplate ca 100 cm, ã	kr 2.700 pr m ²	" 35.700 pr 1m

Ut i fra dette får vi følgende totale kostnadsanslag:

Vestre alternativ : kr 187.700,-

Østre alternativ : " 192,700,-

Påslag for uforutsette kostnader og generalomkostninger er ikke tatt med og kommer i tillegg.

b) *Slissevegger med dydrenering (Alt. 2)*

Ser her bare på potensiell besparelse i forhold til Alt. 1.

- Redusert kostnad slissevegger tilsvarer kr 9.240 pr 1m vestre
" 15.540 pr 1m østre



- Direkte installasjon brønner (usikkert) anslått
ca kr 3.000 til 6.000 pr lm
- Ekstra kostnad bunnplate og tetting mot vegg
ca kr 2.000 til 4.000 pr lm
- Ekstra kostnad for graving rundt rør, plunder og heft
ca kr 1.000 pr lm

Anslått netto potensiell besparelse:

ca kr 1.000 pr lm vestre alternativ

ca kr 5.000 pr lm østre alternativ

c) *Midlertidig spuntvegg uten dypdrenering (Alt. 3)*

Ferdig rammet vil spunt koste ca kr 1.200 pr m². Det gir altså en besparelse på kr 900 pr m² i forhold til slissevegg, dvs:

kr 26.500 pr lm vestre

" 29.200 pr lm østre

Hvis vi ellers beholder bokskulverten, får vi bare innvendige betongvegger i tillegg. Antar 60 cm tykkelse og totalpris kr 1.800 pr m² vegg, dvs tillegg på kr 25.200 pr lm.

Vi må regne noe ekstrakostnader til tetting av spunt, ca kr 1.000 pr lm. Videre må vi regne noe mer til ettertetting av betongvegger, ca kr 1.000 pr lm.

Forskjellen fra slissevegg-alternativet blir da meget liten, dvs:

ca kr 1.000 pr lm dyrere for vestre alternativ

ca " 2.000 pr lm rimeligere for østre alternativ.



d) *Midlertidig spuntvegg med dypdrenereing (Alt. 4)*

Med det priser som er lagt til grunn ovenfor, vil man i forhold til tilsvarende alternativ med slissevegg (Alt. 2) få en total kostnad som er kr 13-15.000 større pr lm.

e) *Permanent spuntvegg uten dypdrenering (Alt. 5)*

Det må benyttes grovere spunt enn tilfellet for midlertidig spunt, slik at ferdig rammet spunt vil koste ca kr 1.500 pr m².

På den delen av spunten som ligger over traubunn må man regne med å helseise samtlige låser for å unngå lekkasjer. Dette innebærer trolig en kostnad av ca kr 100 pr lm lås som gir kr 3.200 pr lm tunnel.

Man må også regne med mer kompliserte løsninger for sammenknytning mellom spunt og takplate, her anslått til kr 2.000 pr lm tunnel.

Behov for katodisk beskyttelse er foreløpig et åpent spørsmål. Et slikt anlegg innebærer også et løpende vedlikehold og driftskostnad. Foreløpig er det bare grovt anslått til å gi en kostnadsøkning tilsvarende kr 3.000 pr lm tunnel.

I forhold til Alt. 1 gir dette likevel en potensiell besparelse på:

ca kr 9.000 pr lm (vestre alternativ)

ca kr 11.000 pr lm (østre alternativ)

f) *Tunneldrift ved hjelp av boreskjoldmaskiner (Alt. 6)*

Slike anlegg har ikke vært utført i Norge til nå. Ut i fra anslåtte kostnader for tunneldrift i tilsvarende masser for T-bane i Taipei vil vi anslå kostnaden til å kunne ligge i størrelses-



området kr 400.000 til kr 600.000 pr lm. Det er med andre ord vesentlig dyrere enn åpen byggegrop, og derved ikke aktuelt å forfølge videre.

10.1.4. Diskusjon - Forslag til valg av løsning og prissetting

Tabell B1 sammenstiller anslått midlere kostnad pr lm kulvert for de ulike alternativer.

Bruk av permanent spunt synes på nåværende tidspunkt å være den rimeligste løsningen. Rent teknisk representerer den likevel størst usikkerhet, og det er tvilsomt om man i virkeligheten vil finne det fornuftig å satse på denne løsningen.

Alt. 1 med slissevegger synes ellers å være det som teknisk og økonomisk peker seg ut og som fortsatt bør være hovedalternativet.

Prisene på de ulike aktiviteter er imidlertid beheftet med en del usikkerhet, og kan forrykke konklusjonene med hensyn til valg av alternativ. TØ bør spesielt uavhengig sjekke en del av forutsetningene vedrørende betongkonstruksjoner.

Merk til slutt at prisene ikke inkluderer uforutsette kostnader, generalomkostninger, (men tilrigging er med i slissevegg- og spuntprisene), prosjekteringskostnader og finansielle kostnader. Påslag for dette kan antagelig totalt være av størrelsesorden 30%, men dette får TØ ta inn og harmonere med sin kostnadsmodell.

Det er heller ikke tatt med kostnader til bærelag, skinner og andre jernbanetekniske installasjoner i tunnelen.

TABELL B1 Sammen drag totalt anslåtte kostnader

Alt nr	Prinsipp	Midlere kostnad pr 1m tunnel (1000 kr)	
		Vestre Alt.	Østre Alt.
1	Slissevegger uten dydrenering	188	195
2	Slissevegger med dydrenering	187	189
3	Midlertidig spunt uten drenering	187	192
4	Midlertidig spunt med drenering	200	205
5	Permanent spunt uten drenering	179	183
6	Skjoldboremaskiner	ca 400 - 600	

10.2 "Høyt alternativ"

"Høyt alternativ" innebærer ca 5 m heving av traséen på strekningen km 39,2 - 40,2.

10.2.1 Konsekvens for valg av teknisk løsning

Fig. B30 - B31 viser nivå traubunn og spor for henholdsvis vestre og østre alternativ. Høy trasé innebærer som man ser, at traubunn for det meste blir liggende like omkring nåværende antatt grunnvannspeil.

Av denne grunn skulle det være teknisk forsvarlig å anlegge banen i permanent åpen skjæring på denne strekningen. Følgende forutsetninger må legges til grunn for utførelse og kostnadsanslag:

- Den permanente graveskråning er foreslått etablert med midlere skråningshelning 1:2,5. Det forutsettes visse tiltak i form av



beskyttelse mot overflateerosjon, primært ved rask etablering av vegetasjonsdekke.

- Det må stort sett langs hele strekningen etableres drengrofter til nivå ca 2 m under traubunn.
- Der hvor grunnvannspeilet ligger over nivå av bunn av drengrofter, er det forutsatt etablert midlertidig grunnvannsenkning ved hjelp av pumpebrønner ("well point"). Dette vil gjelde en ca 500 m lang strekning langs vestre alternativ (km 39,3 - 39,8) og omtrent hele østre alternativ. Pumpebrønnene er nødvendig for å ivareta stabilitet av skjæringen inntil de permanente drengrofter er etablert.

Hvis man av hensyn til grunneier eller av andre årsaker skulle ønske å lukke mest mulig av traséen, har man ulike alternativer for det:

- Grave i åpen skjæring som over, og etablere enten en stiv betongkulvert eller en fleksibel stålrørstype tunnel ("superspan") som det så tilbakefylles mot.
- Etablere en spuntet byggegrop eller byggegrop basert på slissevegger etter prinsipper som for basisalternativet.

En lukket løsning er vel kun aktuell frem til ca km 39,8, dvs inntil taket i tunnelen nærmer seg terrengoverflaten. Man får da en portalkonstruksjon med sidevanger enda et stykke videre.

10.2.2 Kostnadmessige konsekvenser

Vi har grovt anslått at det "høye alterntivet" kan innebære en besparelse på strekningen km 39,2 - 40,2 på omkring 150 mill kr. Dette må sees i

forhold til kostnadsøkning på selve krysningen av Sognadalen ved lengre bro og høyere fyllinger og motfyllinger for å ivareta stabiliteten.

Skulle man velge å lukke mest mulig av den høyeste traséen også, vil prisen for den delen som lukkes, her antatt ca 500 m, kunne utgjøre ca 60 mill kr (ca kr 120.000 pr lm i gjennomsnitt). Overslagsmessig kommer de ulike alternativene for en lukket løsning som ble diskutert ovenfor, ganske likt ut.

For en mer detaljert kostnadsberegning av permanent åpen skjæring vil vi foreslå enkelte enhetspriser som kan taes med i kostnadsanslagene:

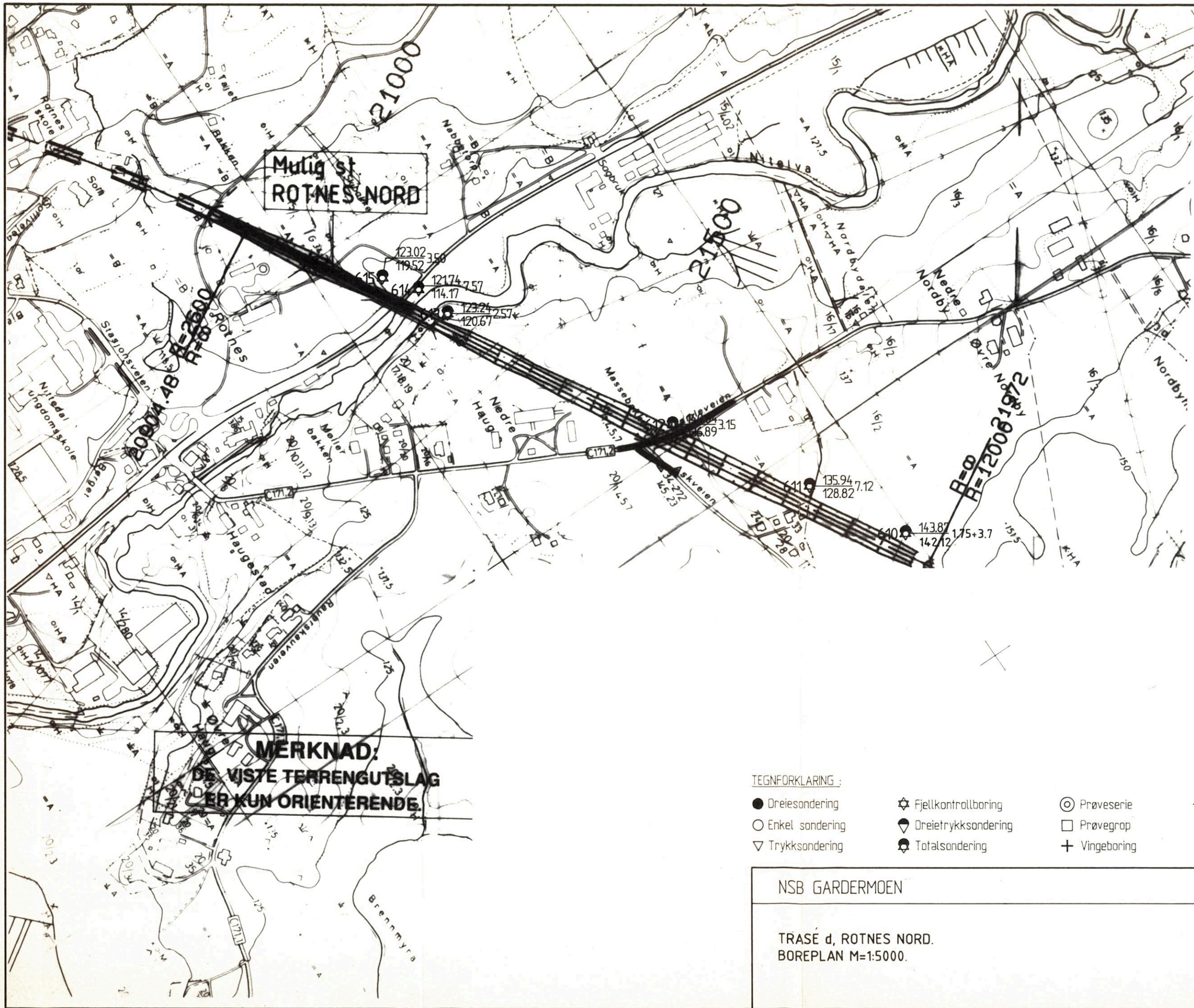
- Overflatebeskyttelse av skjæringene, kr 100 pr m²
- Etablering og drift av midlertidige pumpebrønner (1 rad hver side), kr 5.000 pr lm skjæring
- Etablering av drengrofter i foten (drengrør med grusfylling til topp, to sider), kr 400 pr lm
- Etablering av forsterkningslag i traubunn (ca 60 cm grus med fiberduk), kr 200 pr m², dvs kr 2.200 pr lm

Når det gjelder pris for graving, som er den klart største kostnadsbæreren, så vil den avhenge meget sterkt av hvor massene kan plasseres/deponeres. Det synes klart at massevolumet ikke er større enn at det vil kunne gå med til fyllinger/motfyllinger i Sogna-ravinen (totalt gravevolum utgjør ca 300.000 m³ fra km 39,2 - 40,2).

FIGUROVERSIKT

- Fig. B01 Trasé d, Rotnes Nord
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B02 Trasé d, Rotnes Nord
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B03 Trasé d, Rotnes Syd
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B04 Trasé, Rotnes Syd
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B05 Trasé D, Kjul
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B06 Trasé D, Kjul
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B07 Trasé d, km 29,0 - 32,9
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B08 Trasé d, km 29,0 - 32,5
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B09 Trasé d, km 29,7
Tverrprofil, M = 1:500
- Fig. B10 Trasé D, km 24,4 - 28,4
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B11 Trasé D, km 28,1 - 30,35
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B12 Trasé D, km 24,7 - 28,6
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B13 Trasé D, km 26,4
Tverrprofil, M = 1:500
- Fig. B14 Trasé d, km 32,8 - 36,7
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B15 Trasé d, km 32,8 - 36,7
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500

- Fig. B16 Trasé d, km 34,4 - 34,7
Lengdeprofil, M = 1:500
- Fig. B17 Trasé d
Profil A-A, M = 1:500
- Fig. B18 Trasé d, km 34,45
Tverrprofil, M = 1:500
- Fig. B19 Trasé d, km 34,6
Tverrprofil, M = 1:500
- Fig. B20 Trasé d, km 36,5 - 40,5
Boreplan, M = 1:5000
- Fig. B21 Trasé d, km 36,5 - 40,5
Lengdeprofil, LM = 1:5000, HM = 1:500
- Fig. B22 Trasé d, km 36,5 - 37,05
Bru over Leira
Lengdeprofil, M = 1:500
- Fig. B23 Trasé d
Profil B-B, M = 1:500
- Fig. B24 Trasé d
Profil C-C, M = 1:500
- Fig. B25 Trasé d, km 38,2 - 38,7
Lengdeprofil, M = 1:500
- Fig. B26 Trasé d
Profil D-D, M = 1:500
- Fig. B27 Trasé d
Profil E-E, M = 1:500
- Fig. B28 Trasé d
Profil F-F, M = 1:500
- Fig. B29 Trasé d
Profil G-G, M = 1:500
- Fig. B30 Trasé d, km 39,25 - 40,2, vestre linje
Lengdeprofil, LM = 1:1000, HM = 1:200
- Fig. B31 Trasé d, km 39,2 - 40,2, østre linje
Lengdeprofil, LM = 1:1000, HM = 1:200
- Fig. B32 Kulvert Gardermoen
Prinsipp, M = 1:200




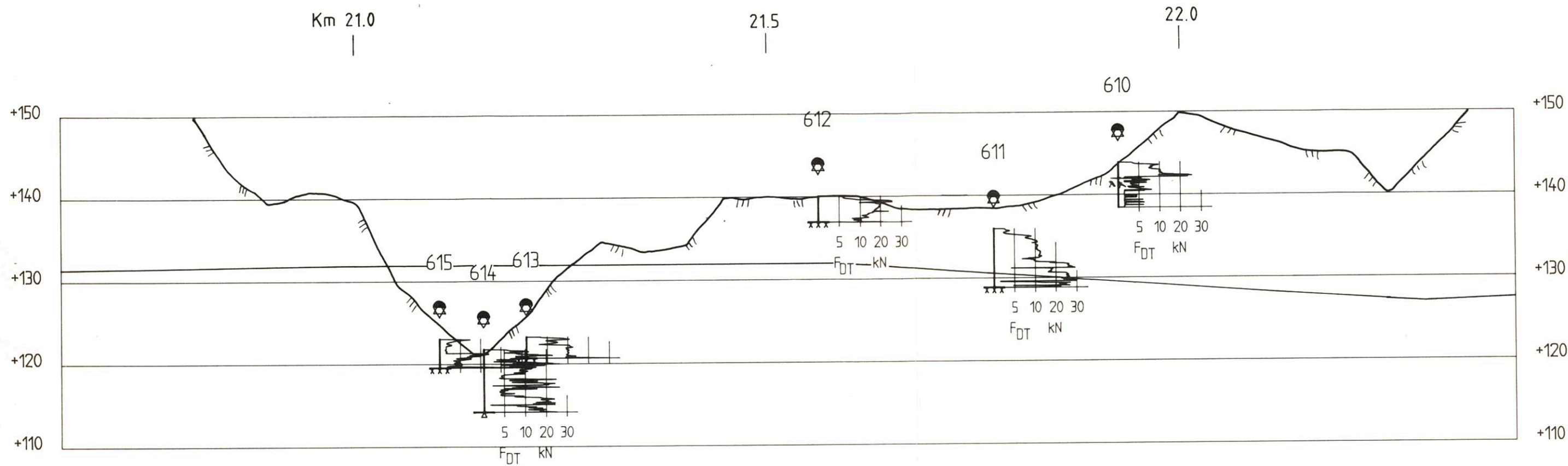
Mulig st
ROTNES NORD


MERKNAD:
DE VISTE TERRENGUTSLAG
ER KUN ORIENTERENDE.

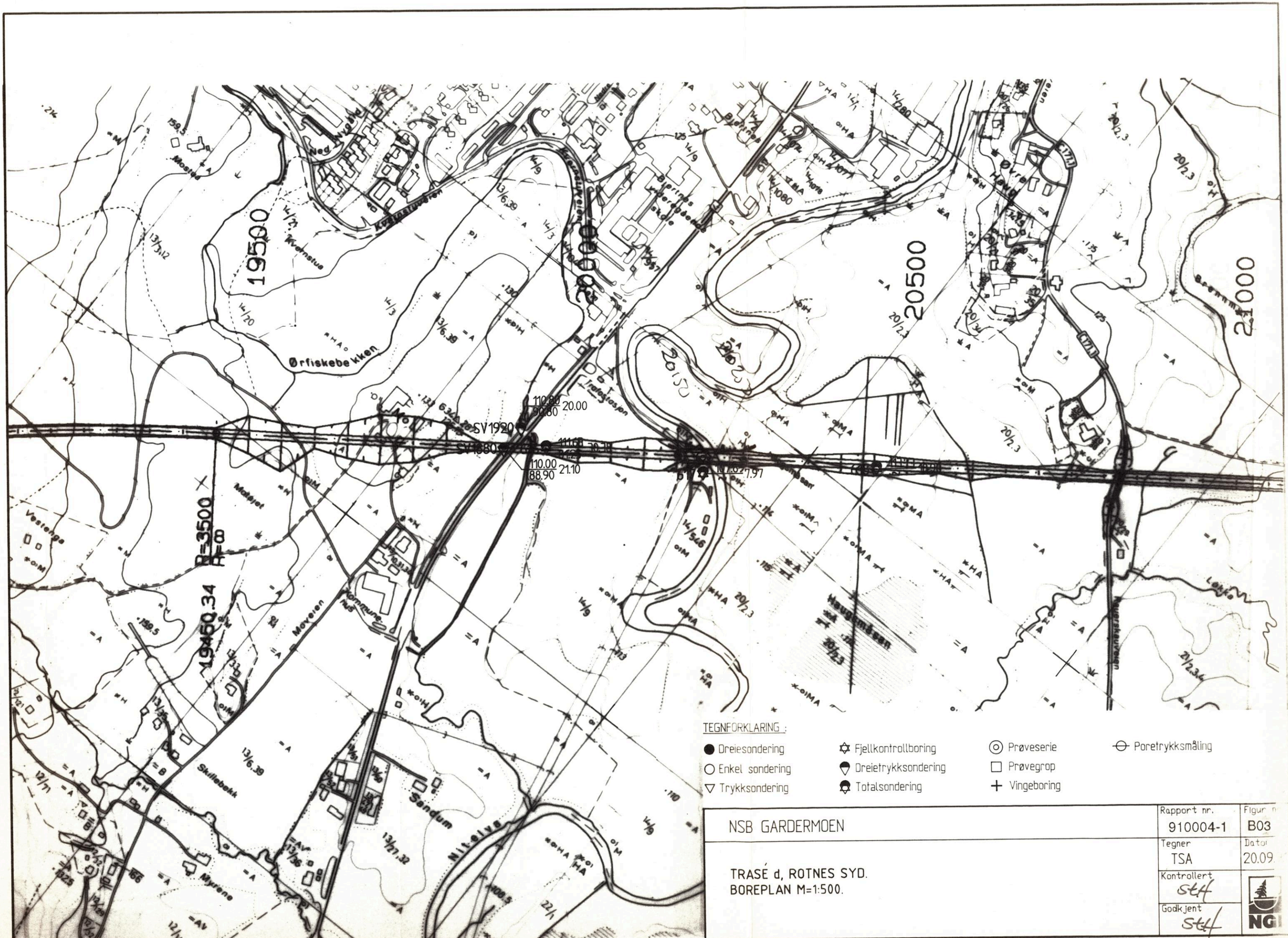
TEGNFORKLARING :

- Dreiesondring
- Enkel sondering
- ▽ Trykksondring
- ☆ Fjellkontrollboring
- ◆ Dreietrykksondring
- Totalsondering
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- + Vingeboring
- ⊖ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	Figur nr.
	910004-1	B01
TRASE d, ROTNES NORD. BOREPLAN M=1:5000.	Tegner	Dato
	TSA	20.09.91
	Kontrollert	
	Godkjent	



NSB GARDERMOEN TRASÉ d, ROTNES NORD. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B02
	Tegner TSA	Dato: 25.09.91
	Kontrollert <i>stf</i>	
	Godkjent <i>stf</i>	



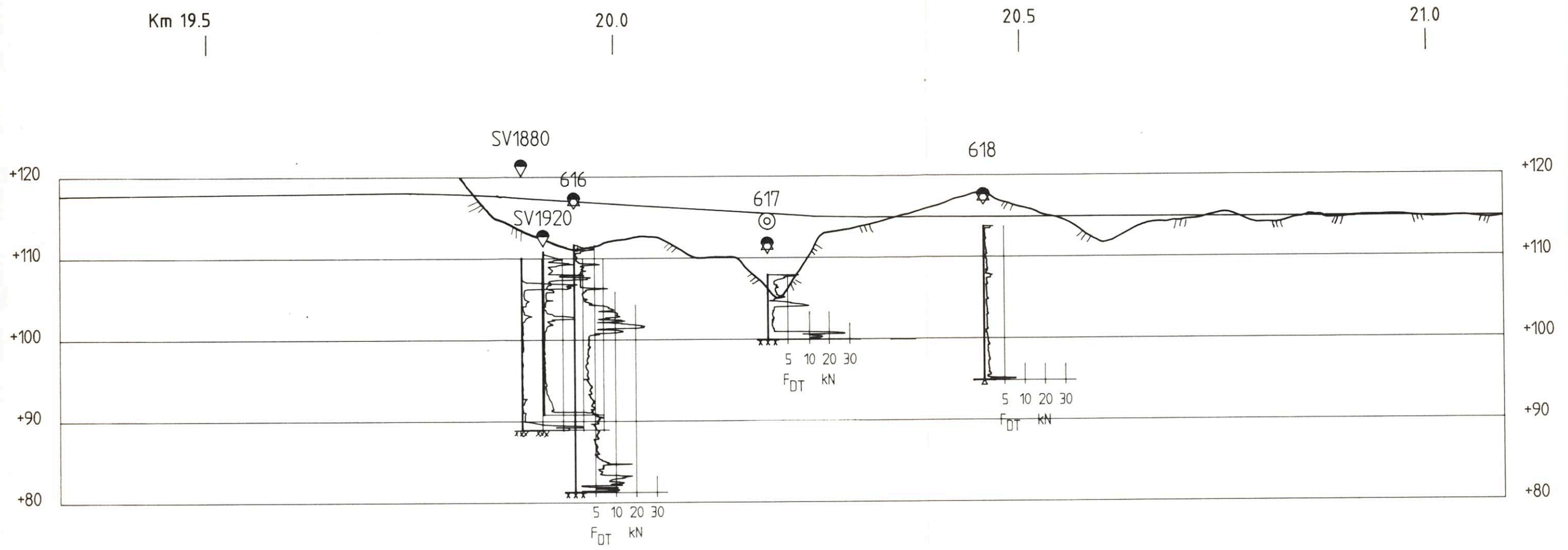
TEGNFORKLARING :


- Dreiesondering
- Enkel sondering
- ▽ Trykksondering
- ☆ Fjellkontrollboring
- ◆ Dreietrykksondering
- ⊙ Totalsondering
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- ⊕ Vingeboring
- ⊖ Poretrykksmåling

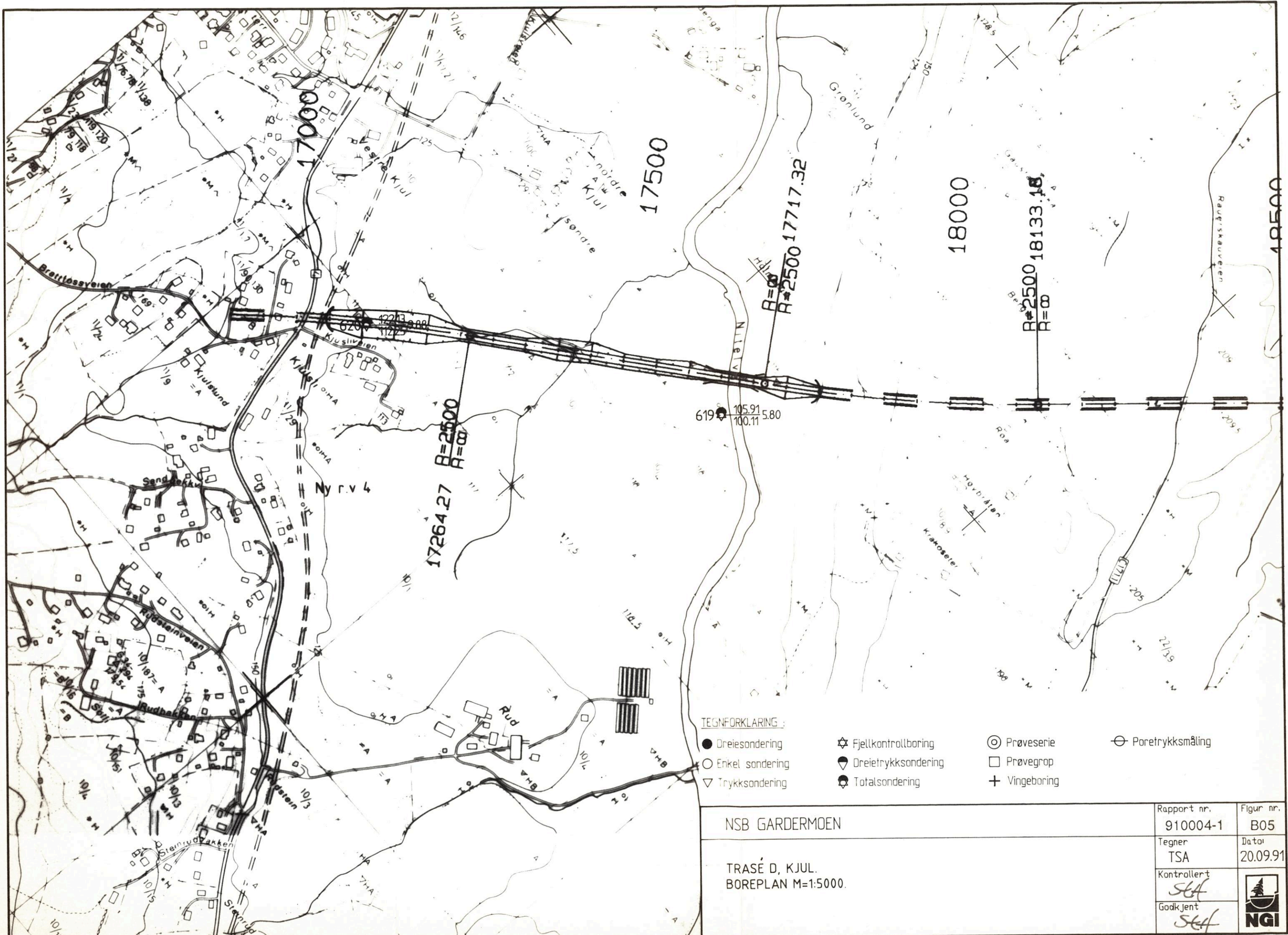
NSB GARDERMOEN

TRASÉ d, ROTNES SYD.
BOREPLAN M=1:500.

Rapport nr. 910004-1	Figur n. B03
Tegner TSA	Dato 20.09.
Kontrollert <i>stf</i>	
Godkjent <i>stf</i>	



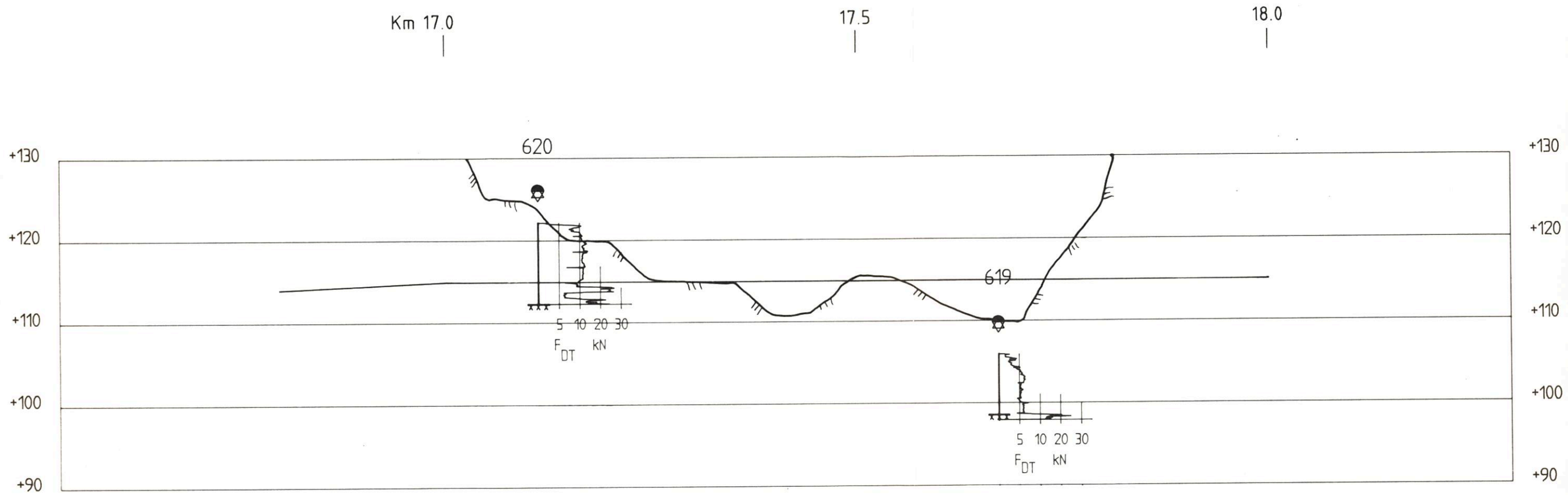
NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	Figur nr.
	910004-1	B04
	Tegner	Dato
	TSA	25.09.91
TRASÉ d, ROTNES SYD. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Kontrollert	
	Godkjent	




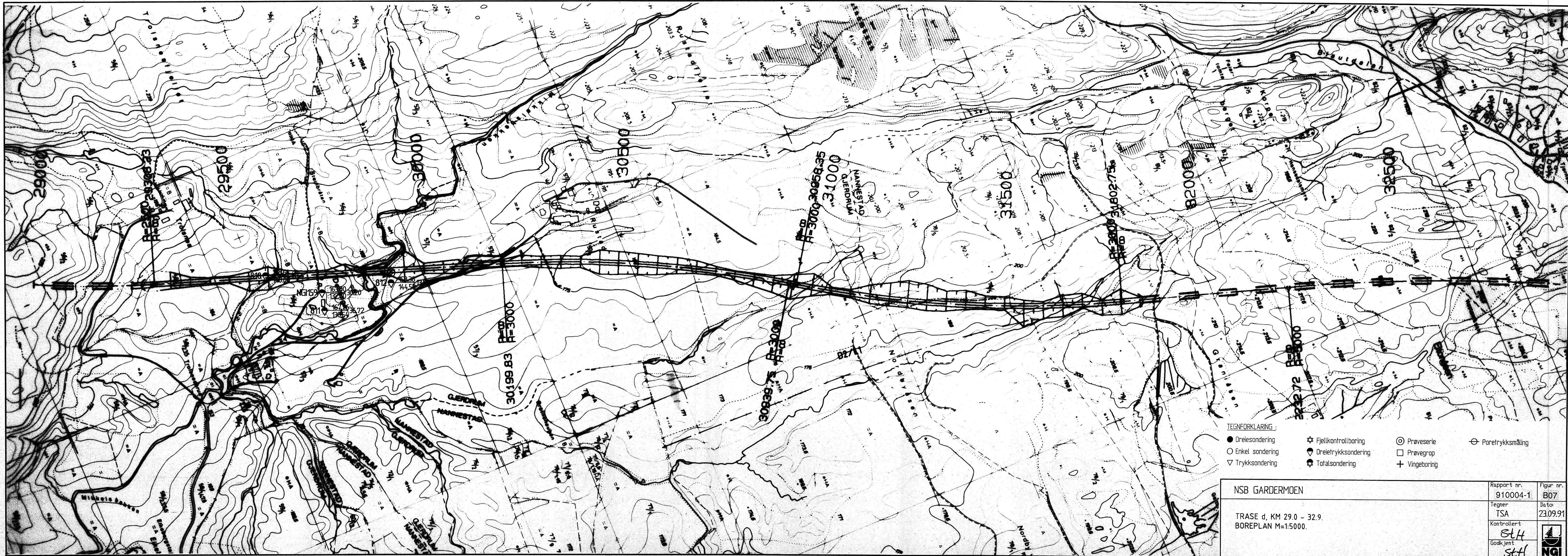
TEGNFORKLARING:

- Dreiesondring
- Enkel sondring
- ▽ Trykksondring
- ⊛ Fjellkontrollboring
- ⊙ Dreietrykksondring
- ⊙ Totalsondring
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- ⊕ Vingeboring
- ⊖ Poretrykksmåling

<p>NSB GARDERMOEN</p> <p>TRASÉ D, KJUL. BOREPLAN M=1:5000.</p>	<p>Rapport nr. 910004-1</p>	<p>Figur nr. B05</p>
	<p>Tegner TSA</p>	<p>Dato 20.09.91</p>
<p>Kontrollert <i>Ståf</i></p>		
<p>Godkjent <i>Ståf</i></p>		

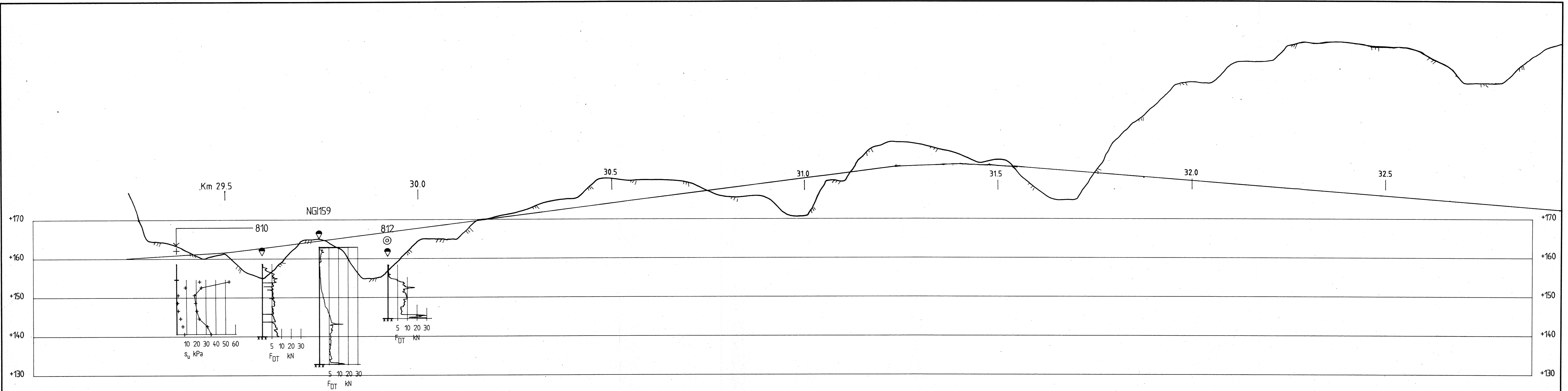



NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	B06
	Tegner	TSA	Dato	25.09.91
	Kontrollert	<i>STH</i>		
	Godkjent	<i>STH</i>		
TRASÉ D, KJUL. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.				

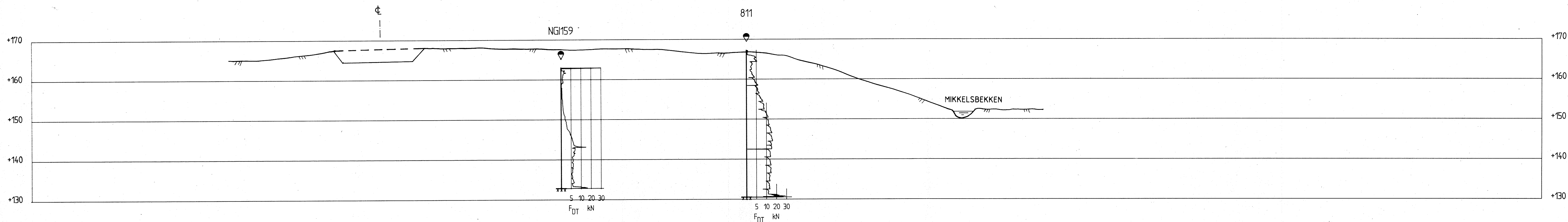



- TEGNFORKLARING:
- Dreiesondring
 - Enkel sondring
 - ▽ Trykksondring
 - ★ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondring
 - ⊙ Totalsondring
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling

<p>NSB GARDERMOEN</p> <p>TRASE d, KM 29.0 - 32.9</p> <p>BOREPLAN M=1:5000.</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="font-size: 8px;">Rapport nr.</td> <td style="font-size: 8px;">Figur nr.</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">910004-1</td> <td style="font-size: 8px;">B07</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">Tegner</td> <td style="font-size: 8px;">Dato</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">TSA</td> <td style="font-size: 8px;">23.09.91</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">Kontrollert</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;"> </td> <td></td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">Gokk-jent</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;"> </td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;"> </td> </tr> </table>	Rapport nr.	Figur nr.	910004-1	B07	Tegner	Dato	TSA	23.09.91	Kontrollert				Gokk-jent					
Rapport nr.	Figur nr.																		
910004-1	B07																		
Tegner	Dato																		
TSA	23.09.91																		
Kontrollert																			
Gokk-jent																			



NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B08
TRASÉ d, KM 29.0 - 32.5. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		Tegner TSA	Dato 20.09.91
		Kontrollert <i>SKH</i>	
		Godkjent <i>SKH</i>	

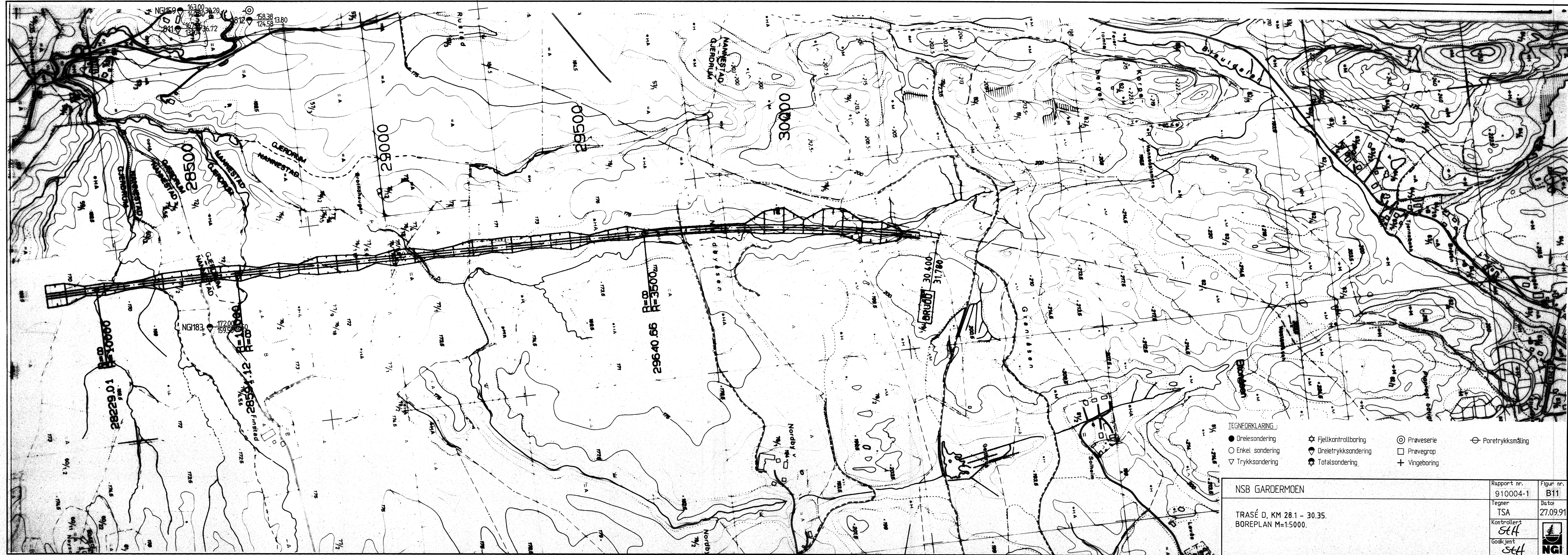


NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B09
TRASÉ d, KM 29.7. TVERRPROFIL M=1:500.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert stf	
		Godkjent stf	



- TEGNFORKLARING:
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ⊛ Fjellkontrollboring
 - ⊙ Dreietrykksondering
 - ⊖ Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling

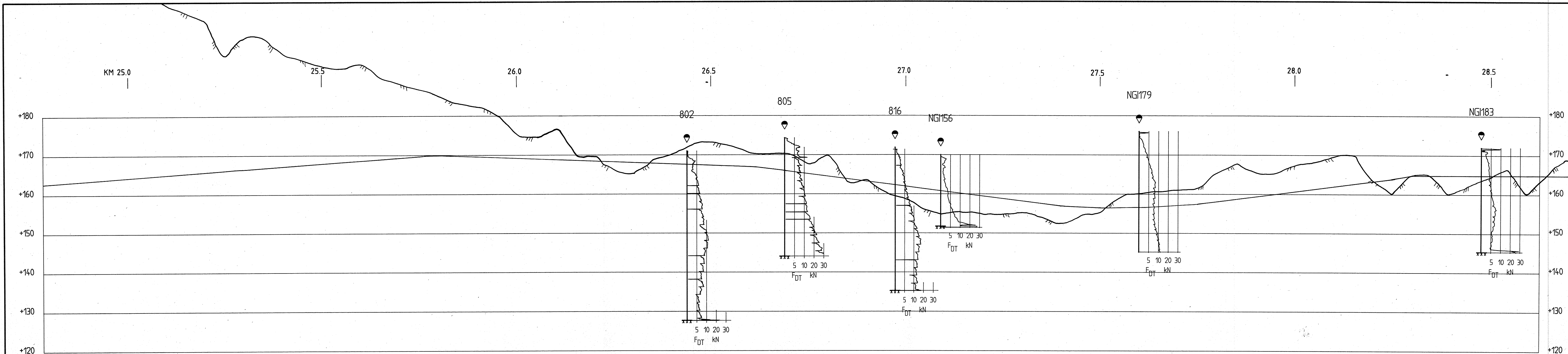
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B10
TRASÉ D, KM 24.4 - 28.4. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert SH	NGI
		Godkjent SH	




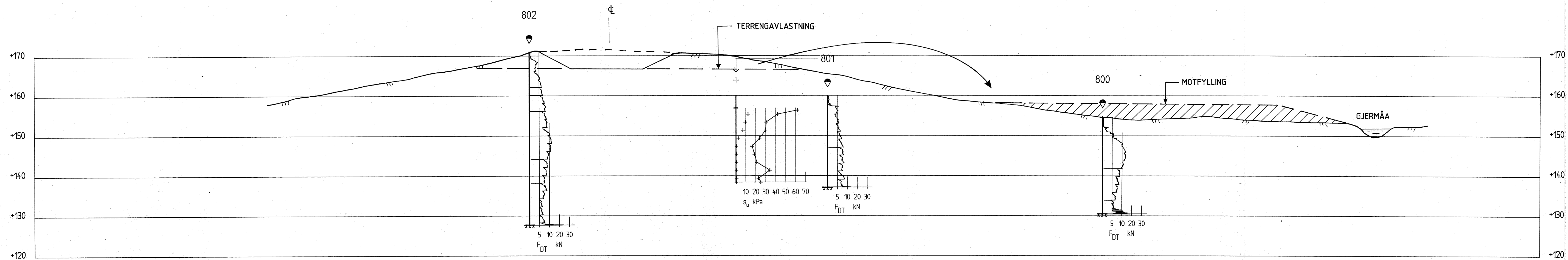
TEGNFORKLARING

● Dreiesondering	☆ Fjellkontrollboring	⊙ Prøveserie	⊖ Poretrykksmåling
○ Enkel sondering	◆ Dreitrykkssondering	□ Prøvegrop	
▽ Trykksondering	⊗ Totalsondering	+ Vingeboring	

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B11
TRASÉ D, KM 28.1 - 30.35. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert StH	
		Godkjent StH	



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B12
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
TRASÉ d, KM 24.7 - 28.6 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Kontrollert <i>sth</i>	
	Godkjent <i>sth</i>	



NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B13
TRASÉ D, KM 26.4. TVERRPROFIL M=1:500.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert STH	NGI
		Godkjent STH	



+155 Motfylling

+146 Motfylling

+141 Motfylling

+145 Motfylling

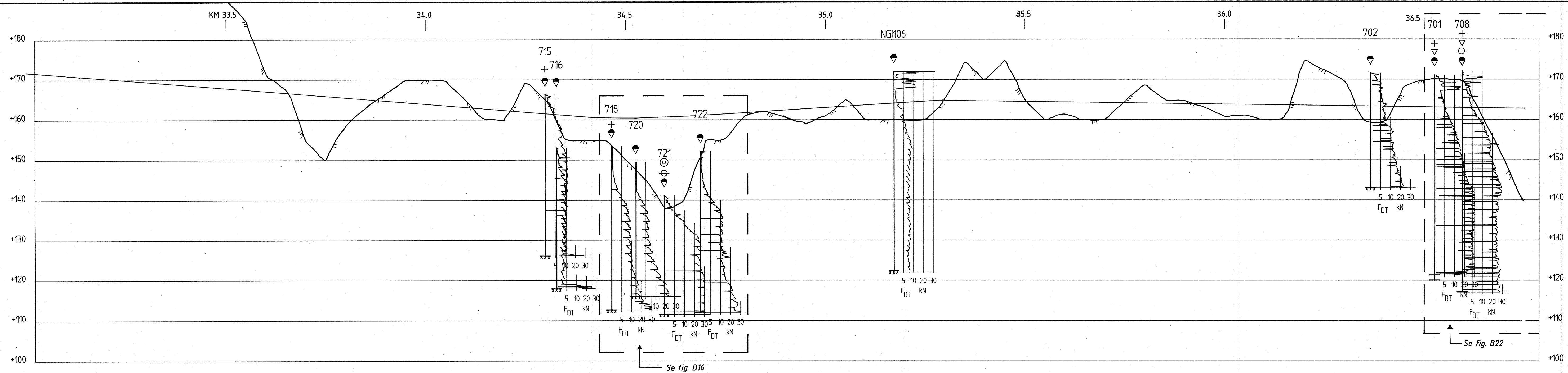
TEGNFORKLARING:

- Jrelesondering
- Finkel sondering
- ▽ Trykksondering
- ⊛ Fjellkontrollboring
- ⊙ Dreietrykksondering
- ⊙ Totalsondering
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrøp
- + Vingeboring
- ⊙ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN


TRASÉ d, KM 32.8 - 36.7.
BOREPLAN M=1:5000.

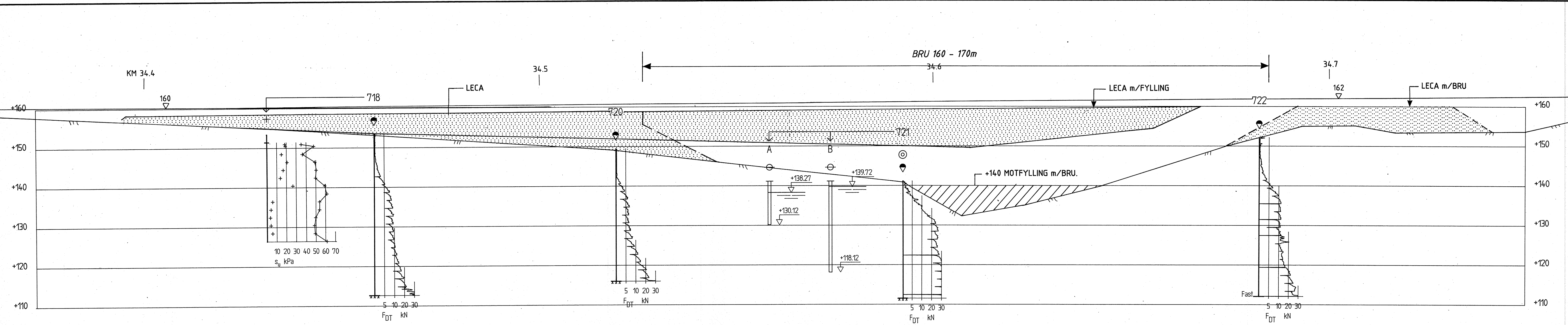
Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B14
Tegner TSA	Dato 27.09.91
Kontrollert STH	NGI
Godkjent STH	




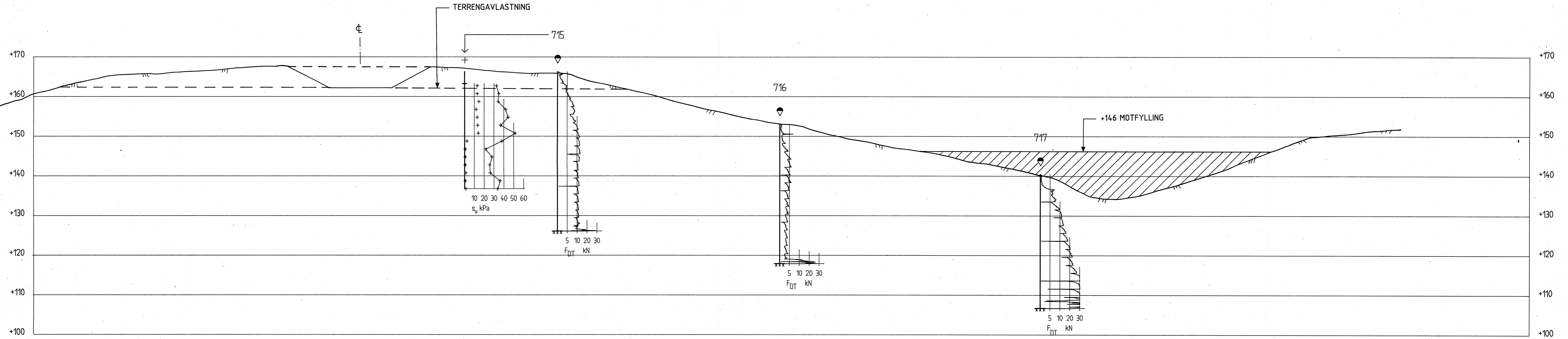
NSB GARDERMOEN


TRASÉ d, KM 32.8 - 36.7.
 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.

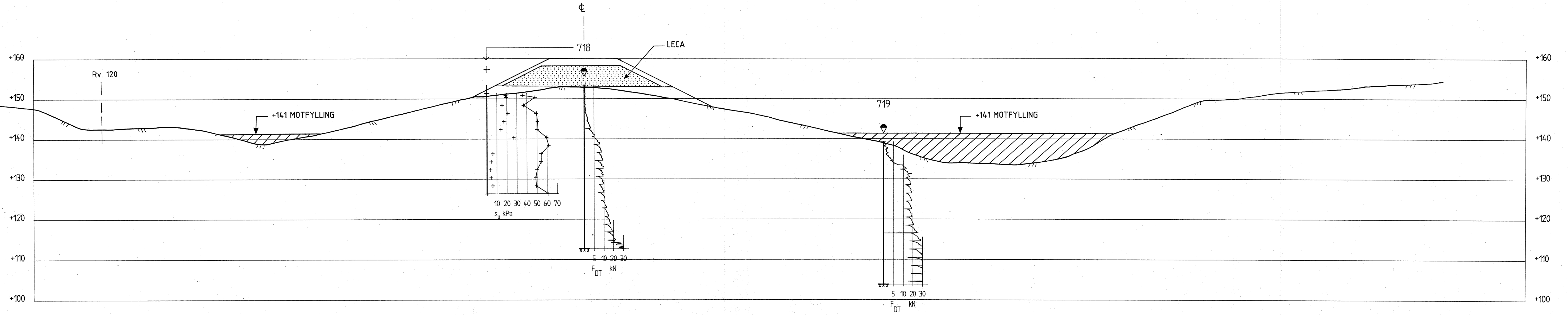
Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B15
Tegner TSA	Dato 28.09.91
Kontrollert <i>SEA</i>	
Godkjent <i>SEA</i>	



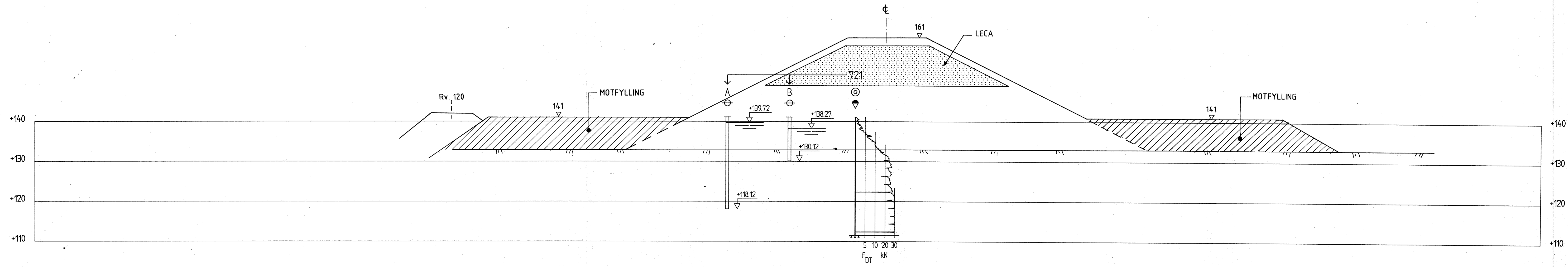
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B16
TRASÉ d, KM 34.4 - 34.7. LENGDEPROFIL M=1:500.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert <i>Stf</i>	
		Godkjent <i>Stf</i>	




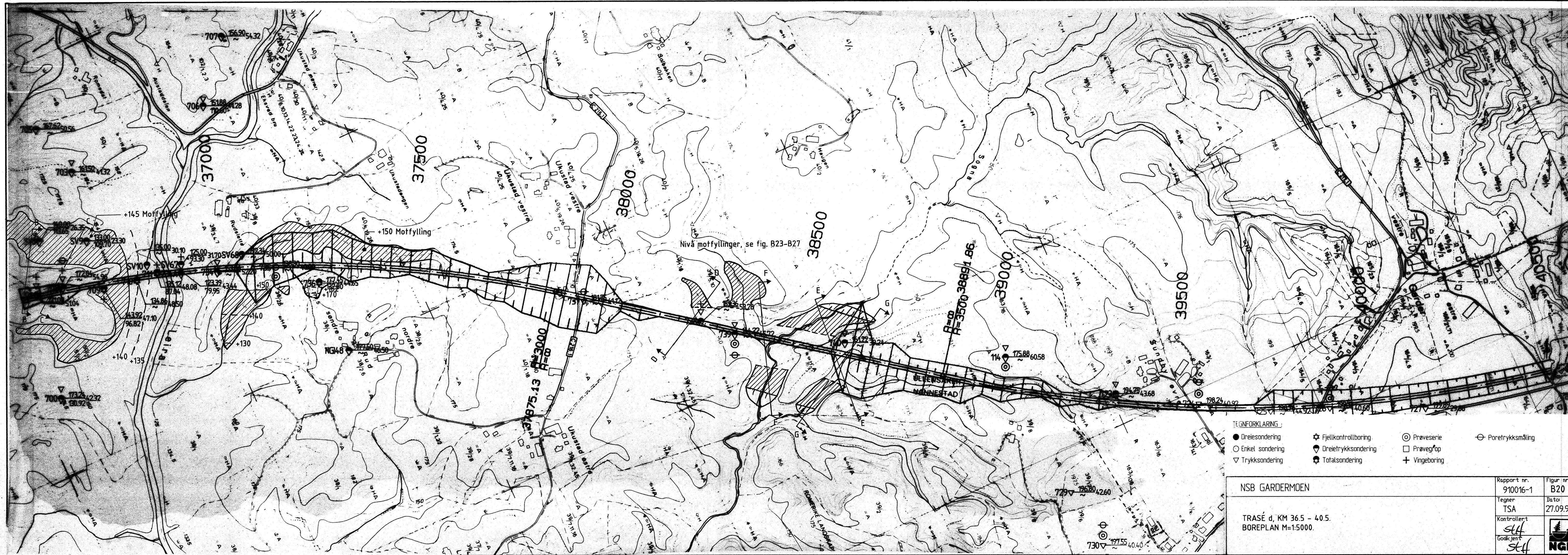
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B17
TRASÉ d. PROFIL A-A. M=1:500.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert <i>SH</i>	
		Godkjent <i>SH</i>	

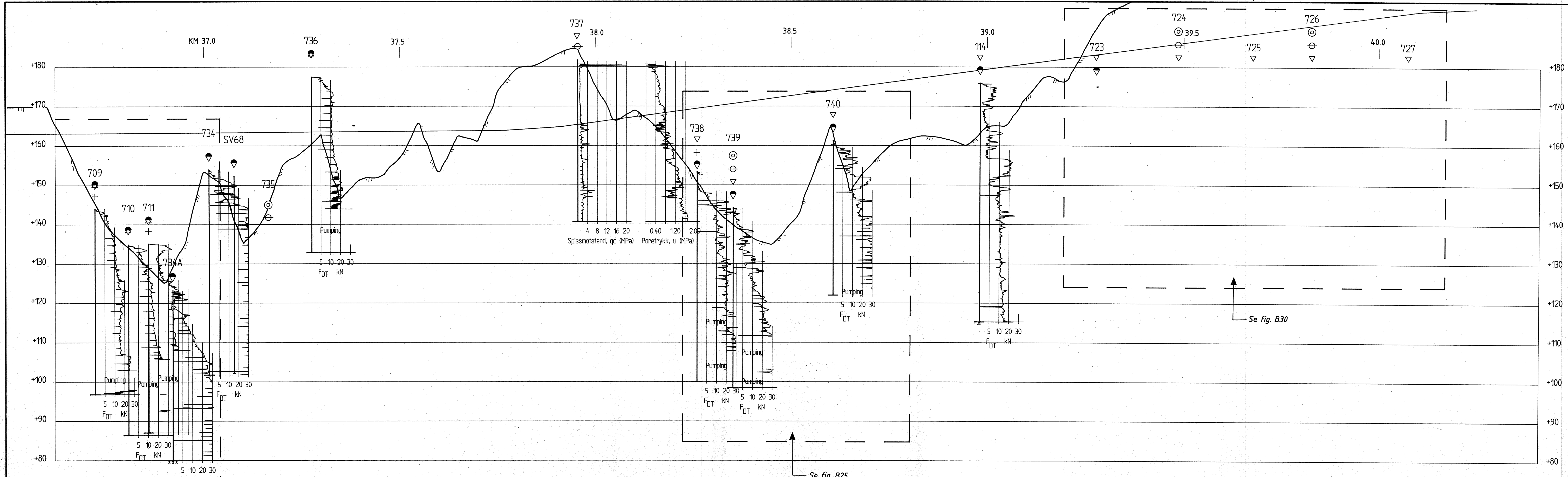



NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	Figur nr.
	910004-1	B18
TRASÉ d, KM 34.45. TVERRPROFIL M=1:500.	Tegner	Dato
	TSA	27.09.91
	Kontrollert	
	Godkjent	

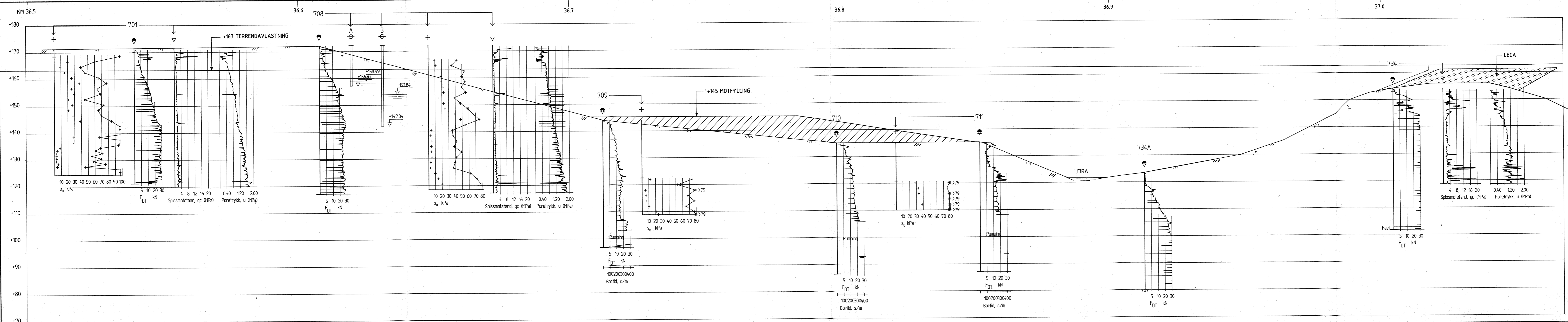


NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910016-1	Figur nr. B19
TRASÉ d, KM 34.6. TVERRPROFIL M=1:500.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert <i>stf</i>	
		Godkjent <i>stf</i>	

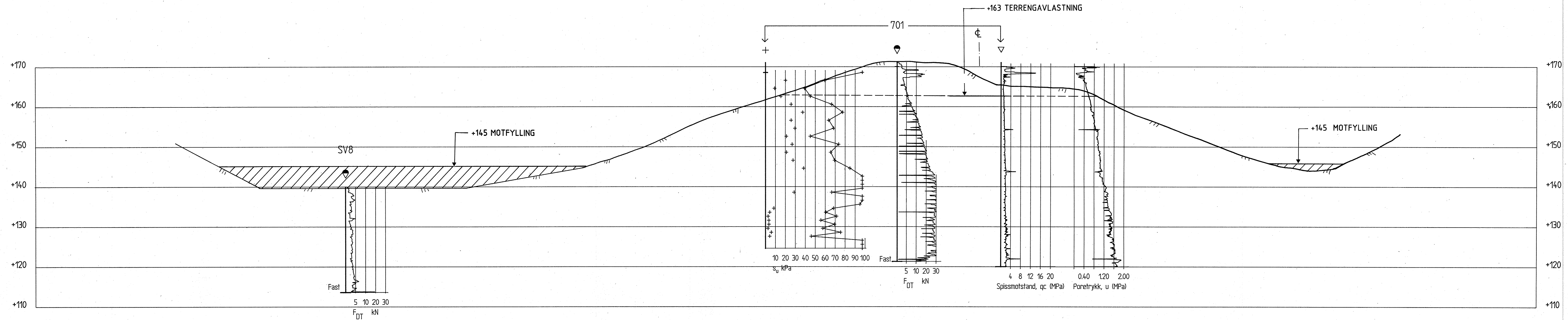





NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910016-1	Figur nr. B21
TRASE d, KM 36.5 - 40.5. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		Tegner TSA	Dato 29.09.91
		Kontrollert <i>stf</i>	
		Godkjent <i>stf</i>	

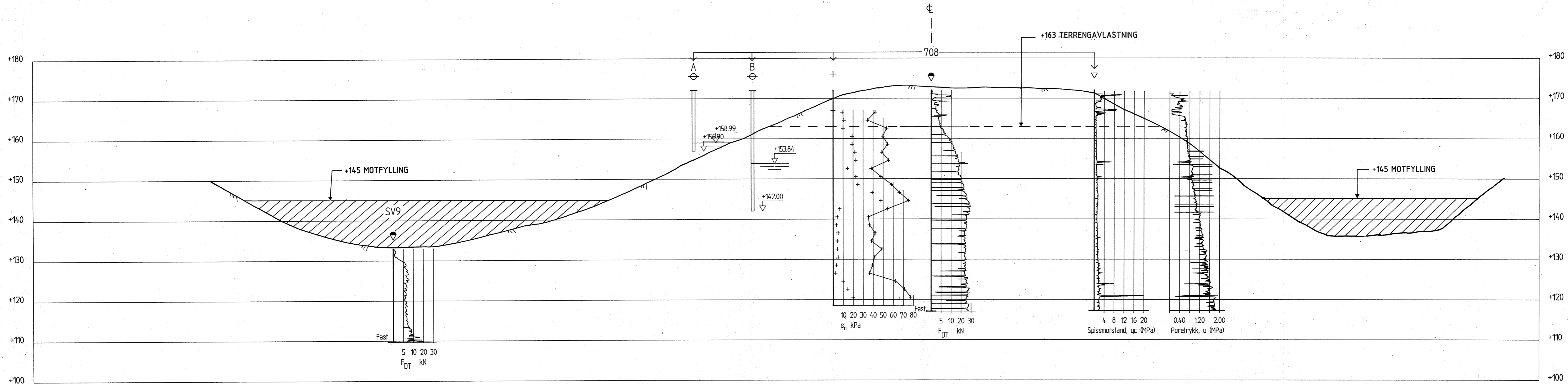


NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910016-1	Figur nr. B22
TRASÉ d, KM 36.5 - 37.05. LENGDEPROFIL M=1:500.		Tegner TSA	Dato 28.09.91
		Kontrollert STL Godkjent	

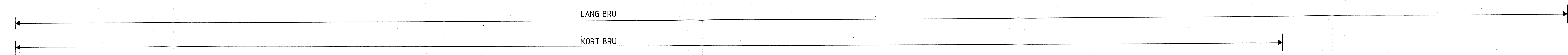
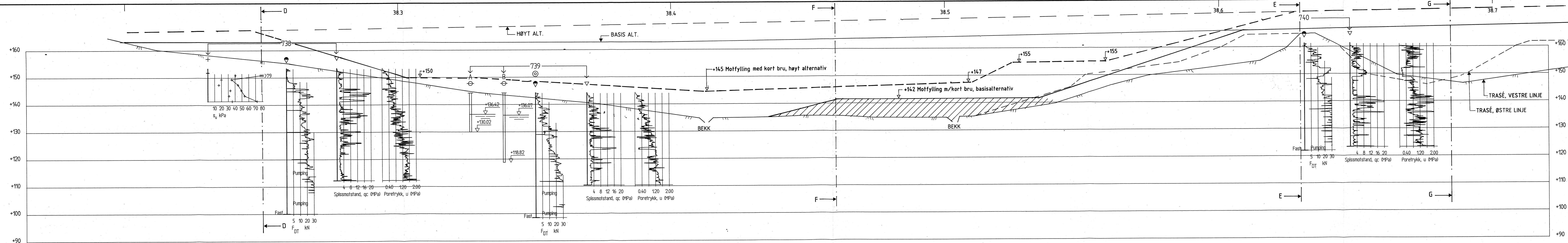


NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	B23
	Tegner	TSA	Dato	27.09.91
	Kontroller	<i>stf</i>		
	Godkjent	<i>stf</i>		

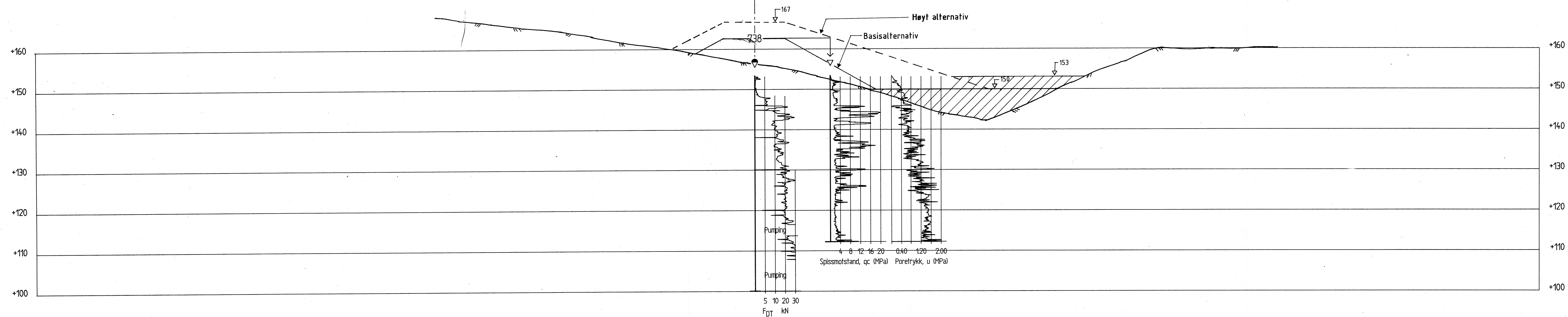
TRASÉ d.
 PROFIL B-B.
 M=1:500.



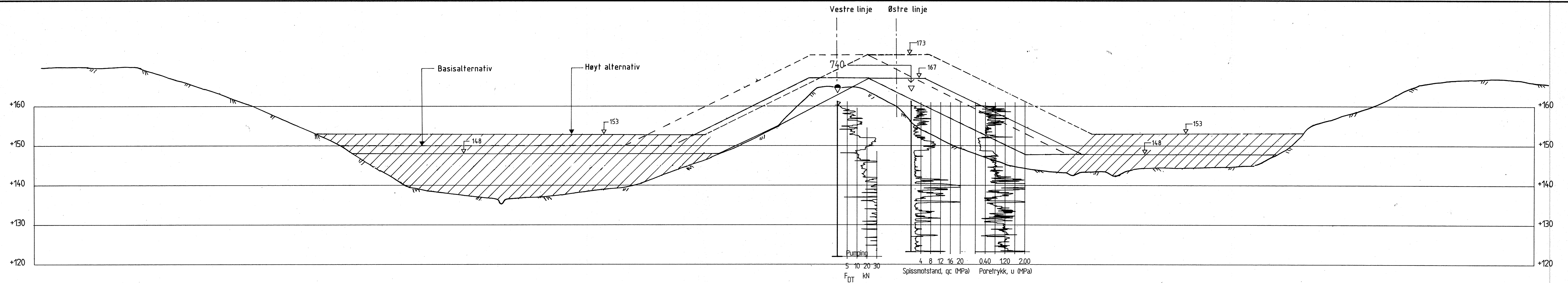
NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B24
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
TRASÉ d. PROFIL C-C. M=1:500.	Kontrollert <i>stf</i> Godekjent	




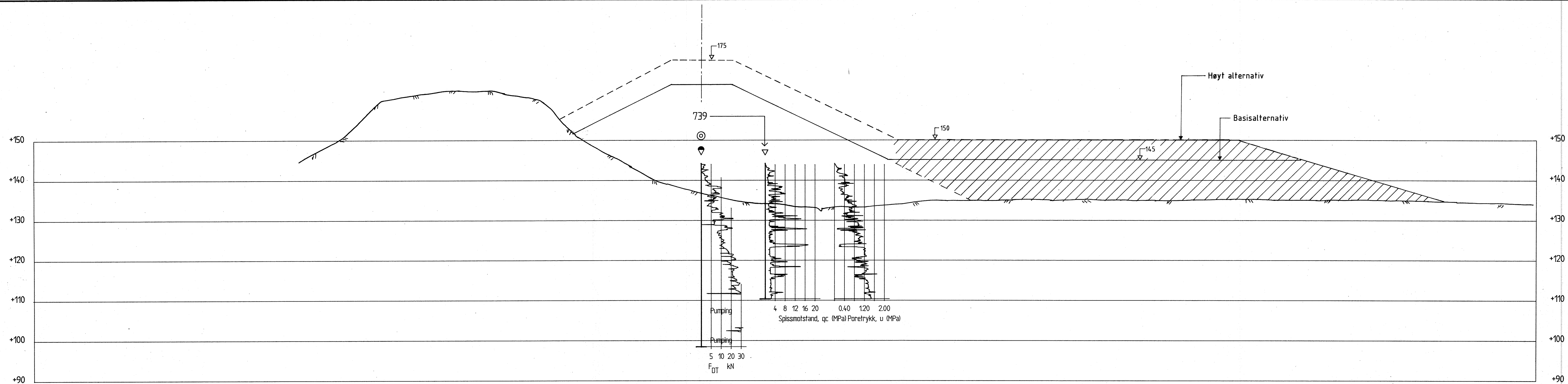
NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B25
TRASÉ d, KM 38.2 - 38.7. LENGDEPROFIL M=1:500.	Tegner TSA	Dato 29.09.91
	Kontrolleret Godekjent	



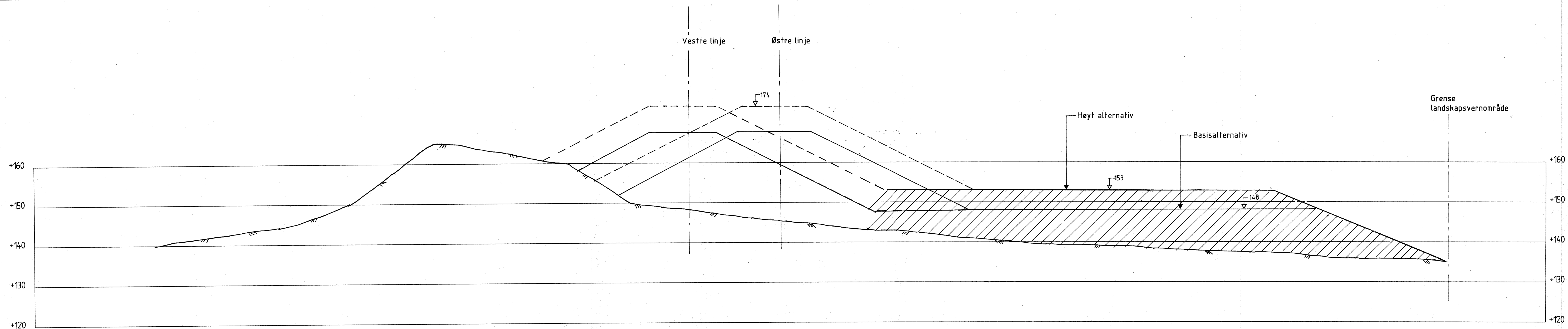
NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B26
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
TRASÉ d Profil D - D M = 1 : 500	Kontrollert <i>[Signature]</i>	Godkjent <i>[Signature]</i>



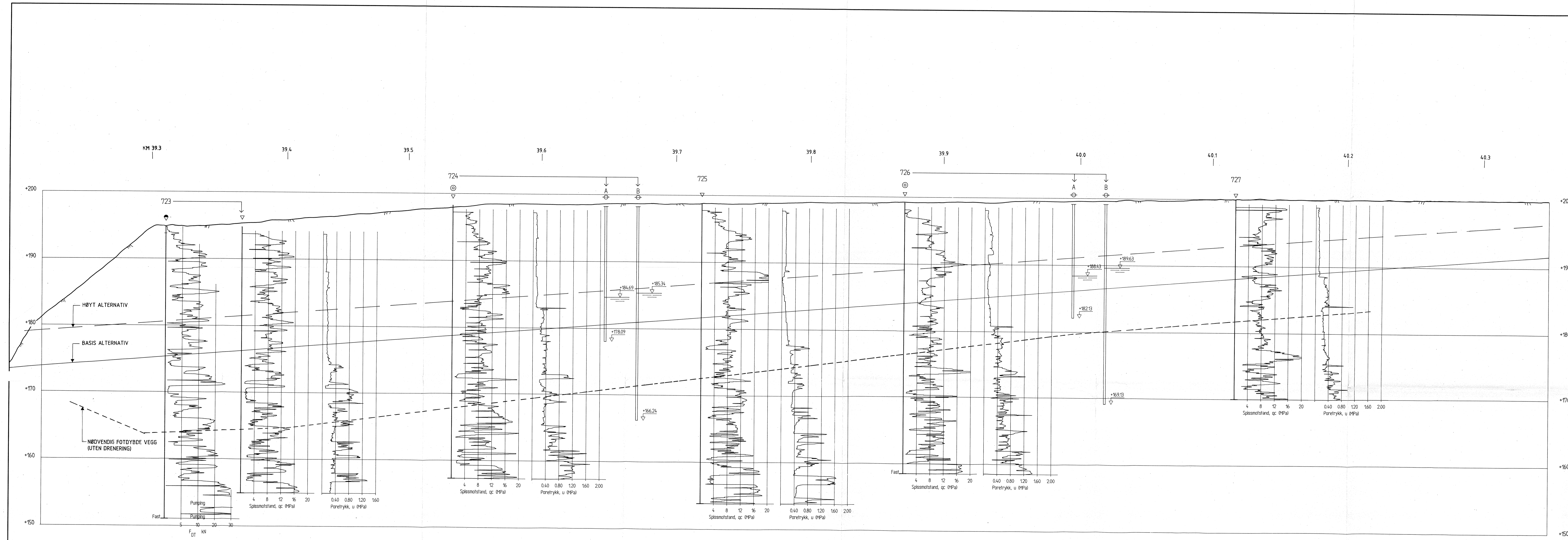
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B27
TRASÉ d Profil E - E M = 1 : 500		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrolleret <i>stf</i>	
		Godkjent <i>stf</i>	

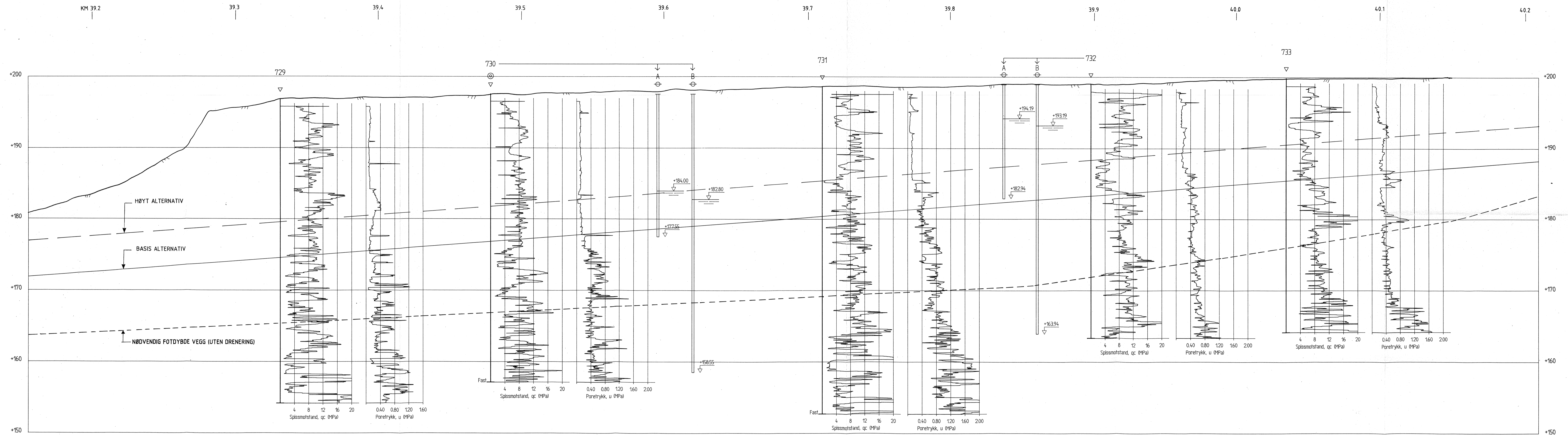


NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B28
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
	Kontrollert <i>Styl</i> Godkjent	
	NGI	
TRASÉ d Profil F - F M = 1 : 500		



NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B29
TRASÉ d Profil G - G M = 1 : 500		Tegner TSA	Dato 27.09.91
Kontrollert Godkjent		<i>stj</i>	

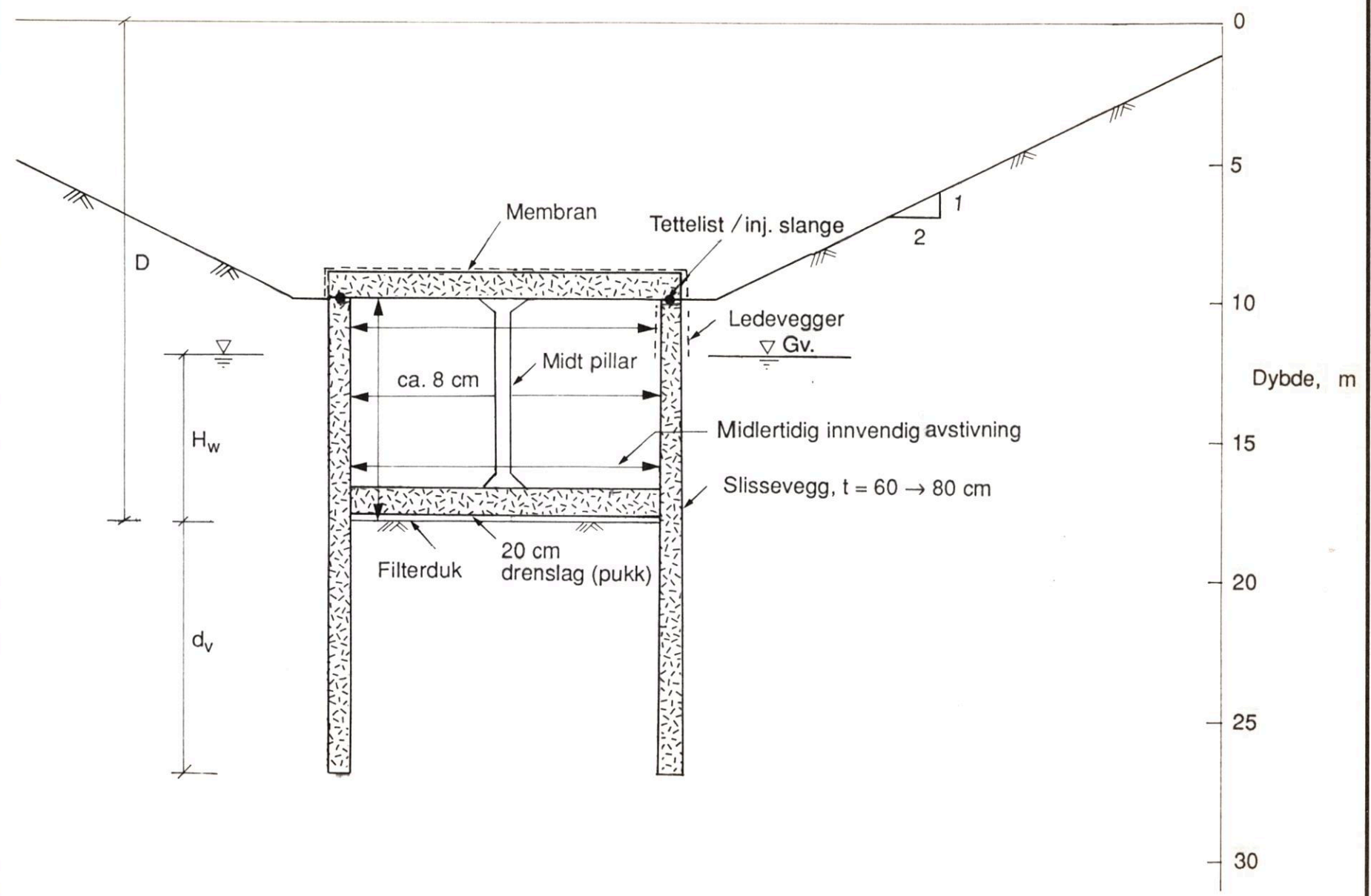




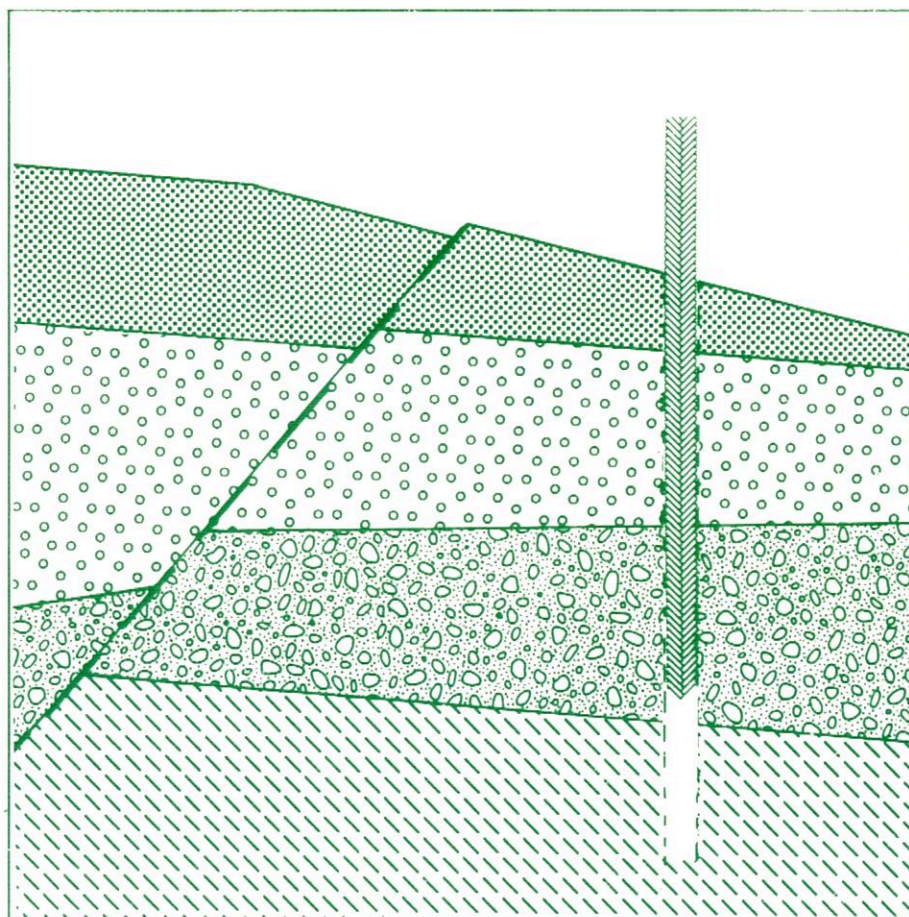
Kulvert Gardermoen.
Prinsipp M = 1 : 200.

NSB GARDERMOEN

Rapport nr. 910004-1	Figur nr. B32
Tegner SM	Dato 91-09-26
Kontrollert	



JERNBANE TIL GARDERMOEN



Delrapport geologi

Utført for NSB, Avdeling for utvikling og miljø.

Oktober 1991

 **Taugbøl & Øverland**

GARDERMOBANEN

**ARBEIDSNOTAT INGENIØRGEOLOGI
MED KOSTNADSOVERSLAG FOR TUNNELER**

INNHALDSFORTEGNELSE

INNLEDNING	Side	1
SAMMENDRAG	"	1
SPESIELLE FORHOLD	"	2
ALTERNATIV D	"	5
- Etterstad - Kjøl - Bekkeberget		
ALTERNATIV d1.1	"	9
- Storo - Rotnes Nord - Trolsnes		
ALTERNATIV d1.2	"	12
- Storo - Rotnes Sør - Trolsnes		
ALTERNATIV L1/L2	"	13
- Bryn - Lillestrøm		
ALTERNATIV L1	"	15
- Lillestrøm - Skedsmokorset - Ask		
ALTERNATIV E1	"	16
- Gardermoen V - Råholt		
ALTERNATIV E2	"	17
- Gardermoen Ø - Dal		
KOSTNADSOVERSLAG	"	18
BESKRIVELSE AV DE ENKELTE KOSTNADSELEMENTENE	"	19

INNLEDNING

Dette arbeidsnotatet gir en beskrivelse av de geologiske forholdene for de enkelte tunnelstrekningene, i samme rekkefølge som traséalternativene er beskrevet i hovedrapporten.

I tillegg inneholder det kostnadsoverslag for hver enkelt tunnelstrekning, og en oversikt over hovedtallene for samtlige tunneler.

SAMMENDRAG

Som en generell beskrivelse for de aktuelle tunnelstrekninger er de geologiske forholdene slik:

Direkte-linjene starter i Oslo i kambro-siluriske sedimenter, dvs. leirskifer med varierende innslag av kalksten. Under Grefsenåsen og Årvollåsen kommer de inn i permiske dypbergarter, som de ligger i helt fram til de siste 2-4 km vest for Nittedal, hvor det igjen er et belte av kambro-siluriske sedimenter og permiske dagbergarter. Et felt med permiske dagbergarter passerer også ved Alnsjøen, men om disse når så dypt ned som til tunneltraséens nivå er ikke nærmere undersøkt. I kostnadsoverslagene er det forutsatt at alternativene fra Storo går under dagbergartene i Alnsjøfeltet, mens alternativene lenger øst går gjennom dem.

Gjennom Romeriksåsene mellom Nittedal og Gjerdrum går tunnelene i prekambriske grunnfjellsgneiser, med unntak av opptil ca. 1,5 km i permiske dypbergarter.

Lillestrøm-linja går i sin helhet i prekambriske gneiser mellom Bryn stasjon og Lillestrøm/Rælingen, mens alternativet som går i tunnel også mellom Etterstad og Bryn vil gå i kambro-siluriske sedimenter på denne strekningen.

Traséene via Skedsmokorset og mellom Gardermoen og Eidsvoll går samtlige i prekambriske grunnfjellsgneiser med litt vekslende kvalitet.

SPESIELLE FORHOLD

Anslag av byggetid

For de lengste tunnelstrekningene Oslo-Nittedal og Oslo-Lillestrøm, som vil bli bestemmende for total byggetid, er det gjort et grovt overslag for anleggsperiodens varighet. Det er da benyttet en antatt gjennomsnittlig uke-inndrift på 50 m på hver stoff, som sannsynligvis er et konservativt anslag, spesielt på de aller lengste tunnelene.

Rystelser fra tunnelsprengningen

Det er i senere tid, bl.a. på Granfosslinjen, registrert en del problemer vedrørende reaksjoner på rystelser og støy i tunnelanleggets nærmeste omgivelser. Dette er et problem som andre steder stort sett er unngått ved grundig og omfattende informasjon til de berørte før arbeidet starter opp, og en løpende kommunikasjon under arbeidet. Hvis et informasjonsprogram planlegges og gjennomføres med sikte på å etablere et tillitsfullt forhold til publikum i de berørte områder, er det liten risiko for at det kan oppstå forsinkende eller fordyrende konflikter.

I forhold til gjeldende retningslinjer om rystelser som påføres nærliggende hus og andre bygningskonstruksjoner, er det bare tunnelstrekninger med mindre enn 10-15 m avstand til slike konstruksjoner som kan få redusert salveinndrift. Dette er mulig ved bruk av maksimalt antall tenner-nummer (f.eks. NONEL-systemet) som resulterer i tilsvarende små rystelser.

Forsinkelser og fordyrelser p.g.a. disse forholdene er det tatt hensyn til ved anslag av drivehastighet og uforutsette kostnader.

Grunnvann og behov for tetting av tunnelene

Driving av tunneler vil nesten alltid medføre en viss drenering av grunnvannet i overliggende fjell- og jordmasser, og graden av slik drenering er først og fremst avhengig av hvor oppsprukne bergartene er. I planområdet kan berggrunnen stort sett betraktes som forholdsvis tett. Under skogsområder og utmark vil en derfor knapt kunne registrere endringer som følge av disse tunnelene, selv uten spesielle tiltak for tetting, når en ser bort fra større svakhets- og knusningssoner.

Jordbruksarealer av betydning passerer med tunnel bare ved Langvannet/Fjellhamar. Her er det ganske flatt terreng og forholdsvis store vassdrag som medvirker til å opprettholde grunnvannstanden. Når den underliggende fjellgrunnen også er forholdsvis massiv og tett, er det ingen grunn til å regne med uventet tettingsbehov av større omfang. Grunnvannssenkning under hager og grøntområder i boligstrøk må vurderes ut fra nærmere undersøkelser av bergkvalitet og eksisterende grunnvannstand. På enkelte tunnelstrekninger kan dette medføre noe større injeksjonskostnader enn det som er spesifisert i kostnadsoverslagene, men dette vil dekkes opp av tillegget for uforutsette kostnader.

Under de lavereliggende, tett bebygde leiområdene i de nordøstre delene av Oslo er det en reell fare for grunnvannssenkning, som kan medføre setningsskader på hus. Dette gjelder den aller første strekningen ved Storo (d1), hele strekningen Etterstad-Østre Aker vei (D) og Alfaset-Alnabru-Grorud (a1, a2). Her er det behov for en oversiktlig kartlegging av grunnforhold og fundamentering, og overvåking/kontroll av grunnvannstanden før og under eventuell tunneldrift. Det må påregnes behov for noe vanninfiltrering og en god del injeksjonsarbeid på disse strekningene.

Kostnadene ved slike tiltak vil i verste fall gå opp mot 4.000-5.000 kroner pr. lm. tunnel på de aktuelle strekningene, og da dette gjelder bare deler av de totalte tunnelstrekningene, kan en med rimelig sannsynlighet regne med at slike tiltak dekkes av 10% uforutsette kostnader i kalkylene.

Bergartsfordeling og svakhetssoner

Det foreligger flere kart som viser bergartsfordelingen i det aktuelle området, og som grunnlag for denne rapporten henvises til NGU's kart og NGI's ganske detaljerte rapport fra september 1990. Sistnevnte gir også en god oversikt over de svakhetssonene i området som kan medføre tyngre sikringstiltak og større injeksjonsarbeider.

I kostnadsoverslagene i dette arbeidsnotatet er det imidlertid regnet med noen flere svakhetssoner enn de som er markert på NGI's kart-vedlegg, da våre flyfotostudier gir grunnlag for en slik tolkning.

ALTERNATIV D, ETTERSTAD - KJUL - BEKKEBERGET

Hovedalternativet går inn i tunnel fra Hovedbanen/Gjøvikbanen under Biskop J. Nielssons gate/Etterstadsletta. Bergarten er kambro-siluriske sedimenter. Her er fjelloverdekningen knapp på de første 100-200 m, og det er sannsynlig at et industribygg må rives. Skissert enkeltsporstunnel fra Hovedbanen har ca. 5 m fjelloverdekning under første boligblokk som passerer, (Etterstadsletta 116-122), mens under den neste er fjelloverdekningen ca. 10 m (Etterstadsletta 91).

Videre innover øker fjelloverdekningen til ca. 25 m under Etterstadsletta 45, men fram mot krysset Østensjøveien/Tvetenveien minker den igjen til bare 5-10 m (kote +64).

Traséen går videre under Østre Gravlund, Teisenkrysset, Østre Aker kirke, krysset Ulvenveien/Ulvensplitten og krysser under Østre Aker vei nord for STK ALCATEL. Fra Østensjøveien er det stor sett stigende nivå på fjelloverflaten, men to søkk er registrert under Karl Staffs veg (+77) og i området ved STK ALCATEL (+73). Etter passering av Østre Aker vei stiger fjelloverflaten til nivåer over +100.

Lavpunktet under STK ALCATEL gir en minste overdekning på 8-10 m over tunnelen med vestikalkurvatur som skissert i forprosjektet, men med et rimelig fall på tunnelen fra påhugget på Etterstad er det ingen problemer forbundet med dette. Med 15 o/oo fall fra Etterstad blir fjelloverdekningen her 50 m, og ved Østensjøveien vil den også være over 20 m.

(Denne beskrivelsen er basert på data som er registrert på Oslo kommunes undergrunnskart.)

Videre nordover fortsetter tunnelen i kambro-siluriske sedimenter til foten av Årvollåsen (ca. km 8,0), der den går over i permiske dypbergarter/granitter. Også denne tunnelen går sannsynligvis under de permiske dagbergartene i Alnsjøfeltet, slik at den fortsetter i permiske granitter fram til ca. 15,0 km, hvor den passerer en nesten loddrett overgang til permiske dagbergarter. (I kostnadsoverslaget er det imidlertid regnet med at de permiske dagbergartene går helt ned til tunnelen også i Alnsjøfeltet.)

Tunneltraséen går i permiske dagbergarter en strekning på ca. 1 km, og deretter i kambro-silur den siste kilometeren fram til tunnelåpningen ved Kjulsli (17,0 km).

Forskjæringen her forventes å bli liggende i ganske dype løsmasser, med påhugg i fjell mellom ny og gammel riksveg etter avdekning av opptil 6-8 m dype løsmasser.

Denne tunnelen er kalkulert med et tverrslag på 1,2 km like nord for Alnsjøen, som deler tunnelstrekningen i to nesten like lange deler og medfører en anleggstid på ca. 1 år 11 mnd. Tverrslaget vil imidlertid gå vesentlig i permiske dagbergarter og er derfor regnet som dyrere (og mer tidkrevende?) enn alle andre tverrslags-alternativ.

Hvis kortere anleggstid er påkrevet, må det tas to tverrslag. Det foreslås da et tverrslag på ca. 500 m i kambro-silur ved Øvre Vollebæk og et annet på ca. 1.200 m i permiske dag- og dypbergarter under nordsiden av Breisjøen. Disse vil dele hovedtunnelen i tre nesten like lange deler (4,5/5/5 km) og anleggstiden vil reduseres til ca. 1 år 2 mnd.

På nordøst-siden av Nittedal går traséen igjen inn i tunnel i så og si bart fjell på ca. 17,8 km. Den første kilometeren går i prekambriske gneiser, deretter ca. 3 km i permiske dypbergarter fram til ca. 22 km, og de siste 4 km fram til Bekkeberget går igjen i prekambriske gneiser.

Trasévariant a1, Alnabru - Kjul

Denne varianten går inn i tunnel ved nordenden av Alnabru-terminalen. Traséen får påhugg i fjell like etter passering av Østre Aker vei, i et område med opptil ca. 5 m løsmasser og god plass til utvidelse av forskjæring hvis nødvendig.

Tunnelen går de første 1,2-1,3 km i kambro-siluriske sedimenter, og deretter sannsynligvis i permiske dypbergarter helt til møtet med hovedalternativet, ca. 7,8 km fra påhugget ved Østre Aker vei. Her er det også regnet med at Alnsjøfeltets dagbergarter kan nå ned på tunnelens nivå over en strekning på ca. 2 km.

Tverrslag for denne varianten er plassert med påhugg i steinbruddet ved enden av Ammerudvegen og kryss med hovedtunnelen ved ca. 13,0 km. Lengden blir ca. 1.000 m, og bergarter er også her permiske dagbergarter. Lengste tunnelstreng vil bli ca. 5,5 km (mot Alnabru) og anleggstiden ca. 1 år og 2 mndr.

Trasévariant a2, Bryn - Alfaset - Kjul

Varianten går inn i tunnel like etter Bryn stasjon, og går under Tveita, Breivoll, Alfaset og Alna.

Tunnelpåhugg blir like øst for Bryn stasjon med ganske spiss vinkel mot det bratte og vanskelige terrenget på sørsiden av jernbanen. For å gjøre påhugget enklere, bør en dele traséen i to enkeltsporstunneler. Her er det grunnfjellsgneiser fram til passering av E6 ved Alfaset, ca. 2,6 km fra påhugget ved Bryn.

Under Alfaset industriområde er det i forbindelse med dette planarbeidet utført prøveboringer i et vestre alternativ som viser at fjelloverflatene ligger lavere enn +35 - +40, som er det nivået som kan nås med maksimalt fall i en tunnel fra Bryn stasjon. Det er fjellblotninger i terrenget på begge sider av industrifeltet, ved E6 og ved Verkseier Furulunds vei, og data fra tidligere utførte boringer viser fjellnivåer på +70 - +80 i nærheten av disse veiene.

Med utgangspunkt i Bryn stasjon vil det her bli behov for løsmassedrift (frysing, injeksjon, forbolting etc.) på 200-250 meters strekning under Alfaset industriområde, dvs. at meterprisen for ferdig tunnel blir 6-8 ganger høyere enn vanlig fjelltunnel.

Det er imidlertid også sett på et alternativ som går 100-150 m lenger øst under Alfaset industriområde, og som høyst sannsynlig er vesentlig rimeligere.

Uten at det er bekreftet av firmaene som har utført boringene, er det mye som tyder på at fjelloverflata langs dette linjealternativet ikke går lenger ned enn til ca. kote 65-70, men at det også her er temmelig dårlig fjell på en opptil 50 m lang strekning.

I kostnadsoverslaget er dette regnet som en stor svakhetssone, og med tunnelhengen på ca. kote 60 bør det være mulig å drive tunnelen ved injeksjon, forboltning og full utstøpning.

Under Alna viser tidligere utførte undersøkelser at fjell-overflata ligger på kote 85-90.

Fra Alfaset industriområde går tunnelen i kambro-siluriske sedimenter i ca. 2,5 km, og deretter ca. 5 km i permiske dypbergarter fram til møte med variant a1 like øst for Aurevann. Tilsvarende som for hovedalternativet og variant a1 kan de permiske dagbergartene nå ned til tunnelen på en ca. 2 km lang strekning øst for Alnsjøen/Breisjøen, og kostnadsoverslaget inneholder økte kostnader for dette.

Tverrslaget for denne varianten er plassert med påhugg i steinbruddet ved Ammerud og kryss med hovedtunnelen ved ca. 11,5 km. Lengden blir ca. 900 m og bergarter er permiske dypbergarter. Lengste tunnelstrekning vil bli ca. 7,5 km og anleggstiden vil bli ca. 1 år og 8 mndr.

VARIANT d1.1, STORO - ROTNES NORD - TROLSNES

Alternativet går inn i tunnel ved Storo, hvor det tidligere er gjort spredte grunnundersøkelser. I forbindelse med dette planarbeidet er det utført fjellkontrollboringer i 4 punkter i tillegg til befaring for observasjon av evt. fjellblotninger.

Fjellgrunnen ved påhugget ca. pel 7,5 km består av kambro-siluriske sedimenter, med overdekning av sand, grus og morenemasser i opptil 10 meters mektighet. Hittil utførte undersøkelser viser at fjelloverflaten ligger på nivå +117-+121 hele veien fra terrassen vest for Ringveien til snuplassen i Engveien/Bjerkealléen 50, mens den videre mot nord antas å stige raskt. Dette bekreftes av observert fjellblotning ved østre side av Store Ringvei, og av tidligere utført boring i Bjerkealléen 51.

I den skisserte traséen medfører dette 5-6 m fjelloverdekning fram til passering under Bjerkealléen 50, økende til 12-15 m under Bjerkealléen 51.

Tunneltraséen går i kambro-siluriske sedimenter ca. 1 km, fram til pel 8,5 km, hvor den går inn i en granittisk, permisk dypbergart. Den passerer høyst sannsynlig godt under den vestre spissen av Alnsjøfeltet som består av permiske dagbergarter, og vil dermed gå i de granittiske dypbergartene helt fram til ca. pel 16,5 km. Her passerer den imidlertid en steiltstående overgang til permiske dagbergarter og vil gå i disse fram til ca. 19,3 km, rett under Ørfiskebekken ved Kruttverket. Det kan være en kortere strekning omtrent ved 17,5-18,0 km med kambro-siluriske sedimenter. Fra Kruttverket og fram til tunnelåpningen ved Rotnes, ca. pel 21,0 km, går traséen i kambro-siluriske sedimenter.

Påhugget ved Rotnes ligger i et område med stort sett blottlagt fjell, og det forventes derfor ingen vesentlige problemer med løsmasser eller liten fjelloverdekning.

Det er regnet med et tverrslag på 700 m fra Grytebekken, som vil dele tunnelstrekningen noe skjævt, og gi en lengste tunnelstreng (mot Rotnes) på 8,9 km. Dette vil gi en anleggstid for tunnelen på ca. 2 år.

Et tverrslag som deler tunnelstrekningen i to like deler må gå fra sørenden av Store Gryta og inn på tunneltraséen på 14,0 km. Dette tverrslaget vil bli 1,4 km langt, og vil gi en anleggstid på 1 år 8 mnd.

På østsiden av Nittedal går traséen på nytt inn i tunnel mellom Nordby og Østby, ca. pel 22,0 km. Her har prøveboring vist at det bare er 1-2 m løsmasser over fjellet, og at påhugget også her blir greit.

Ved Kasbekken, ca. 300 m innenfor påhugget er overdekningen såpass liten over skissert trasé at det må påregnes åpning til tunnelen og bygging av et lokk i betong.

Fra påhugget og videre innunder Romeriksåsen vil traséen gå i prekambriske gneiser helt til tunnelåpningen ved Trolsnes, ca. pel 29,3. På en ca. 500 m lang strekning omkring pel 25,0 km kan tunnelen krysse en stripe med permiske dypbergarter som er kartlagt i terrenget, men det er uvisst hvor dypt denne stikker ned under terrengoverflata.

Påhugget ved Trolsnes ligger på et sted som har bare noen få meters løsmassemekthet over fjellet, og det forventes derfor et enkelt og greit påhugg.

Trasévariant c, Storo - Kjøl

Påhugget er det samme som beskrevet under d1, og første del av traséen fram til ca. 16,5 km vil ha samme geologiske forhold som d1.

Ved denne varianten vil tunnelen gå inn i permiske dagbergarter ved ca. 16,5 km, med overgang til kambro-siluriske sedimenter ved ca. 17,5 km, og fortsette i disse fram til tunnelåpningen ved Kjølslia på ca. 18,5 km.

Det er her regnet med et tverrslag på 1,3 km fra Solemskogen, som gir en lengste tunnelstreng i underkant av 6 km, dvs. anleggstid på ca. 1 år 3 mnd. Et alternativt tverrslag fra Breisjøen (under Sponkollen) kan bli noe kortere.

(Påhugg/forskjæring Kjølslia, se D).

Trasévariant f1, Rotnes nord - Bekkeberget

Denne varianten vil få de samme geologiske forhold som D1 Rotnes - Trolsnes, med mulighet for ca. 500 m permiske dypbergarter midt i tunnelen, som ellers vil gå i prekambriske gneiser hele veien. Tunnelen vil bli noe kortere enn D1, ca. 6,8 km (fra 22,0 - 28,8 km).

(Påhugg/forskjæring Bekkeberget, se D).

VARIANT d1.2, STORO - ROTNES SØR - TROLSNES

Dette alternativet har felles trasé med d1.1 fram til ca. 17,0 km, hvor det dreier av til høyre og kommer ut i dagen 200-300 m sørvest for Mo. Her er så å si bart fjell og lite graving for påhugg.

De geologiske forholdene er slik som for D1.1 bortsett fra den siste strekningen i kambro-silur ut mot Nittedal, som her er bare 0,4 km (mot 1,6 km for Rotnes nord).

På østsiden av Nittedal går traséen inn i tunnel ca. 400 m øst for Rauerskauvegen, først en kort strekning i permiske dypbergarter og deretter i prekambriske gneiser bortsett fra enda en kort strekning i permiske dypbergarter, slik som D1.1. På den siste strekningen før tunnelåpningen ved Trolsnes er traséen igjen felles med d1.1.

Trasévariant f2, Rotnes sør - Bekkeberget

Denne varianten er sammenfallende med d1.2 fram til Nittedal, men dreier litt mot sør og går inn i tunnel på østsiden av dalen ca. 300 m sør for d1.2. Den går her i litt lengre strekninger med kambriske dypbergarter, men ellers i prekambriske gneiser som d1.2, og faller i østre ende inn på samme trasé som D2 mot tunnelåpningen ved Bekkeberget.

ALTERNATIV L1/L2, BRYN - LILLESTRØM

Dette hovedalternativet har tre forskjellige løsninger ved Bryn stasjon:

Den ene har samme løsning for påhugg som D2, under Etterstadsletta fra Gjøvikbanen/Hovedbanen, men svinger deretter til høyre og krysser under Bryn stasjon og passerer videre midt under Nordre Skøyen hovedgård. Denne løsningen går i kambro-siluriske sedimenter fra Etterstad til Bryn stasjon, hvor den krysser ei svakhetszone/forkastning, og går videre derfra i grunnfjellsgneiser.

Den andre løsningen går inn i bart grunnfjell på sørsiden av jernbanen like øst for Bryn stasjon, og videre i retning mot nordenden av Lutvann (tilsvarende D2, variant a2).

Den tredje løsningen går inn i bart fjell på sørsiden av jernbanen ca. 200 m vest for Bryn stasjon, og får ny stasjon i fjell under Lambertseterbanen og Østensjøbanen på sørsiden av nåværende Bryn stasjon. Også denne løsningen blir i sin helhet liggende i grunnfjellsgneiser.

Fra Bryn stasjon går de skisserte traséene med litt forskjellig kurvatur mot nordenden av Lutvann, videre går traséen under Langvannet (litt nord for midten), såvidt nord for Fjellhamar stasjon og ut igjen like vest for jernbanebrua over Nitelva mellom Rælingen og Lillestrøm. Hele strekningen går tunnelen her i grunnfjellsgneiser, for det meste glimmergneiser.

Påhugg i Rælingen er tenkt i Strømsdalen, hvor det etter avsluttet tunneldrift vil bli støpt betongkulvert, og tunnelen vil herfra drives de siste ca. 200 meter ut mot forskjæring i bart fjell mot nåværende linje. I Strømsdalen er det bart fjell i begge dalsidene, mens løsmasse-mektigheten i bunnen av dalen ikke er undersøkt.

Litt lenger vest er det konstatert fjell i dagen på begge sider av dalsøkket ved Linjevegen/Ringvegen, og midt i dalsøkket er det boret ca. 10 m ned til fjell.

Her må jernbanetunnelen samtidig krysse over avløpstunnelen fra RA-2, som har tak-nivå på +104,5. Terrengnivået er på det laveste +130, laveste registrerte fjellflate er +120, og med 5 m fjelloverdekning vil avstanden mellom de to tunnelene bli ca. 3 m. Med så liten avstand er det nødvendig å utføre meget nøyaktige forsterkningstiltak foran stoffen, i form av lange, innstøpte bolter eller forspente stag.

Strekningen Bryn-Lillestrøm er så lang at det kreves et tverrslag omtrent på midten for å få anleggstida ned under 2 år. Det er regnet med et 800 m langt tverrslag ved Robsrud, som medfører en lengste tunnelstreng (mot Bryn) på 7,8 km. Anleggstida vil da bli ca. 1 år 8 mnd. forutsatt at ingen spesielle problemer påtreffes.

ALTERNATIV L1, LILLESTRØM - SKEDSMOKORSET - ASK

Dette alternativet går inn i fjelltunnel på vestsiden av E6, etter kryssing under denne i betongkulvert. Bergarten er prekambisk gneis. Ved Skedsmokorset samfunnshus er det fjell i dagen i hele området nord for Rv. 120, og overdekningen er derfor tilstrekkelig fram til kryssing av riksvegen før planlagt stasjon. Stasjonsområdet vil få åpen byggegrop i ca. 500 meters lengde.

Ved stasjonens nord-vestre ende er det konstatert fjellblotninger like nord for bensinstasjonen, under rekkehusa på sørsiden av Midtskogvegen og bare 20-30 m inn i Korsfjellvegen. Videre ut mot Tæruddalen er det bart fjell i hele åsen, og god overdekning for en tunnel.

Øverst i Ulvedalen går linja inn i en ny tunnel gjennom Flatnerfjellet og Brådalsfjellet. Den blir ca. 3,8 km lang, og kommer ut like under Fv. C176.2 vest for Ask, hvor det er lite eller ingen løsmasser over fjellet i det aktuelle påhuggsområdet.

Trasévariant p, Lillestrøm - Vardeåsen - Ask

Varianten er planlagt med åpen stasjon mellom Trondheimsvegen og Lurudvegen. Herfra går linja i tunnel gjennom Vardeåsen i litt over 1 km, forbi Lurud sykehjem. Her er det små løsmasser, og greie påhugg i begge ender av tunnelen.

Etter kryssing av Rv. 120 ved Leikvoll går traséen inn i ny tunnel ved Bjønndalen, og kommer inn på L1 midt under Brådalsfjellet (Ulvedalshøgda). Bergarten er prekambeisk gneis i begge disse tunnelstrekningene.

ALTERNATIV E1, GARDERMOEN V - RÅHOLT

I hele området mellom Gardermoen og Eidsvoll består berggrunnen av prekambrisk gneis. Alle tunnelene vil derfor få stort sett godt fjell, uten større problemer eller ekstra kostnader.

Den eneste tunnelen på denne strekningen går inn i fjell ca. 300 m vest for E6. Under Granhaugdalen like øst for Europavegen er overdekningen bare 7-8 m til terreng, og det er dermed risiko for at tunnelen vil endres til åpen skjæring. Videre mot nord-øst er overdekningen større, og myrene i terrenget tyder på tett og godt fjell.

Forskjæringa i vest er godt plassert i en bratt fjellkulle i skogsterreng, mens det østre påhugget kan være noe kritisk i forhold til nærliggende bebyggelse (rystelser). Ca. 200 m innenfor østre påhugg er det også et søkk i terrenget som har bare 5-6 m overdekning, og hvor det kan bli nødvendig å ha åpen skjæring, som senere kan støpes igjen.

Variant x, Gardermoen vest - Dal nye stasjon

Denne varianten får en ca. 400 m lang tunnel gjennom Ladderudåsen, som får gode påhugg i bart fjell i begge ender. Tunnelen krysser under E6 omtrent midt på, med ca. 10 m overdekning av fjell.

Variant (alfa), Gardermoen vest 2 - Råholt

Denne traséen går inn i fjell i østkanten av Verkenmåsan i en bratt fjellskrent ca. 200 m vest for E6, og passerer under Europavegen med 6-7 meters fjelloverdekning. Den 1,5 km lange tunnelen fortsetter deretter med 10-35 m fjelloverdekning fram til tunnelåpningen like sør for ny Råholt stasjon ved Sagmovegen, hvor det er renskurt fjell over påhugget.

ALTERNATIV E2, GARDERMOEN Ø - DAL

Den eneste tunnelstrekningen i dette linjealternativet ligger lengst sør i Ladderudåsen og blir ca. 800 m lang. Tunnelen krysser to meget markerte svakhetssoner like ved et vannreservoar, og terrenget ligger bare 3-5 m over tunneltaket. Her må det sannsynligvis åpnes skjæringer som senere støpes igjen. På resten av strekningen er det godt fjell og betryggende overdekning, og det er praktisk talt bart fjell ved påhuggene.

Variant y, Gardermoen øst - Råholt

Denne varianten faller sammen med E1 i nordre ende av tunnelen under Bekkedalshøgda, mens motsatt ende kurver av mot sør i stedet for mot vest (E1). Søndre tunnelåpning blir liggende 40-50 m sør for E6, og passerer under denne med 6-8 m fjell-overdekning. Videre under Håkonsholene, Bekkedalsmyrene og Bekkedalshøgda er det god overdekning, men et lavpunkt nær nordre tunnelåpning som kan gi problemer er beskrevet under E1.

KOSTNADSOVERSLAG

På de følgende sidene gis et kostnadsoverslag for anleggsarbeidet fram til ferdig sikret tunnel med drenering og eventuelt nødvendig pumpesystem for lekkasjevann.

Det er tatt sikte på et sikringsomfang som gir en vedlikeholdsfri tunnel med hensyn til fjellrensk og vannlekkasje. Dette vil si at alle fjellflater dekkes med minimum 4 cm fiberarmert sprøytebetong og at alle vannlekkasjer i potensielle frostsoner blir isolert og ført ned til frostfritt drencsystem.

Anslagene for tunnel-lengder i de enkelte bergarter er som tidligere nevnt noe usikre, da de kun baserer seg på overflateobservasjoner av bergartgrensene. Dette gjelder spesielt for dagbergartene i Alnsjøfeltet, som sannsynligvis har en skråttliggende og delvis foldet grense mot dypbergartene, og i tillegg har en usikker utstrekning i dybden.

En oversikt med hoveddata for alle tunnelene er gitt etter overslagene for enkelt-tunnelene.

BESKRIVELSE AV DE ENKELTE KOSTNADSELEMENTENE**Driving av tunnel,**

omfatter sprengning og normal rensk før eventuell ytterligere sikring.

Utlasting,

opplasting og transport til forskjæring.

Injeksjonsomganger,

boring av ca. 25 injeksjonshull à 25 m og injeksjon med cementbasert injeksjonsmasse.

Bolter,

3-4 m lange rørbolter ferdig gyst.

Sprøytebetong,

kvalitet C35 med normal tilsetning av 25 mm EE-fiber eller tilsvarende, med tykkelse 4-8 cm.

Utstøping,

ca. 40 cm uarmert betong, dvs. ca. 10 m³ pr. lm tunnel.

Vann- og frostsikring,

10 cm PE-skum forankret med korte bolter og dekket med ca. 5 cm fiberarmert sprøytebetong.

Denne metoden er valgt fordi den enkelt kan tilpasses lokale variasjoner i sikringsbehovet, og fordi den gir fordeler i forhold til de store trykkvariasjonene omkring høyhastighets-tog, sammenlignet med frittstående hvelvkonstruksjoner.

På frostfrie strekninger kan PE-skummet erstattes av et tynnere materiale (membran), men også dette må festes godt og dekkes med et lag sprøytebetong.

Omfanget er grovt regnet til 2 km pr. tunnel med isolert sikring (50% av de ytterste 3+1 km) og 10% av mellomliggende strekning med uisolert utførelse.

VA-systemer

omfatter drenering med selvfall og én pumpestasjon i eventuelt lavbrekk for hver tunnel.

Driving av 30 m² tverrslag

er tatt med der tverrslag er nødvendig for å holde anleggstida under 2 år. Kostnaden inkluderer nødvendige sikringstiltak for utførelse av anleggsarbeidet.

Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging, er anslått til 2,5 % for de lengste tunnelene, stigende til 4 % for de korteste.

Alle betongarbeider og eventuelt andre konstruksjoner i forskjæringene og åpne skjæringer er tatt med under konstruksjoner, og kostnadsskillet for tunnelene ligger dermed konsekvent i påhuggsflatene.

GARDERMOBANEN

TUNNEL: STORO - ROTNES NORD (D.1.1)

L = 13.500 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	1.800.000 m ³	à kr.	130	140.400'
Utlasting og transp. til forskj.	1.800.000 m ³	à kr.	30	32.400'
Injeksjonsomganger	90 stk.	à kr.	80.000	7.200'
Bolter, lengde 3-4 m	45.000 stk.	à kr.	400	18.000'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	14.900 m ³	à kr.	3.500	52.200'
Utstøpning, 40 cm	600 lm	à kr.	30.000	18.000'
Vann- og frostsikring	2.950 lm	à kr.	12.000	35.400'
Div. betongarbeider		RS		
VA-systemer	13.500 lm	à kr.	1.500	20.300'
Driving av 30 m ³ tverrslag, GRYTEBEKKEN	700 lm	à kr.	12.000	<u>8.400'</u>
				332.300'
Uforutsett		10%		<u>33.230'</u>
				365.530'
Rigg og drift		15%		<u>54.830'</u>
Totale entreprenørarbeider				420.360'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>12.610'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>432.970'</u> =====
Løpemetervis ekskl. avgift		32.072		=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ROTNES NORD - TROLSNES (D.1.1)

L = 7.300 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	584.000 m ³	à kr.	130	75.900'
Utlasting og transp. til forskj.	584.000 m ³	à kr.	30	17.500'
Injeksjonsomganger	30 stk.	à kr.	80.000	2.400'
Bolter, lengde 3-4 m	14.800 stk.	à kr.	400	5.900'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	7.300 m ³	à kr.	3.500	25.600'
Utstøpning, 40 cm	180 lm	à kr.	30.000	5.400'
Vann- og frostsikring	2.350 lm	à kr.	12.000	28.200'
VA-systemer	7.300 lm	à kr.	1.500	<u>11.000'</u>
				171.900'
Uforutsett		10%		<u>17.190'</u>
				189.090'
Rigg og drift		15%		<u>28.360'</u>
Totale entreprenørarbeider				217.450'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>5.440'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>222.890'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift			30.583	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ELTONÅSEN (D.1.1)

L = 1.800 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	144.000 m ³	à kr.	130	18.720'
Utlasting og transp. til forskj.	144.000 m ³	à kr.	30	4.320'
Injeksjonsomganger	5 stk.	à kr.	80.000	400'
Bolter, lengde 3-4 m	3.600 stk.	à kr.	400	1.440'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	1.000 m ³	à kr.	3.500	3.500'
Utstøpning, 40 cm	60 lm	à kr.	30.000	1.800'
Vann- og frostsikring	900 lm	à kr.	12.000	10.800'
VA-systemer	1.800 lm	à kr.	1.500	<u>2.700'</u>
				43.680'
Uforutsett		10%		<u>4.370'</u>
				48.050'
Rigg og drift		15%		<u>7.210'</u>
Totale entreprenørarbeider				55.260'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		4%		<u>2.210'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				57.470' =====
Løpemerpris ekskl. avgift			31.927	=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: STORO - KJUL (var. c)

L = 11.000 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	880.000 m ³	à kr.	130	114.400'
Utlasting og transp. til forskj.	880.000 m ³	à kr.	30	26.400'
Injeksjonsomganger	70 stk.	à kr.	80.000	5.600'
Bolter, lengde 3-4 m	31.800 stk.	à kr.	400	12.700'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	11.450 m ³	à kr.	3.500	40.100'
Utstøpning, 40 cm	540 lm	à kr.	30.000	16.200'
Vann- og frostsikring	2.700 lm	à kr.	12.000	32.400'
VA-systemer	11.000 lm	à kr.	1.500	16.500'
Driving av 30 m ³ tverrslag, SOLEMSKOGEN	1.300 lm	à kr.	12.000	<u>15.600'</u>
				279.900'
Uforutsett		10%		<u>27.990'</u>
				307.890'
Rigg og drift		15%		<u>46.180'</u>
Totale entreprenørarbeider				354.070'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>8.850'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>362.920'</u> =====
Løpemerpris ekskl. avgift			32.993 =====	
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ROTNES NORD - BEKKEBERGET (var. f1)

L = 6.900 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	552.000 m ³	à kr.	130	71.760'
Utlasting og transp. til forskj.	552.000 m ³	à kr.	30	16.560'
Injeksjonsomganger	40 stk.	à kr.	80.000	3.200'
Bolter, lengde 3-4 m	14.000 stk.	à kr.	400	5.600'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	6.900 m ³	à kr.	3.500	24.150'
Utstøpning, 40 cm	300 lm	à kr.	30.000	9.000'
Vann- og frostsikring	2.300 lm	à kr.	12.000	27.600'
VA-systemer	6.900 lm	à kr.	1.500	<u>10.350'</u>
				168.220'
Uforutsett		10%		<u>16.820'</u>
				185.040'
Rigg og drift		15%		<u>27.760'</u>
Totale entreprenørarbeider				212.800'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>6.380'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>219.180'</u> =====
Løpemetervis ekskl. avgift			31.766	=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: STORO - ROTNES SØR (D1.2)

L = 12.200 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	976.000 m ³	à kr.	130	126.880'
Utlasting og transp. til forskj.	976.000 m ³	à kr.	30	29.280'
Injeksjonsomganger	80 stk.	à kr.	80.000	6.400'
Bolter, lengde 3-4 m	40.800 stk.	à kr.	400	16.320'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	13.550 m ³	à kr.	3.500	47.430'
Utstøpning, 40 cm	560 lm	à kr.	30.000	16.800'
Vann- og frostsikring	2.850 lm	à kr.	12.000	34.200'
VA-systemer	12.200 lm	à kr.	1.500	18.300'
Driving av 30 m ³ tverrslag, GRYTEBEKKEN	700 lm	à kr.	12.000	<u>8.400'</u>
				304.010'
Uforutsett		10%		<u>30.400'</u>
				334.400'
Rigg og drift		15%		<u>50.160'</u>
Totale entreprenørarbeider				384.570'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>9.610'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				394.180' =====
Løpemetervis ekskl. avgift		32.310		=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ROTNES SØR - TROLSNES (D1.2)

L = 7.700 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	616.000 m ³	à kr.	130	80.080'
Utlasting og transp. til forskj.	616.000 m ³	à kr.	30	18.480'
Injeksjonsomganger	30 stk.	à kr.	80.000	2.400'
Bolter, lengde 3-4 m	15.750 stk.	à kr.	400	6.300'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	7.700 m ³	à kr.	3.500	26.950'
Utstøpning, 40 cm	240 lm	à kr.	30.000	7.200'
Vann- og frostsikring	2.400 lm	à kr.	12.000	28.800'
VA-systemer	7.700 lm	à kr.	1.500	<u>11.550'</u>
				181.760'
Uforutsett		10%		<u>18.180'</u>
				199.940'
Rigg og drift		15%		<u>29.990'</u>
Totale entreprenørarbeider				229.930'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>6.900'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>236.830'</u> =====
Løpemeiterpris ekskl. avgift			30.756	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ROTNES SØR - BEKKEBERGET (var. f2)

L = 6.800 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	544.000 m ³	à kr.	130	70.720'
Utlasting og transp. til forskj.	544.000 m ³	à kr.	30	16.320'
Injeksjonsomganger	35 stk.	à kr.	80.000	2.800'
Bolter, lengde 3-4 m	14.200 stk.	à kr.	400	5.680'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	6.800 m ³	à kr.	3.500	23.800'
Utstøpning, 40 cm	280 lm	à kr.	30.000	8.400'
Vann- og frostsikring	2.300 lm	à kr.	12.000	27.600'
VA-systemer	6.800 lm	à kr.	1.500	<u>10.200'</u>
				165.520'
Uforutsett		10%		<u>16.550'</u>
				182.070'
Rigg og drift		15%		<u>27.310'</u>
Totale entreprenørarbeider				209.380'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>6.280'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>215.660'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift			31.715	=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ETTERSTAD - KJUL (D2)

L = 14.800 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	1.184.000 m ³	à kr.	130	153.920'
Utlasting og transp. til forskj.	1.184.000 m ³	à kr.	30	35.520'
Injeksjonsomganger	75 stk.	à kr.	80.000	6.000'
Bolter, lengde 3-4 m	50.900 stk.	à kr.	400	20.360'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	16.300 m ³	à kr.	3.500	57.050'
Utstøpning, 40 cm	460 lm	à kr.	30.000	13.800'
Vann- og frostsikring	3.100 lm	à kr.	12.000	37.200'
VA-systemer	14.800 lm	à kr.	1.500	22.200'
Driving av 30 m ² tverrslag, ALNSJØEN	1.200 lm	à kr.	15.000	<u>18.000'</u>
				364.050'
Uforutsett		10%		<u>36.410'</u>
				400.460'
Rigg og drift		15%		<u>60.070'</u>
Totale entreprenørarbeider				460.530'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>11.510'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>472.040'</u> =====
Løpemerpris ekskl. avgift			31.895	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: KJUL - BEKKEBERGET (D2)

L = 8.100 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	648.000 m ³	à kr.	130	84.240'
Utlasting og transp. til forskj.	648.000 m ³	à kr.	30	19.440'
Injeksjonsomganger	50 stk.	à kr.	80.000	4.000'
Bolter, lengde 3-4 m	17.750 stk.	à kr.	400	7.100'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	8.100 m ³	à kr.	3.500	28.350'
Utstøpning, 40 cm	420 lm	à kr.	30.000	12.600'
Vann- og frostsikring	2.400 lm	à kr.	12.000	28.800'
VA-systemer	8.100 lm	à kr.	1.500	<u>12.150'</u>
				196.680'
Uforutsett		10%		<u>19.670'</u>
				216.350'
Rigg og drift		15%		<u>32.450'</u>
Totale entreprenørarbeider				248.800'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>6.220'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>255.020'</u> =====
Løpemerpris ekskl. avgift			31.484	=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ALNABRU - KJUL (var. a1)

L = 10.300 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	824.000 m ³	à kr.	130	107.120'
Utlasting og transp. til forskj.	824.000 m ³	à kr.	30	24.720'
Injeksjonsomganger	55 stk.	à kr.	80.000	4.400'
Bolter, lengde 3-4 m	37.550 stk.	à kr.	400	15.020'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	11.800 m ³	à kr.	3.500	41.300'
Utstøpning, 40 cm	320 lm	à kr.	30.000	9.600'
Vann- og frostsikring	2.650 lm	à kr.	12.000	31.800'
VA-systemer	10.300 lm	à kr.	1.500	15.450'
Driving av 30 m ² tverrslag, AMMERUDVEIEN	800 lm	à kr.	15.000	<u>12.000'</u>
				261.410'
Uforutsett			10%	<u>26.140'</u>
				287.550'
Rigg og drift			15%	<u>43.130'</u>
Totale entreprenørarbeider				330.680'
Konsulenthonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging			2,5%	<u>8.270'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>338.950'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift			32.908	<u>=====</u>
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: BRYN - ALNABRU - KJUL, ØST (var. a2)

L = 14.400 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	1.152.000 m ³	à kr.	130	149.760'
Utlasting og transp. til forskj.	1.152.000 m ³	à kr.	30	34.560'
Injeksjonsomganger	60 stk.	à kr.	80.000	4.800'
Bolter, lengde 3-4 m	46.050 stk.	à kr.	400	18.420'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	15.750 m ³	à kr.	3.500	55.125'
Utstøpning, 40 cm	340 lm	à kr.	30.000	10.200'
Vann- og frostsikring	3.050 lm	à kr.	12.000	36.600'
VA-systemer	14.400 lm	à kr.	1.500	21.600'
Driving av 30 m ² tverrslag, NEDRE GRORUD	700 lm	à kr.	12.000	<u>8.400'</u>
				339.470'
Uforutsett		10%		<u>33.950'</u>
				373.420'
Rigg og drift		15%		<u>56.010'</u>
Totale entreprenørarbeider				429.430'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>10.740'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>440.170'</u> =====
Løpemetervis ekskl. avgift			30.567	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: BRYN - LILLESTRØM (L1/L2)

L = 12.800 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	1.024.000 m ³	å kr.	130	133.120'
Utlasting og transp. til forskj.	1.024.000 m ³	å kr.	30	30.720'
Injeksjonsomganger	100 stk.	å kr.	80.000	8.000'
Bolter, lengde 3-4 m	26.000 stk.	å kr.	400	10.400'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	13.000 m ³	å kr.	3.500	45.500'
Utstøpning, 40 cm	860 lm	å kr.	30.000	25.800'
Vann- og frostsikring	2.900 lm	å kr.	12.000	34.800'
VA-systemer	12.800 lm	å kr.	1.500	19.200'
Driving av 30 m ² tverrslag, ROBSRUD	800 lm	å kr.	12.000	<u>9.600'</u>
				317.140'
Uforutsett		10%		<u>31.710'</u>
				348.850'
Rigg og drift		15%		<u>52.330'</u>
Totale entreprenørarbeider				401.180'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		2,5%		<u>10.030'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				411.210' =====
Løpeterpris ekskl. avgift			32.125	===== 32.125
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: SKEDSMOKORSET (L1) EKSBL. STASJON

$$L = 1.400 \text{ lm}, \quad A = 80 \text{ m}^2$$

Driving av tunnel, inkl. rensk	112.000 m ³	à kr.	130	14.560'
Utlasting og transp. til forskj.	112.000 m ³	à kr.	30	3.360'
Injeksjonsomganger	10 stk.	à kr.	80.000	800'
Bolter, lengde 3-4 m	2.800 stk.	à kr.	400	1.120'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	1.000 m ³	à kr.	3.500	3.500'
Utstøpning, 40 cm	60 lm	à kr.	30.000	1.800'
Vann- og frostsikring	1.400 lm	à kr.	12.000	16.800'
VA-systemer	1.400 lm	à kr.	1.500	<u>2.100'</u>
				44.040'
Uforutsett		10%		<u>4.400'</u>
				48.440'
Rigg og drift		15%		<u>7.270'</u>
Totale entreprenørarbeider				55.710'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>1.670'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				57.380' =====
Løpeterpris ekskl. avgift			40.987	===== =====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: ULVEDALEN - ASK (L1)

L = 4.100 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	328.000 m ³	å kr.	130	42.640'
Utlasting og transp. til forskj.	328.000 m ³	å kr.	30	9.840'
Injeksjonsomganger	10 stk.	å kr.	80.000	800'
Bolter, lengde 3-4 m	8.200 stk.	å kr.	400	3.280'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	4.100 m ³	å kr.	3.500	14.350'
Utstøpning, 40 cm	60 lm	å kr.	30.000	1.800'
Vann- og frostsikring	2.100 lm	å kr.	12.000	25.200'
VA-systemer	4.100 lm	å kr.	1.500	<u>6.150'</u>
				104.060'
Uforutsett		10%		<u>10.410'</u>
				114.470'
Rigg og drift		15%		<u>17.170'</u>
Totale entreprenørarbeider				131.640'
Konsulenthonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>3.950'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>135.590'</u> =====
Løpemepris ekskl. avgift			33.070	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

TUNNEL: VARDEÅSEN (var. p)

L = 700 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	56.000 m ³	à kr. 130	7.280'
Utlasting og transp. til forskj.	56.000 m ³	à kr. 30	1.680'
Injeksjonsomganger	2 stk.	à kr. 80.000	160'
Bolter, lengde 3-4 m	1.500 stk.	à kr. 400	600'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	200 m ³	à kr. 3.500	700'
Utstøpning, 40 cm	30 lm	à kr. 30.000	900'
Vann- og frostsikring	700 lm	à kr. 12.000	8.400'
VA-systemer	700 lm	à kr. 1.500	<u>1.050'</u>
			20.770'
Uforutsett		10%	<u>2.080'</u>
			22.850'
Rigg og drift		15%	<u>3.430'</u>
Totale entreprenørarbeider			26.280'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		4%	<u>1.050'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift			<u>27.330'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift		39.041	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91			

GARDERMOBANEN

TUNNEL: BJØNNDALEN - ASK (var. p)

L = 3.300 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	264.000 m ³	à kr.	130	34.320'
Utlasting og transp. til forskj.	264.000 m ³	à kr.	30	7.920'
Injeksjonsomganger	5 stk.	à kr.	80.000	400'
Bolter, lengde 3-4 m	6.600 stk.	à kr.	400	2.640'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	2.000 m ³	à kr.	3.500	7.000'
Utstøpning, 40 cm	60 lm	à kr.	30.000	1.800'
Vann- og frostsikring	2.000 lm	à kr.	12.000	24.000'
VA-systemer	3.300 lm	à kr.	1.500	<u>4.950'</u>
				83.030'
Uforutsett			10%	<u>8.300'</u>
				91.330'
Rigg og drift			15%	<u>13.700'</u>
Totale entreprenørarbeider				105.030'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging			3%	<u>3.150'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>108.180'</u> =====
Løpemetervis ekskl. avgift			32.780	=====

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: RISMYRA - GRINDA (E1)

L = 1.600 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	128.000 m ³	à kr. 130	16.640'
Utlasting og transp. til forskj.	128.000 m ³	à kr. 30	3.840'
Injeksjonsomganger	10 stk.	à kr. 80.000	800'
Bolter, lengde 3-4 m	3.200 stk.	à kr. 400	1.280'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	500 m ³	à kr. 3.500	1.750'
Utstøpning, 40 cm	100 lm	à kr. 30.000	3.000'
Vann- og frostsikring	1.200 lm	à kr. 12.000	14.400'
VA-systemer	1.600 lm	à kr. 1.500	<u>2.400'</u>
			44.110'
Uforutsett		10%	<u>4.410'</u>
			48.520'
Rigg og drift		15%	<u>7.280'</u>
Totale entreprenørarbeider			55.800'
Konsulenthonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%	<u>1.670'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift			<u>57.470'</u> =====
Løpemeeterpris ekskl. avgift		35.920	<u>=====</u>
Kostnadsnivå pr. 01.09.91			

GARDERMOBANEN

TUNNEL: LADDERUDÅSEN (var. x)

L = 400 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	32.000 m ³	à kr.	130	4.160'
Utlasting og transp. til forskj.	32.000 m ³	à kr.	30	960'
Injeksjonsomganger	2 stk.	à kr.	80.000	160'
Bolter, lengde 3-4 m	1.000 stk.	à kr.	400	400'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	100 m ³	à kr.	3.500	350'
Utstøpning, 40 cm	40 lm	à kr.	30.000	1.200'
Vann- og frostsikring	400 lm	à kr.	12.000	4.800'
VA-systemer	400 lm	à kr.	1.500	<u>600'</u>
				12.630'
Uforutsett		10%		<u>1.260'</u>
				13.890'
Rigg og drift		15%		<u>2.090'</u>
Totale entreprenørarbeider				15.980'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		4%		<u>640'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>16.620'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift		41.548		<u>=====</u>

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

GARDERMOBANEN

TUNNEL: VESTVOLL - STEIN (E2)

L = 800 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	64.000 m ³	à kr.	130	8.320'
Utlasting og transp. til forskj.	64.000 m ³	à kr.	30	1.920'
Injeksjonsomganger	10 stk.	à kr.	80.000	800'
Bolter, lengde 3-4 m	2.000 stk.	à kr.	400	800'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	200 m ³	à kr.	3.500	700'
Utstøpning, 40 cm	100 lm	à kr.	30.000	3.000'
Vann- og frostsikring	700 lm	à kr.	12.000	8.400'
VA-systemer	800 lm	à kr.	1.500	<u>1.200'</u>
				25.140'
Uforutsett		10%		<u>2.510'</u>
				27.650'
Rigg og drift		15%		<u>4.150'</u>
Totale entreprenørarbeider				31.800'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		4%		<u>1.270'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>33.070'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift			41.343	=====
Kostnadsnivå pr. 01.09.91				

GARDERMOBANEN

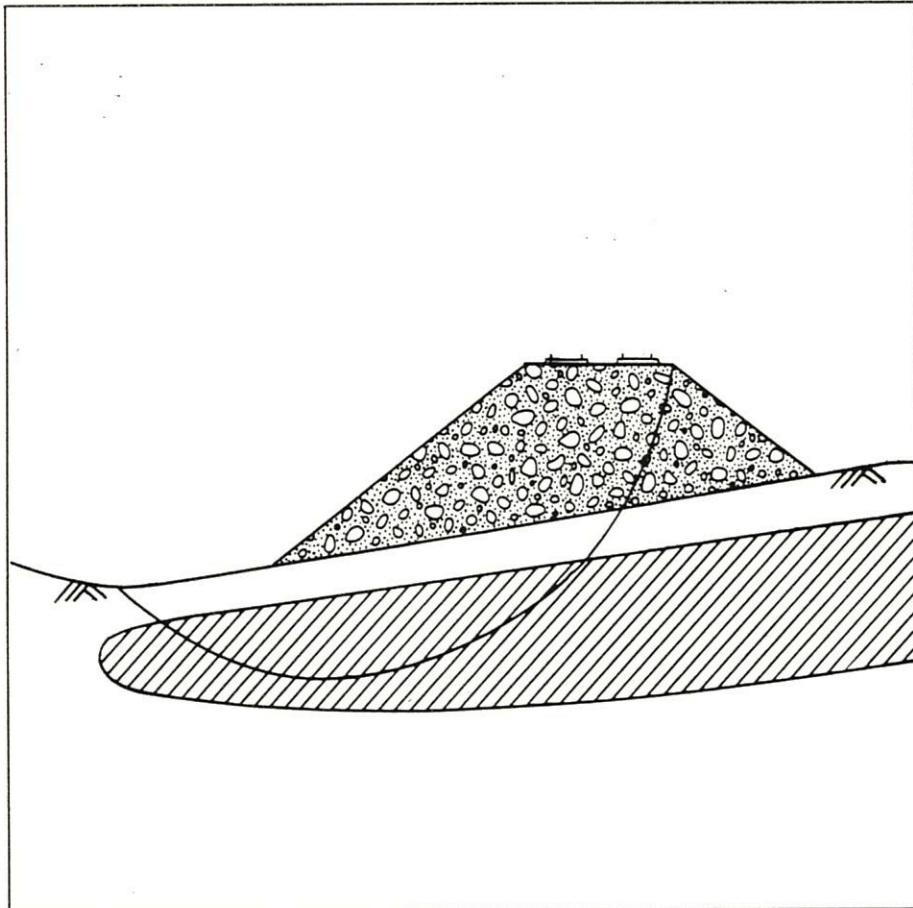
TUNNEL: GRANHAUGDALEN - GRINDA (var. y)

L = 1.500 lm, A = 80 m²

Driving av tunnel, inkl. rensk	120.000 m ³	à kr.	130	15.600'
Utlasting og transp. til forskj.	120.000 m ³	à kr.	30	3.600'
Injeksjonsomganger	6 stk.	à kr.	80.000	480'
Bolter, lengde 3-4 m	3.500 stk.	à kr.	400	1.400'
Sprøytebetong, t = 4-8 cm	500 m ³	à kr.	3.500	1.750'
Utstøpning, 40 cm	60 lm	à kr.	30.000	1.800'
Vann- og frostsikring	1.200 lm	à kr.	12.000	14.400'
VA-systemer	1.500 lm	à kr.	1.500	<u>2.250'</u>
				41.280'
Uforutsett		10%		<u>4.130'</u>
				45.410'
Rigg og drift		15%		<u>6.810'</u>
Totale entreprenørarbeider				52.220'
Konsulentonorar, videre undersøkelser, byggeoppfølging		3%		<u>1.570'</u>
Totalkostnad ekskl. avgift				<u>53.790'</u> =====
Løpeterpris ekskl. avgift			35.857	<u>=====</u>

Kostnadsnivå pr. 01.09.91

JERNBANE TIL GARDERMOEN



Delrapport geoteknikk

NGI-rapport 910004-1, bind 2 av 2

Utført for NSB, Avdeling for utvikling og miljø.

1 oktober 1991



 **Taugbøl & Øverland**

V E D L E G G C T R A S É E R O V E R L I L L E S T R Ø M

I N N H O L D

1.	GENERELT	C2
2.	LEIRSUND - LINDEBERG	C2
2.1	Leirsund, vestre linje	C3
2.2	Leirsund, østre linje	C4
2.3	Leirsund - Lindeberg	C5
3.	DØLIDALEN - KVERNDALEN	C6
4.	LILLESTRØM - ULVEDALEN	C6
4.1	Lillestrøm - Skedsmokorset	C7
4.2	Tæruddalen - Ulvedalen	C9
4.3	Slogum - Vardåsen	C10
4.4	Vardåsen - Ulvedalen	C11
5.	ASK - ÅMOT	C12

22 figurer

1. GENERELT

Traséer over Lillestrøm betegnes som Lillestrøm-linja og omfatter traséene L1 og L2 med en del lokale varianter.

Trase L1 går som hovedlinje fra Oslo S via Lillestrøm, Skedsmokorset, Ulvedalen, Ask til Åmot (Bekkeberget) hvor den faller sammen med Direktelinja, trasé D, fra Nittedal.

Trasé L1 er felles med L2 fram til Lillestrøm. Herfra følger den hovedsakelig dagens jernbane, unntatt ved Leirsund/Lindeberg, fram til Bogstadbråten, km 18,0, hvor den går i ny trasé langs vestsiden av E6 fram til krysning av eksisterende Rv 174 og dreier av vestover mot flyplassen.

De strekninger langs traséene hvor det er utført geotekniske vurderinger, er beskrevet i de etterfølgende avsnitt.

2. LEIRSUND - LINDEBERG

Denne strekningen omfatter traséalternativ L2, km 4,5 - 11,0. Trasé L2 går på vestsiden av Leira forbi Leirsund. Vi har også vurdert en østre linje forbi Leirsund som faller sammen med hovedalternativet ved Skrøver.

Fig. C01 - C10 viser boreplan og profiler med boreresultater for denne strekningen.

Grunnforholdene langs denne strekningen domineres av mektige leiravsetninger. På høydepartiene langs Gauterudvegen og ved Frogner kirke er det en del toppmasser av sand. Disse er elveavsatt i forbindelse med



at Leira gjennom tidene har erodert seg ned fra et antatt tidligere terrengnivå på kote 130 - 140. Langs dagens elveløp finnes også lokale sandavsetninger.

Tidligere boringer utført i forbindelse med faresonekartlegging kvikkleireskred viser betydelig forekomst av kvikkleire langs denne strekningen. Mesteparten av strekningen ligger således innenfor såkalte skraverte områder.

2.1 Leirsund, vestre linje

Linja går her med lave fyllings-/ skjæringshøyder fram til bru over Leira hvor tilløpsfyllinger blir opp til 10 m høye.

Tidligere NGI-boringer ved Børke og Enger viser kvikkleire fra henholdsvis 19 m og 25 m under terreng. Boring 650 - 651, Fig. C08, indikerer ikke kvikkleire i linja. Ved bru over Leira, km 7,65, viser boring 656 fjell/fast grunn i ca 30 m dybde. Løsmassene består her av ca 7 m sand over bløt, siltig leire med udrenert skjærstyrke fra 20 - 30 kPa.

På strekningen km 4,5 - 7,2 forventes ikke spesielle stabilitetsproblemer. På begge sider av brua, km 7,4 - 7,7, bør fylling over kote 110 utføres med lette masser, her antatt Leca lettklinker. Dette av hensyn til stabilitet og setninger. Videre må det utføres erosjonssikring av fyllingsfoten mot Leira med plastring.

Bru ved Leira forutsettes fundamentert på peler til fjell eller fast grunn. Avhengig av bruløsning, dvs spennvidder og laster, kan det imidlertid her være mulig å benytte sålefundamentering.

2.2 Leirsund, østre linje

Østre linje forbi Leirsund tar av fra hovedalternativet ved ca km 4,5, krysser Leira ved ca km 5,7, fortsetter videre langs østsiden av Leira forbi Leirud og knytter seg til hovedalternativet ved Skrøver. Denne er ikke vist på figurene.

Ved bru over Leira viser tidligere boringer utført av Vegvesenet at grunnen består av 4 - 5 m siltig sand over siltig leire. Det er boret til ca 27 m uten at fjell/fast grunn er påtruffet. Brua over Leira forutsettes fundamentert på peler til fjell eller fast grunn, antatt i ca 30 m dybde.

På strekningen km 4,5 - 6,5 forventes ikke spesielle stabilitetsproblemer.

Ved Leirud, ca km 6,6 - 7,5, viser boringer mektige kvikkleireforekomster i hele skråningen ned mot Leira, Fig. C05 - C07. Oppe på platået er det kvikkleire fra 20 - 25 m under terreng, mens nede ved elva ligger kvikkleire bare 5 - 7 m under terreng.

På denne strekningen er dagens stabilitetsforhold etter vår vurdering utilfredsstillende med tanke på den planlagte jernbaneutbyggingen. Dette bygger på stabilitetsberegninger basert på foreliggende grunnlagsmateriale sammenholdt med erfaringer om topografi og grunnforhold fra tidligere skredulykker.

Store fjelldybder kombinert med mektige kvikkleireforekomster innebærer at man med dagens teknologi ikke kjenner til effektive metoder for å stabilisere området. Det kan således ha meget store teknisk/økonomiske konsekvenser å bygge jernbane gjennom området.

Stabilitetsberegningene er basert på relativt enkle undersøkelser av leiras skjærstyrke. For å kunne dokumentere endelig om hvorvidt stabilitetsforholdene er tilfredsstillende eller ikke, bør det derfor ut-



føres mer omfattende grunnundersøkelser med avansert bestemmelse av leiras skjærstyrke i laboratoriet samt nøyaktigere stabilitetsberegninger.

2.3 Leirsund - Lindeberg

Linja går her delvis på fylling og delvis i skjæring. Fyllingshøyden blir opptil 13 m og skjæringsdybden opptil 12 m.

Ved Skrøver, km 8,1 - 8,4, viser boringer kvikkleire fra ca 12 m under terreng. Her kommer traubunnen ned på kvikkleira. Der hvor skjæringshøyden blir større enn 6 - 7 m, forutsettes stabilisering med kalk-/sementpeler for å ivareta stabiliteten. Tilleggs kostnadene for stabilisering er beregnet til ca kr 10.000,- pr lm.

Videre fram til Haldenvegen, Rv 170, antas kvikkleire fra ca 15 m under terreng. Her forutsettes motfylling i bunn av ravinen opp til ca kote 120, Fig. C09.

Fylling høyere enn kote 125 i dalsøkk km 9,25 - 9,45 forutsettes utført med Leca lettklinker. Dette av hensyn til setninger.

Ved Lindeberg, km 9,9 - 11,5, viser både tidligere og nye boringer kvikkleire fra ca 15 - 16 m under terreng. På strekningen km 9,9 - 10,4 forutsettes av hensyn til skråningsstabiliteten at det etableres motfylling ved å fylle opp dalbunn slik at høydeforskjellen opp til banenivå ikke blir mer enn ca 6-7 m.

Det samme gjelder strekningen gjennom Lindeberg, km 10,6 - 11,1. På deler av denne strekningen må derfor Ulverudbekken også legges i kulvert.

3. DØLIDALEN - KVERNDALEN

Denne strekningen omfatter traséalternativ L2, km 22,0 - 23,5. Traséen følger her vestsiden av E6 hvor den krysser Dølidalen og Kverndalen på fylling.

Dølidalen er opprinnelig en ravedal og E6 går her på ca. 25 m høy fylling. Vegfyllingen består av en sentral kjerne bygd som "sandwich"-konstruksjon og med side-/ støttefyllinger av leire med skråningshelning ca 1:8. Vegen var ferdig 1979, og vegvesenet opplyser at setningene i dag praktisk talt er avsluttet.

Fyllingshøyden for jernbanelinja, målt fra banenivå til nivå ved fyllingsfot, blir på opptil 20-25 m. Selv om det her ikke forventes store stabilitetsproblemer, må det påregnes noe bruk av stabiliserende motfylling i bunnen av dalen. Dølibekken går i dag i et løp oppå vegfyllingen. Denne må enten legges i lang kulvert eller føres gjennom jernbanefyllingen i kort kulvert og videre i nytt løp oppå fyllingen.

Like før Kverndalen, ca. km 23,25, går grensen mellom marine leiravsetninger på sørsiden og breelvavsetninger på nedsiden. Fylling for jernbanen over Kverndalen blir her liggende på breelvavsetninger, og det forventes derfor ikke spesielle stabilitetsproblemer.

4. LILLESTRØM - ULVEDALEN

Denne strekningen omfatter traséalternativ L1, km 2,0 - 10. Trasé L1 går via Skedsmokorset. En trasévariant p tar av fra hovedalterntivet vest for Slogum gård, ca km 4,5, krysser E6 mellom Skedsmokorset og Berger, går i kort tunnel gjennom sørenden av Vardåsen, hvoretter den krysser Ulvedalsbekken før den går inn i ny fjell tunnel og knytter seg til L1.

Fig. C11-C18 viser boreplan og profiler med borerresultater for denne strekningen.

4.1 Lillestrøm - Skedsmokorset

Denne strekningen omfatter trasé L1, km 1,95 - 6,8.

KM 1,95 - 2,65

Banen blir her liggende på fylling med høyde opptil 7 - 8 m (L1). På denne strekningen er det ikke foretatt grunnundersøkelser. Under forutsetning av omtrent samme grunnforhold som ved km 3,2 (se nedenfor), burde ikke denne strekning by på stabilitetsproblemer av betydning.

KM 2,80 - 3,40

Det blir her fylling med høyde opptil 18 m (L1). CPT-boring 850 indikerer sand og silt på de øverste 10 m, derunder leire med udrenert skjærstyrke på 50 - 70 kPa ned til 18 m hvor boringen er avsluttet i faste masser.

Under disse forhold antas en fylling bestående av drenerte masser (grus, stein, "sandwich"-fylling) og utlagt med skråningshelninger (i gjennomsnitt) på 1:3, å ha tilstrekkelig stabilitet.

Da løsavsetningene er forbelastet som følge av erosjon, vil fyllingen representere en gjenbelastning og derved gi beskjedne setninger, 10-20 cm. Både disse setningene og egensetningene i fyllingen, som kan bli av samme størrelsesorden, bør i alt vesentlig være unnagjort i løpet av byggeperioden.

*KM 3,5 - 4,9*

Banen vil her bli liggende delvis på fylling og delvis i skjæring. Fyllingshøyden blir opptil 14 m (L1) og skjæringsdybdene opptil 18 m (p).

De tre dreietrykksonderingene 851, 852 og 853 som er utført på denne strekningen indikerer relativt bra grunnforhold, antagelig bestående av lagdelt materiale, sand, silt og leire.

Antagelig vil fyllingene ikke by på store stabilitetsproblemer. Det bør imidlertid kostnadmessig forutsettes visse stabilitetsforebyggende tiltak som slake skråningshelninger (1:3) eller et visst omfang av kontrafyllinger. Setninger av det ferdige banelegemet vil trolig ikke bli noe betydelig problem.

Stabiliteten av skjæringene er avhengig av grunnvannstanden og strømningsforhold i grunnen som i dag er ukjent. Man bør foreløpig regne med skjæringer som ikke er brattere enn 1:3, og at det kan bli noe kostander i forbindelse med etablering av et filter/ drenslag på nederste parti av skjæringsskråningen.

KM 5,0 - 6,0

Banen vil her bli liggende i skjæring med graveskråning med opptil 15 m høyde. Det antas at grunnforholdene er omtrent av samme karakter som angitt for foregående strekning, og det henvises derfor til det som der er sagt om skjæringer.

KM 6,3 - 6,8

Man vil her få en byggegrop for en stasjon som er ca 24 m bred og 500 m lang. På en stor del av strekningen er gravedybden 13 - 15 m og dybden



til fjell 20 - 25 m. Ifølge prøveserie 859 består grunnen ned til 17 m dybde av vekslende lag av leire, silt og sand. Da terrenget her ligger på mellom kote 190 og 195, er avsetningene tilnærmet normalkonsolidert, og leiren er bløt til middels fast.

Det forutsettes at denne utgravingen må foretas i spuntet byggegrop. Omfanget, og derved kostnadene, av avstivningsarbeidene er imidlertid beheftet med en viss usikkerhet.

I verste fall forutsettes at man har høy grunnvannstand og høye poretrykk som av hensyn til omgivelsene må opprettholdes i byggeperioden. Derved må man ha en meget stiv stålspunt til fjell avstivet med skråstag til fjell. Vi antar at en slik løsning vil innebære ca 15.000 m² spunt til en gjennomsnittlig kostnad på mellom 3.000 og 4.000 kr pr m². Hvis spunten aksepteres som permanent vegg i stasjonen, spares et betydelig beløp når det gjelder forskaling og betong.

Det kan være betydelige beløp å spare her hvis det er mulig å drenere massene utenfor og under byggegropa i anleggstiden ved hjelp av pumpebrønner.

I tilfelle av høye poretrykk som må opprettholdes i permanenttilstanden, kan vanntrykk mot bunnplaten komme til å representere et problem med hensyn til oppdrift av stasjonen.

4.2 Tæruddalen - Ulvedalen

Fra fjelltunnelen ved km 7,75 går linja på 5-6 m høy fylling over lett leirterreng, Tæruddalen, og kommer inn i fjellområde med tynt dekke av morenemasser på ca km 9,0.

Frem til tunnelpåhugget går linja stort sett i moderat sideskjæring, antagelig i det vesentlige i fjell, på vestsiden av Ulvedalsbekken.



På denne strekningen forventes ikke spesielle stabilitetsproblemer.

4.3 Slogum - Vardåsen

Denne strekningen omfatter variant p, km 5,0 - 6,6, Fig. C15-C18.

KM 5,0 - 6,0

På denne strekning vil banen bli liggende i skjæring, med gravedybder på opptil 17 m.

CPT-boring 861 ved km 5,4 indikerer en meget fast leire ned til 6 m dybde, derunder en middels fast leire ($s_u = 40 - 50$ kPa) videre ned til 9 m og så sand og silt til 11,5 m. Her ble boringen avsluttet i meget faste masser (eller fjell?) i et nivå 4 - 5 m over planlagt banenivå.

CPT-boring 862 ved km 5,9 indikerer leire med udrenert skjærstyrke lik 40-80 kPa ned til 15 m, derunder vekslende lag av leire, silt og sand ned til 20 m hvor boringen ble avsluttet i fast grunn. Skjærstyrkeverdiene over er i bra overensstemmelse med hva som tidligere er registret i forbindelse med undersøkelsen for ny E6 litt lenger nord.

Med de foreliggende grunnforhold kan man her regne med skjæringskråninger med helning 1:3. Det må forutsettes vannførende silt- og sandlag i grunnen som vil kreve erosjonsforebyggende tiltak, særlig i nedre parti av skrånningene.

KM 6,0 - 6,5

Banen vil her bli liggende på fylling over et antall ravinearmer med maksimal fyllingshøyde 17 m. Ifølge ovennevnte grunnundersøkelser for E6



består grunnen her stort sett av siltig leire med $s_u = 40-80$ kPa og lav sensitivitet.

Disse fyllingene antas å kunne bli utført med skråningshelninger (friksjonsmasser) på 1:2. Det bør regnes med en viss kontrafylling i bunnen av de dypeste ravinene slik at høydeforskjellen mellom bane og kontrafylling ikke overstiger 12 m. Nødvendig bredde av slik kontrafylling foran skråningfot kan bli 30-40 m.

Vi regner også her med at setningene ved rebelastning av grunnen under fyllingene vil bli beskjedne og få et raskt forløp, slik at setningsproblemer av betydning ikke vil eksistere for det ferdige anlegg.

KM 6,55 - 6,60

På denne strekning må E6 krysses med en 10-12 m dyp skjæring. Forutsetter at dette kan gjøres i spuntet byggegrop i to etapper. Antar for kostnadsoverslag 14 m lang spunt med innvendig avstivning til en enhetspris på kr 2.500,- pr m^2 spuntvegg.

4.4 Vardåsen - Ulvedalen

KM 9,2 - 10,0

Banen vil på denne strekning gå i fylling over ravinen ved omtrent km 9,35, 9,60 og 9,85. Maksimal fyllingshøyde i de tre tilfellene er henholdsvis 8 m, 12 m og 4 m.

Grunnen består her for en stor del av bløt til middels fast leire med udrenert skjærstyrke omkring 25-30 kPa. Vingeboring 866 ved km 9,95 viser at leiren her er meget sensitiv til kvikk mellom 5 og 10 m.

Ved de to førstnevnte ravinene hvor fyllingshøydene er 8 og 12 m, vil det bli nødvendig å legge ut en kontrafylling med nivå omkring 7 m under banens nivå og i bredde 30-40 m foran skråningsfot. Fyllingen ved km 9,85 har tilstrekkelig stabilitet.

Bekken kulverteres under hovedfylling og kontrafyllinger.

Vi antar at fremtidige setninger på linjen heller ikke her vil innebære noe betydelig problem.

5. ASK - ÅMOT

Denne strekningen omfatter traséalternativ L1, km 14,3 - 17,0, hvor den knytter seg til trasé D fra Nittedal.

Fig. C19-C22 viser boreplan og profiler med boreresultater.

Grunnen langs denne strekningen består av bløt leire, flere steder med kvikkleire fra 10 - 20 m under terreng. Dybdene til fjell langs linja varierer fra ca 15 - 35 m.

Området mellom Ask og Gjermaa er i forbindelse med faresonekartlegging kvikkleireskred klassifisert som et "skravert område".

Forskjæringen ved Ask antas å kunne utføres som åpen utgraving med skråningshelning 1:2 - 1:3.

Boring 817 ved Kulsrud søndre, som er et mulig stasjonsområde, viser kvikkleire fra ca kote 153 ned til fjell på kote 138. Det er grunn til å

anta at kvikkleira strekker seg helt ut til Kulsrudbekken som her ligger på ca kote 160. I skråningen ved Kulsrud nordre er det kvikkleire i linja fra ca kote 158 ned til fjell på kote 145. Her antas også kvikkleire helt ut til bekken. Boring 818 ved husene oppe på platået viser ikke kvikkleire. Tidligere undersøkelser i forbindelse med Gjermåa innterkommunale vannverk, NGI-opdrag 63043, viser også kvikkleire i skråningene ved Kulsrud.

Vurdering av topografi og grunnforhold sammenholdt med erfaring fra stabilitet av naturlige skråninger, gir grunnlag for å anta at de naturlige skråningene mot Kulsrudbekken, km 14,4 - 15,2, i dag står med lav sikkerhet. På denne strekningen er det derfor i forbindelse med utbygging av jernbane, påkrevd med tiltak for å bedre stabiliteten av naturlig terreng.

Det mest nærliggende tiltaket vil være å kulvertere bekken og etablere motfylling ved deponering av bløte leirmasser fra de relativt dype skjæringene langs linja.

Ved Kulsrud søndre, km 14,5, kan lokalstabiliteten av skjæringene ivaretas med skråningshelning 1:3.

Forbi Kulsrud nordre, km 14,9 - 15,2, er beliggenhet av kvikkleire kritisk for stabiliteten av skjæringene. Det antas her stabilisering med kalk-/ sementpeler. Ekstrakostnader for dette er beregnet til kr 15.000 - 20.000 pr lm.

Fra Kulsrud nordre fram til krysning av Fv C176.1, km 15,25 - 15,7, følger linja dalbunnen langsmed Kulsrudbekken, og det forventes her ikke spesielle stabilitetsproblemer.

Like etter kryssing av Fv C176.1 viser boring 821 i linja antatt kvikkleire fra ca kote 160, mens boring 820 oppe på toppen av ryggen ikke viser kvikkleire. Her kommer traubunn ned i antatt kvikkleire som vil være kritisk for skjæringsstabiliteten, Fig. C22.



Stabiliteten av skjæringen kan ivaretas enten med 7-8 m terrengavlastning eller stabilisering med kalk-/ sementpeler. Ved terrengavlastning kan massene plasseres i ravinen mot Rud. For begge alternativene er det påkrevd med en permanent tildekning/erosjonsbeskyttelse av kvikkleira i foten av skråningen. Tilleggs kostnadene for stabilisering er beregnet til ca kr 12.500 pr lm. Den aktuelle strekningen er ca 150 m.

Ved Rud, ca 400 m lenger nord, viser boring 155B i nedre del av skråningen kvikkleire fra ca 18 m under terreng, mens boring oppe ved gården ikke viser kvikkleire. Det er grunn til å anta at det er kvikkleire i nedre del av hele vestskråningen ned mot Gjermåa. Ved krysning av Gjermåa er grunnen meget bløt. I 1983 inntraff her et ras i forbindelse med at det et par år tidligere var foretatt en ca 1 m utdyping av elveløpet i samband med omleggingsarbeider 50-100 m oppstrøms.

Selv om fyllingshøyden her blir bare ca 3-5 m, må det påregnes tiltak for å ivareta stabiliteten. Vi antar at motfyllinger vil være å foretrekke, da man har tilgang på leirmasser fra tilstøtende skjæringer. Videre vil motfyllinger langs traséen bedre stabiliteten av de naturlige skråningene på begge sider av elva. Tykkelsene av motfyllingene vil bli moderate og utstrekningen må sees i sammenheng med kulvert og ny trasé for Gjermåa. På strekningen km 16,0 - 16,5 bør det derfor beregnes tilleggs kostander for stabilisering på ca kr 15.000 pr lm.

På vestsiden av Gjermåa viser boring 800 kvikkleire fra ca kote 146. Vi påtreffer kvikkleire fra samme nivå ved Åmot, km 17,0, boring 816. Det er således grunn til å anta at det under hele denne ryggen er gjennomgående meget sensitiv/ kvikk leire fra ca kote 145 - 148.

Forbi Åmot vestre, km 16,6 - 17,0, blir skjæringsdybden inntil 15 m. Kvikkleira ligger her ca 8 m under traubunn. For å ivareta skjæringsstabiliteten er det påkrevd med stabiliseringstiltak samt skråningshelning 1:3. Som grunnlag for kostnadsberegning antas stabilisering med kalk-/ sementpeler. Tilleggs kostnadene beregnes til kr 15.000 pr lm.

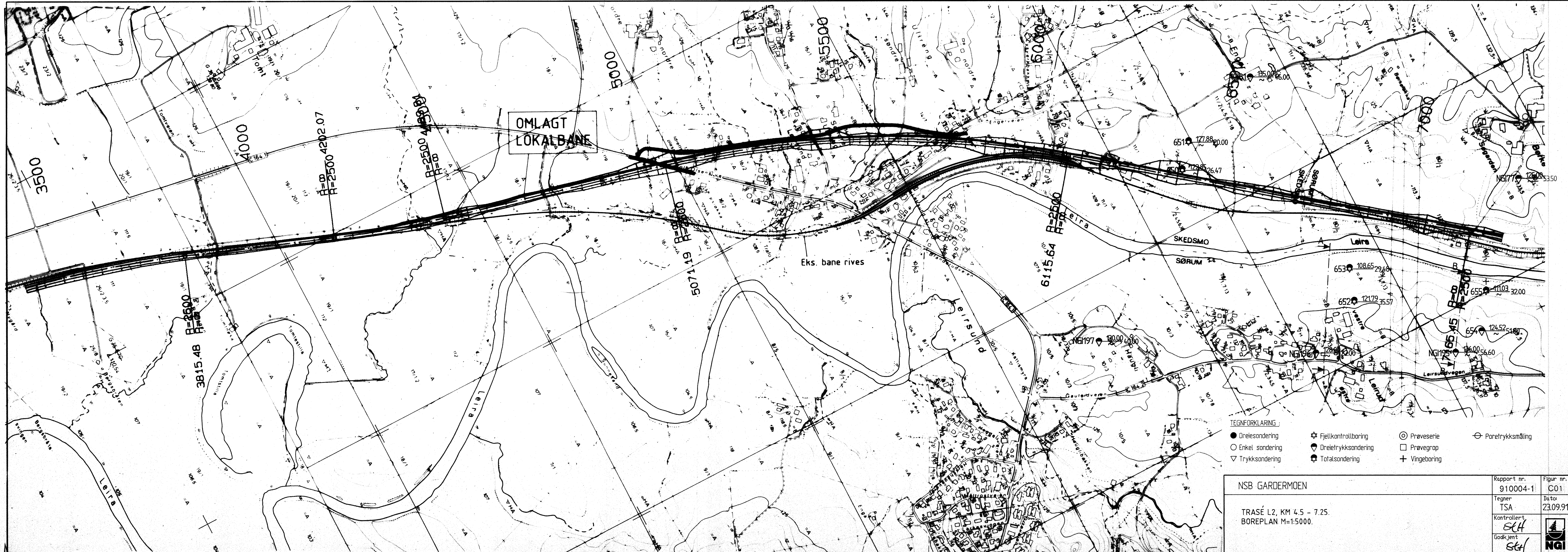


F I G U R O V E R S I K T

- Fig. C01 Trasé L2, km 4,5 - 7,25
Boreplan M = 1:5.000
- " C02 Trasé L2, km 7,25 -11,0
Boreplan M = 1:5000
- " C03 Trasé L2, km 4,5 - 7,25
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C04 Trasé L2, km 7,25 - 11,0
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C05 Leirsund
Profil A-A, M = 1:500
- " C06 Leirsund
Profil B-B, M = 1:500
- " C07 Leirsund
Profil C-C, M = 1:500
- " C08 Trasé L2, km 6,4
Tverrprofil M = 1:500
- " C09 Trasé L2, km 8,8
Tverrprofil km 8,8, M = 1:500
- " C10 Trasé L2, km 9,95
Tverrprofil km 9,95, M = 1:500
- " C11 Trasé L1, km 2,0 - 5,75
Boreplan M = 1:5.000
- " C12 Trasé L1, km 5,75 - 9,5
Boreplan M = 1:5.000
- " C13 Trasé L1, km 2,0 - 5,75
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C14 Trasé L1, km 5,75 - 9,5
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C15 Trasé p, km 3,8 - 7,5
Boreplan M = 1:5.000



- " C16 Trasé p, km 7,5 - 11,2
Boreplan M = 1:5000
- " C17 Trasé p, km 3,8 - 7,5
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C18 Trasé p, km 7,5 - 11,2
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C19 Trasé L1, km 13,25 - 17,0
Boreplan M = 1:5.000
- " C20 Trasé L1, km 13,25 - 17,0
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " C21 Trasé L1, km 15,0
Tverrprofil M = 1:500
- " C22 Trasé L1, km 15,8
Tverrprofil M = 1:500



Eks. bane rives

- TEGNFORKLARING:
- Dreiesontering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ★ Fjellkontrollboring
 - ⊙ Dreietrykksondering
 - ⊙ Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrøp
 - ⊕ Vingeoring
 - ⊖ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN

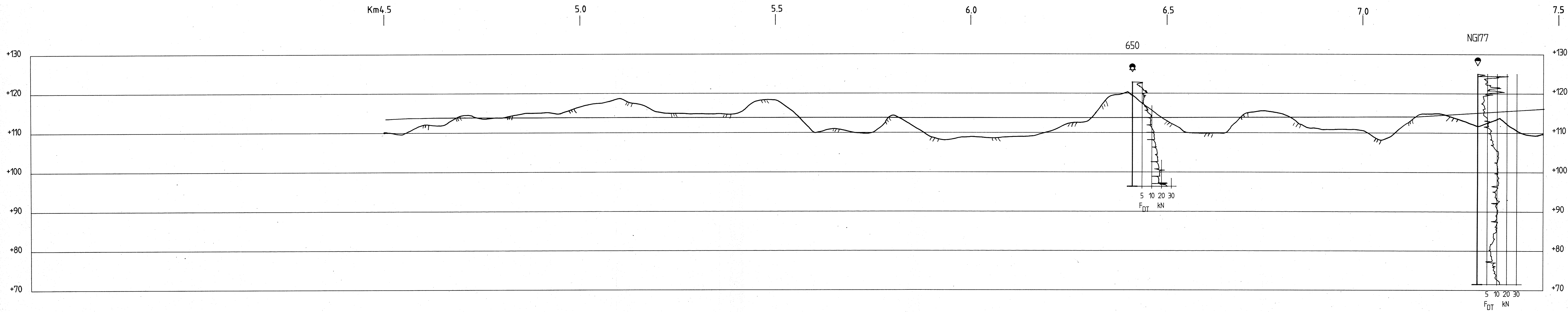
TRASÉ L2, KM 4.5 - 7.25.
BOREPLAN M=1:5000.


Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C01
Tegner TSA	Dato 23.09.91
Kontrollert GSK GSK Jent	NGI

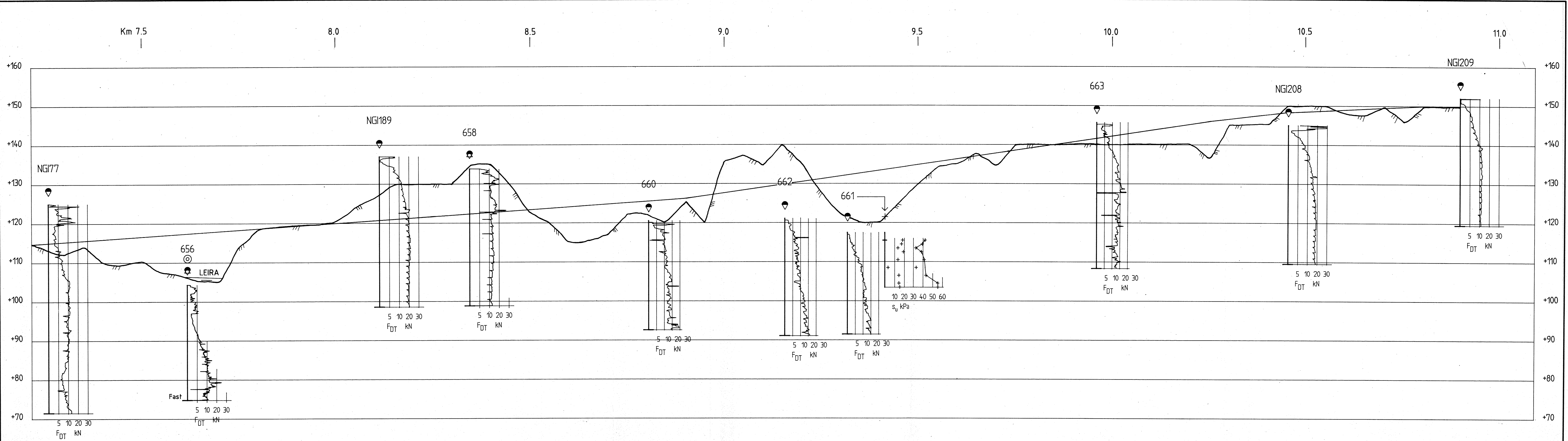


- TEGNFORKLARING:**
- Dreiesondring
 - Enkel sondring
 - ▽ Trykksondring
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondring
 - Totalsondring
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊕ Poretrykksmåling

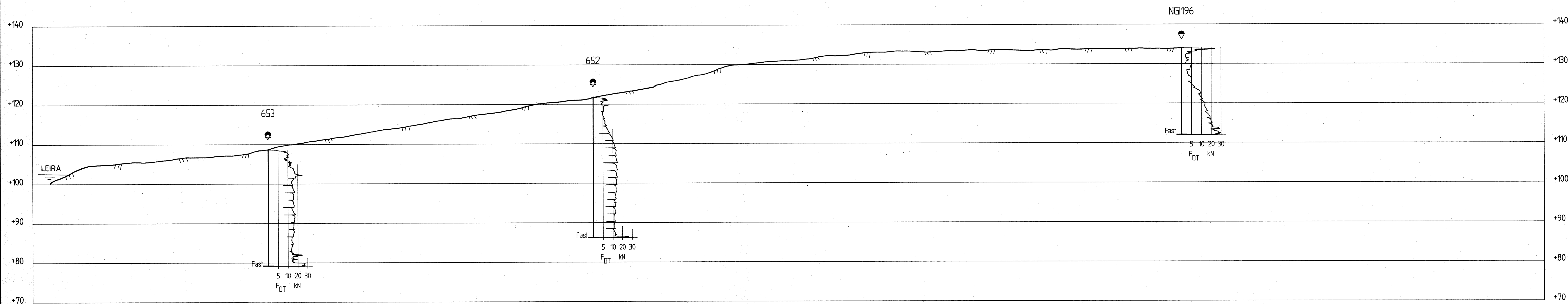
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C02
TRASÉ L2, KM 7.25 - 11.0 BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 23.09.91
		Kontrollert 	




NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C03
	Tegner TSA	Dato 23.09.91
TRASÉ L2, KM 4.5 - 7.25. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Kontrollert <i>Stef</i>	
	Godkjent <i>Stef</i>	

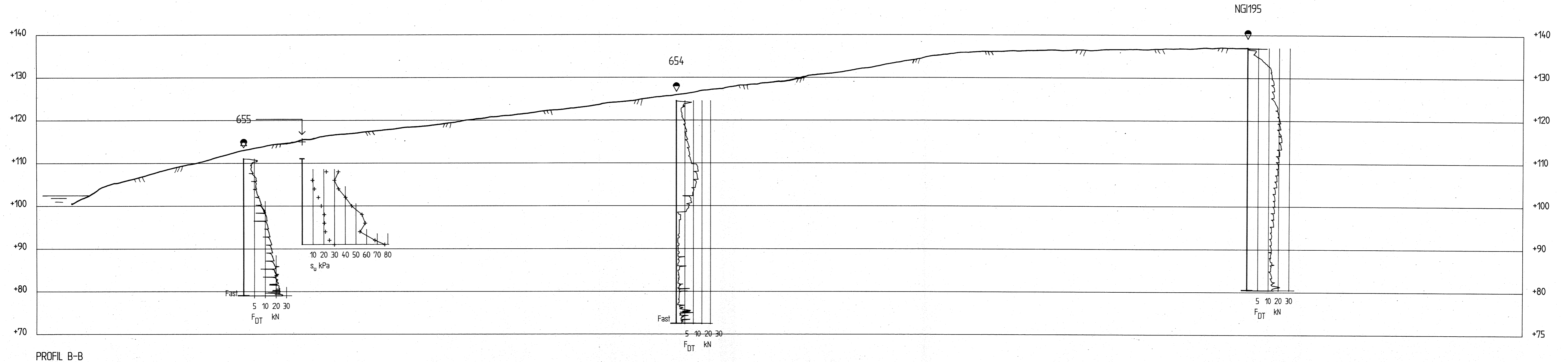


NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C04
TRASÉ L2, KM 7.25 - 11.0 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		Tegner TSA	Dato 29.05.91
		Kontrollert <i>stf</i> Godkjent <i>stf</i>	

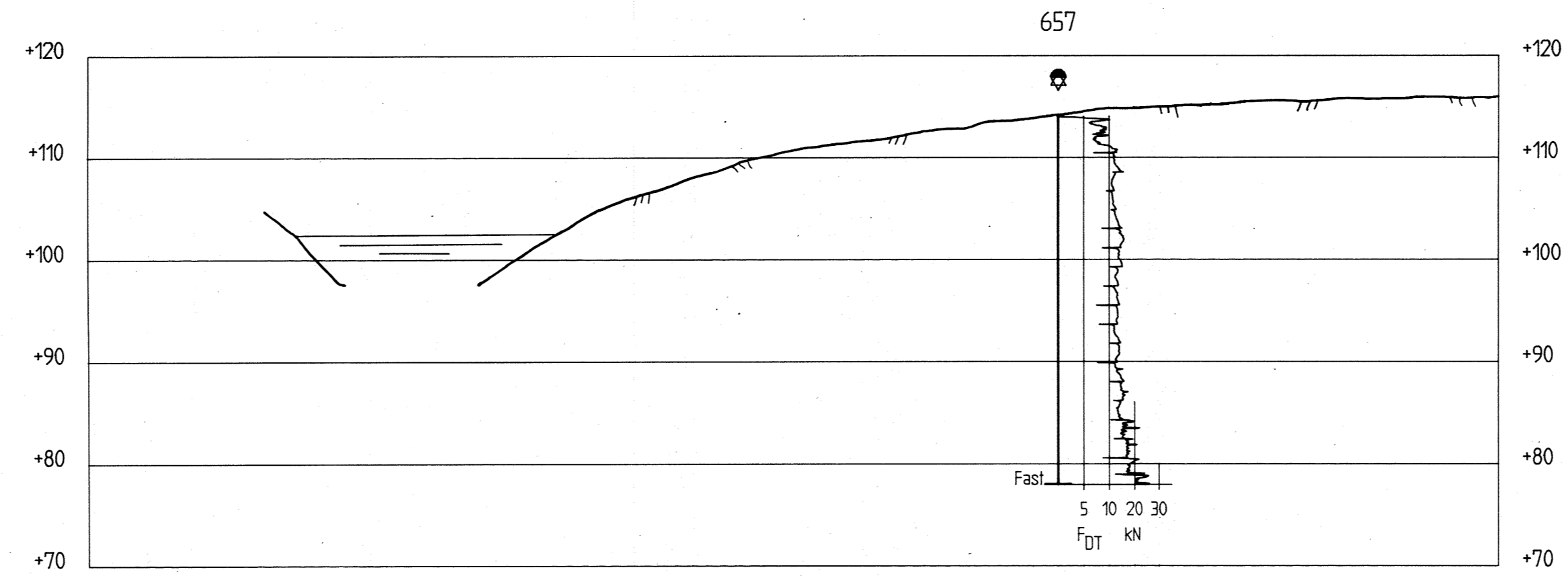


PROFIL A-A


NSB GARDERMOEN LERSUND. PROFIL A-A. M=1:500.	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	C05
	Tegner	TSA	Dato	21.09.91
	Kontrollert	<i>stf</i>		
	Godkjent	<i>stf</i>		



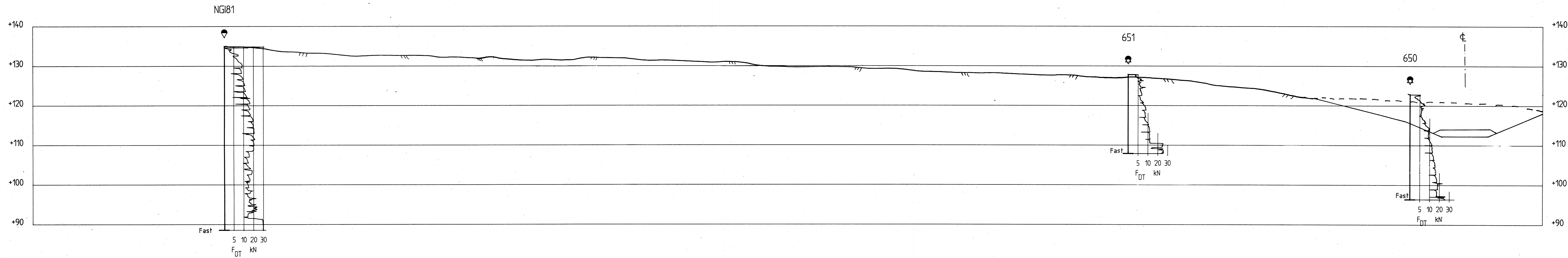
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C06
LEIRSUND. PROFIL B-B. M=1:500.		Tegner TSA	Dator 21.09.91
		Kontrollert <i>[Signature]</i> Godkjent <i>[Signature]</i>	




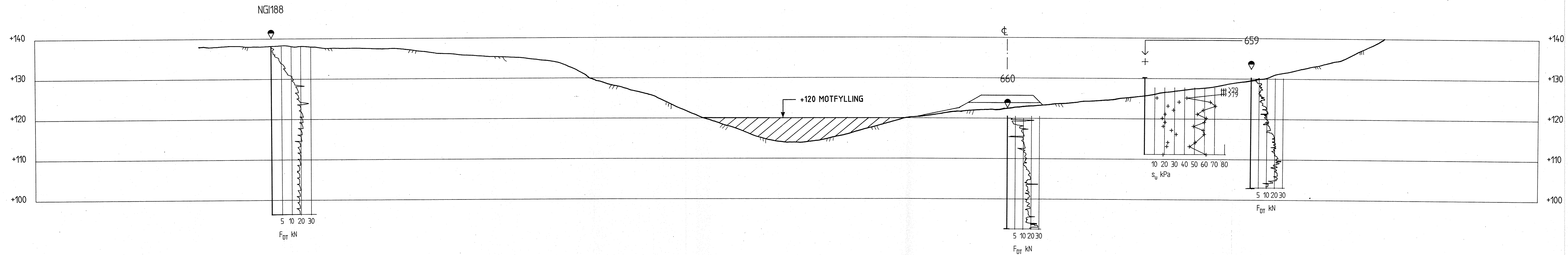
PROFIL C-C


NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C07
	Tegner TSA	Dato 21.09.91
	Kontroller <i>STH</i>	 NGI
	Godkjent <i>STH</i>	

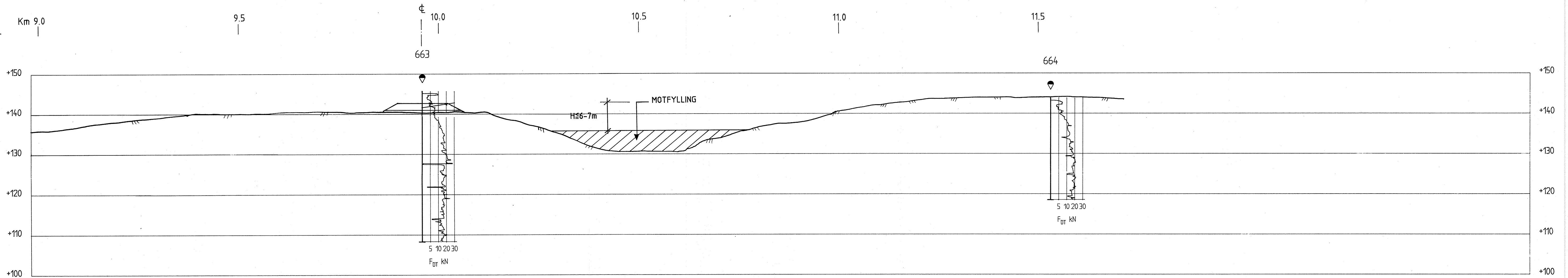
LEIRSUND.
PROFIL C-C.
M=1:500.




NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	C08
	Tegner	TSA	Dato	21.09.91
	Kontroller	<i>[Signature]</i>		
	Godkjent	<i>[Signature]</i>		
TRASÉ L2, KM 6.4. TVERRPROFIL M=1:500.				



NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	C09
	Tegner	TSA	Dato	21.09.91
	Kontrollert	<i>[Signature]</i>		
	Godkjent	<i>[Signature]</i>		
TRASÉ L2, KM 8.8. TVERRPROFIL M=1:500.				



NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	C10
	Tegner	TSA	Dato	21.09.91
	Kontroller	<i>STH</i>	Godkjent	<i>STH</i>
				

TRASÉ L2, KM 9.95.
TVERRPROFIL M=1:500.

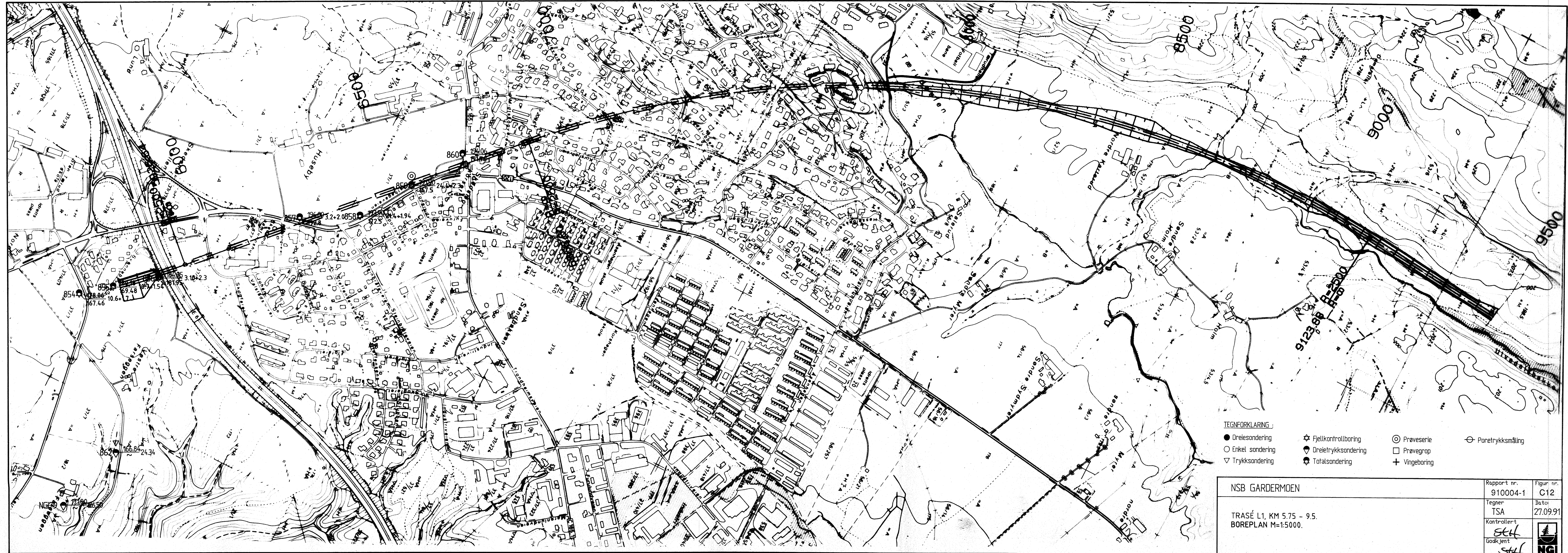


OMLAGT
GODSSPOR

OMLAGT
LOKALBANE

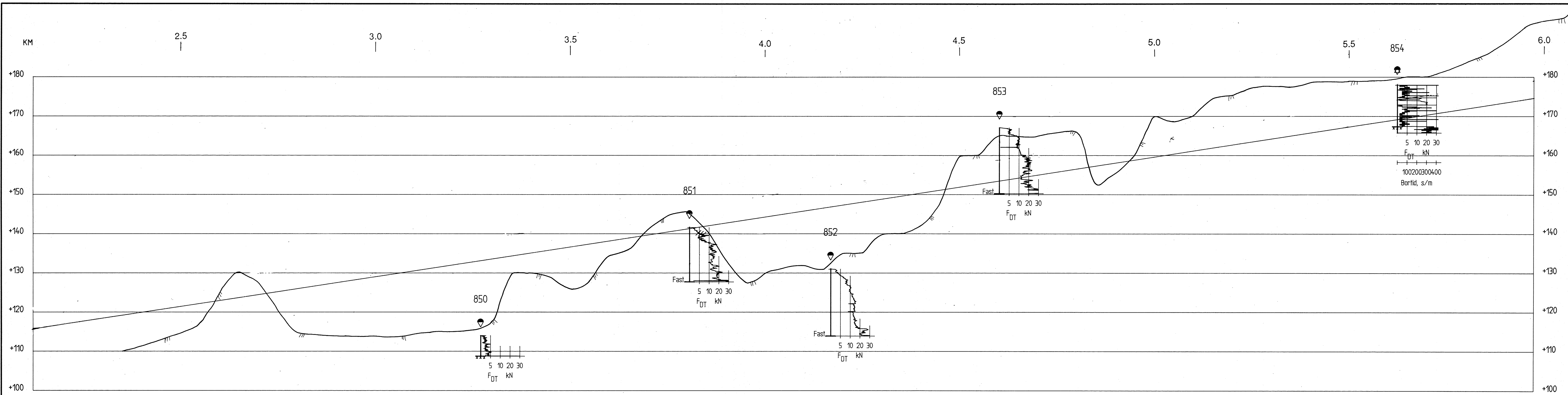
- TEGNFORKLARING:
- Jreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondering
 - Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C11
TRASÉ L1, KM 2.0 - 5.75. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
Kontrollert Goddjent			

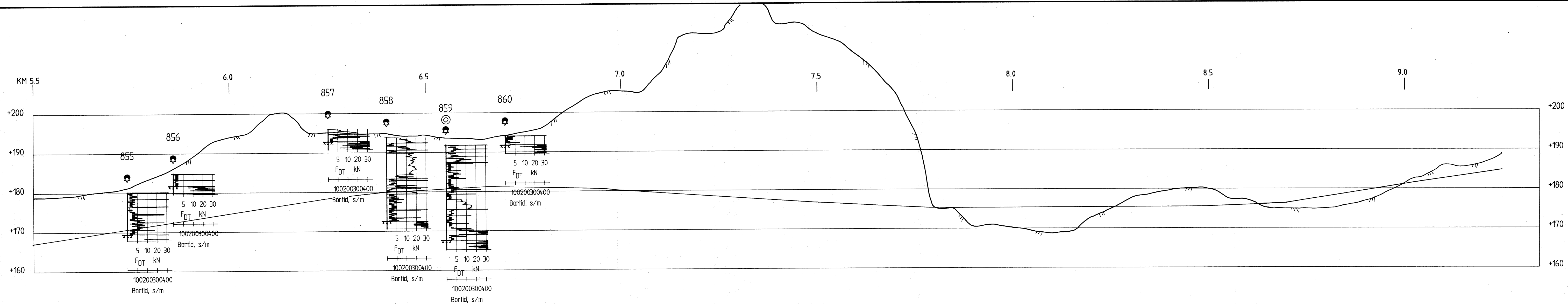


- TEGNFORKLARING:**
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ⊛ Fjellkontrollboring
 - ⊖ Dreietrykksondering
 - ⊕ Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊗ Porettrykksmåling

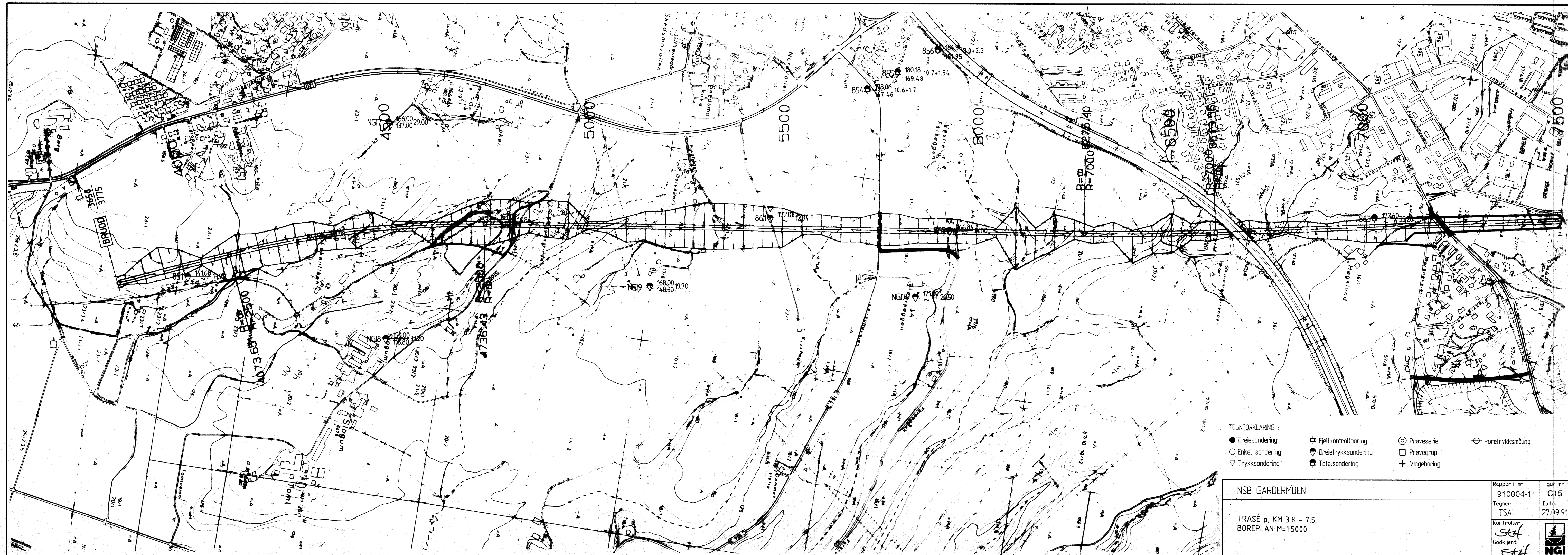
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C12
TRASÉ L1, KM 5.75 - 9.5. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert stf Goakjent	NGI



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C13
	TRASÉ L1, KM 2.0 - 5.75. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
	Kontrolleret <i>Stef</i> Godkjent <i>Stef</i>	

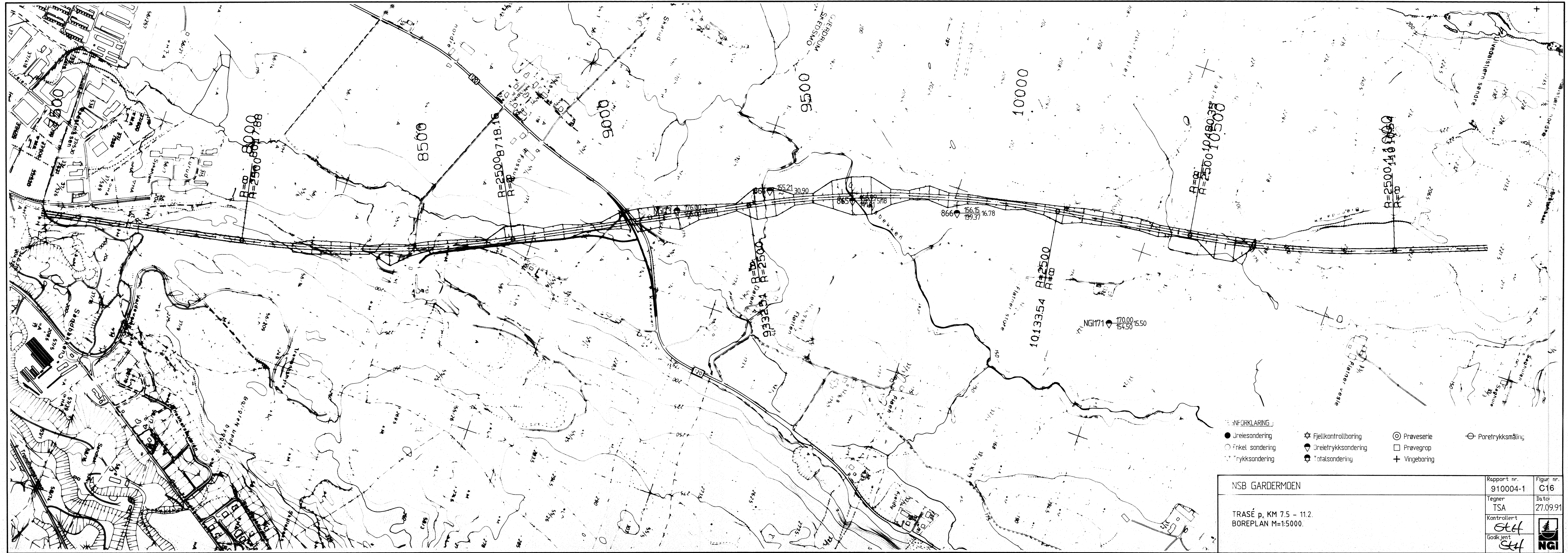


NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	C14
	Tegner	TSA	Dato	27.09.91
TRASÉ L1, KM 5.75 - 9.5. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Kontrollert	<i>stf</i>	Godkjent	
		<i>stf</i>		



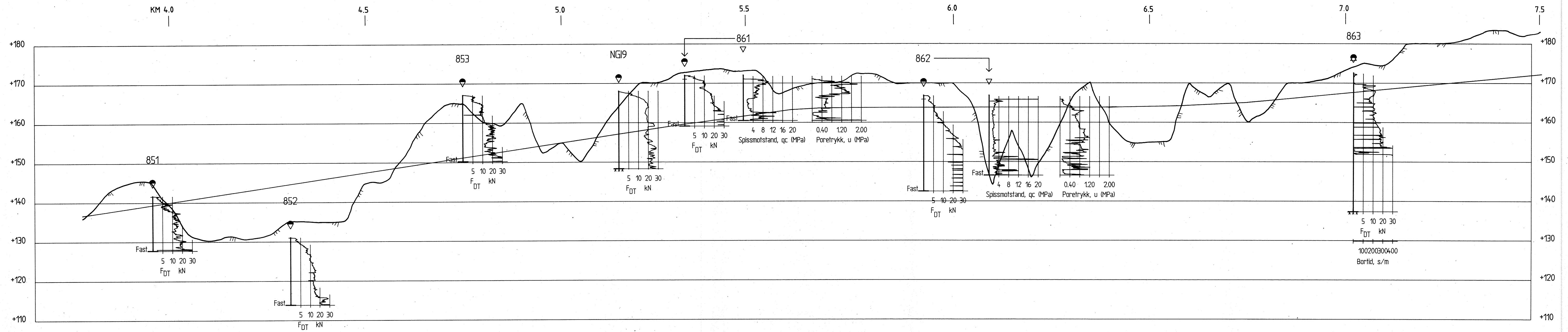
- TEKNOFORKLARING:
- Dreiesondring
 - Enkel sondring
 - ▽ Trykksondring
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondring
 - Totalsondring
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊕ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C15
TRASÉ p. KM 3.8 - 7.5. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert <i>Stef</i> Goalkjent	

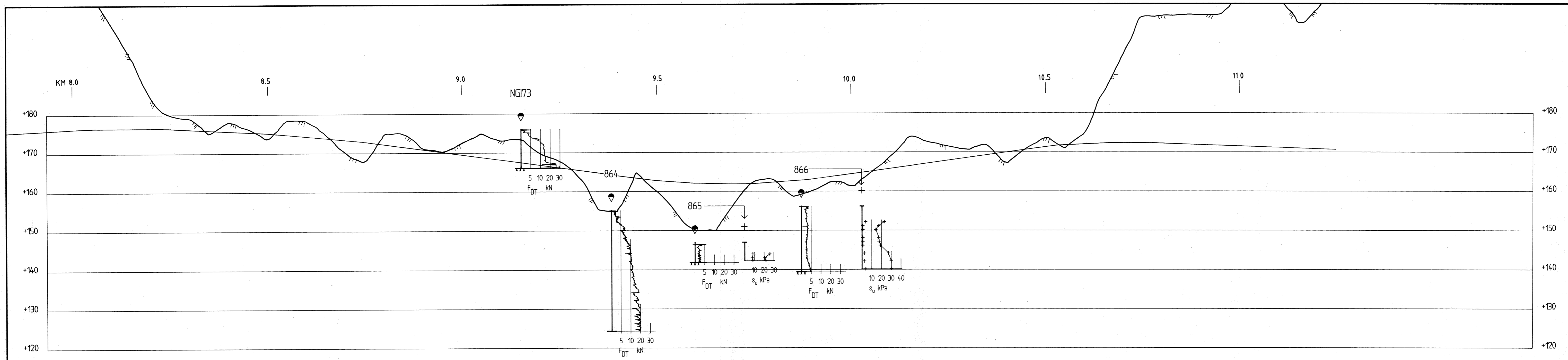




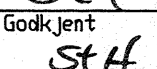

- SYMFOKTLARING
- Ureiesondering
 - Enkel sondering
 - Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondering
 - Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Porettrykksmåling

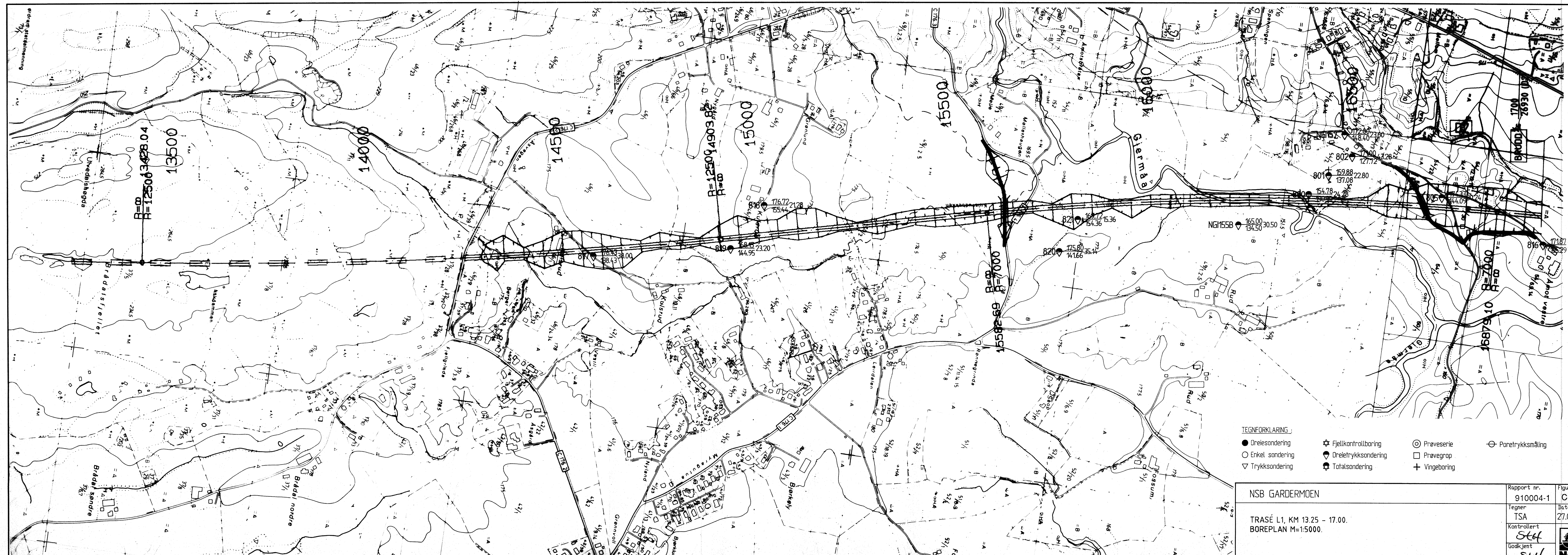
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C16
TRASÉ p, KM 7.5 - 11.2. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontrollert Godkjent	NGI



NSB GARDERMOEN TRASÉ p, KM 3.8 - 7.5. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Rapport nr.	Figur nr.
	910004-1	C17
	Tegner	Dato
	TSA	27.09.91
Kontrollert		
Godkjent		

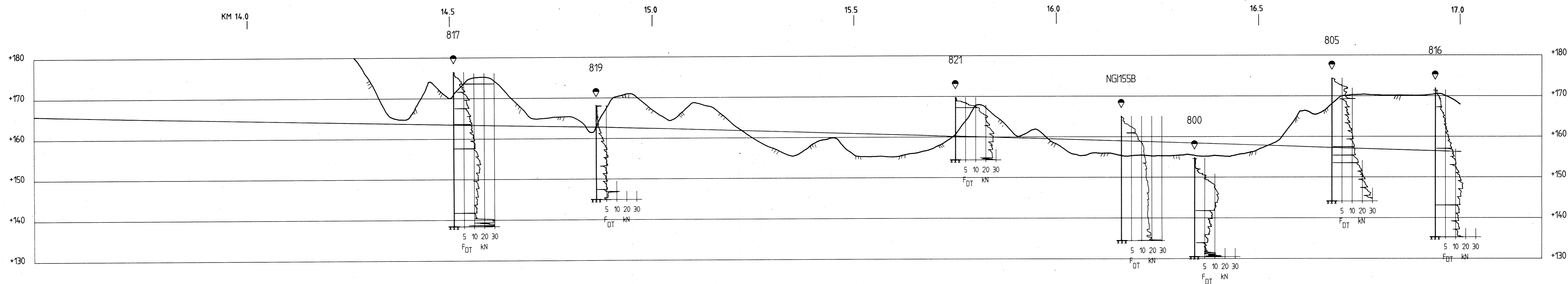


NSB GARDERMOEN TRASÉ p, KM 7.5 - 11.2. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1: 500.	Rapport nr.	Figur nr.
	910004-1	C18
	Tegner	Dato
	TSA	27.09.91
Kontrollert	 	
 Gødkjent 		




- TEGNFORKLARING:
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondering
 - ⊙ Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - ⊕ Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling

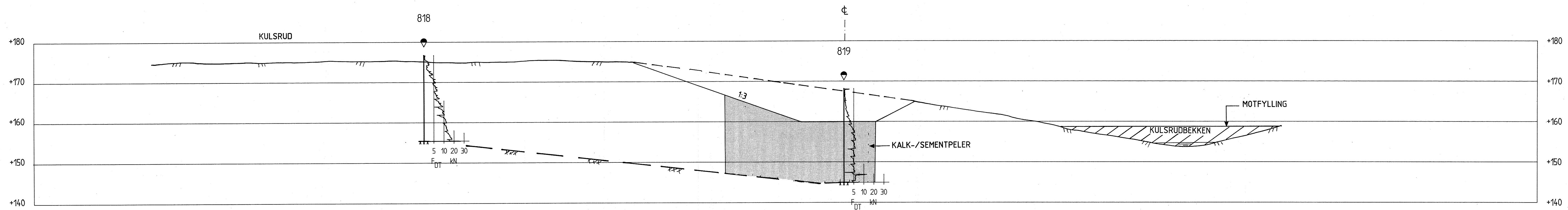
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C19
TRASÉ L1, KM 13.25 - 17.00. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 27.09.91
		Kontroller-t STH	NGI
		Godkjent STH	




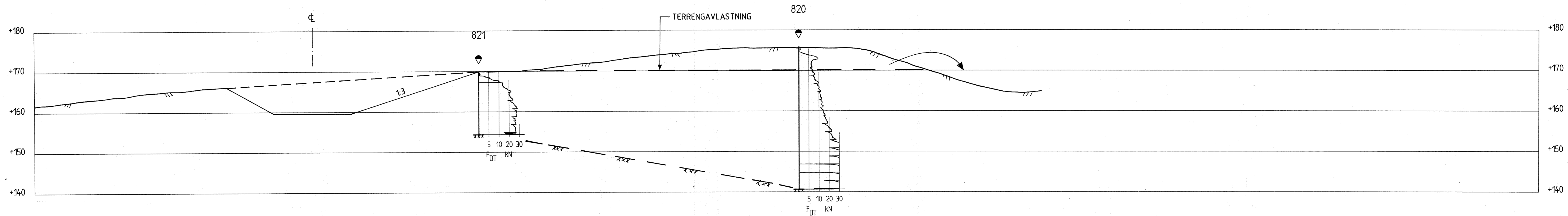
NSB GARDERMOEN


TRASÉ L1, KM 13.5 - 17.0.
 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.

Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C20
Tegner TSA	Dato 27.09.91
Kontrollert <i>Staf</i>	
Godkjent <i>Staf</i>	



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C21
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
TRASE L1, KM 15.0. TVERRPROFIL M=1:5000.	Kontrollert <i>SJA</i>	
	Godkjent <i>SJA</i>	



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. C22
	Tegner TSA	Dato 27.09.91
TRASÉ L1, KM 15.8. TVERRPROFIL M=1:500.	Kontrollert <i>stf</i>	
	Godkjent <i>stf</i>	

V E D L E G G D T R A S É E R G A R D E R M O E N - E I D S V O L L

I N N H O L D

1.	GENERELT	D2
2.	ANDELVA - DØNNUM	D2
3.	DØNNUM - MORK	D4
	3.1 Generelle forhold	D4
	3.2 Utførelse av skjæringer	D7
	3.3 Utførelse av fyllinger	D8
4.	MORK - EIDSVOLL	D9
	4.1 Generelle forhold	D9
	4.2 Overgang mellom åpen skjæring og tunneldrift (påhugg) .	D10
	4.3 Utførelse av tunneldrift	D12
	4.4 Betongkulvert og strekning videre	D15
	4.5 Bygging av jernbanekulvert i spuntet utgravning	D15
	4.6 Alternativ trasé via Torshaug	D16
5.	RÅHOLT SØR - EIDSVOLLTUNNELEN (Ålborgveien)	D23
	5.1 Generelt	D23
	5.2 Området omkring brukryssing med Risa ~ km → 10,4	D23
	5.3 Strekningen km 10,55 → 12,2	D23
	5.4 Strekningen km 12,2 - 12,85	D24
	5.5 Brukryssing av Andelva (~ km 12,95)	D25
	5.6 Strekning km 13,0 - 15,77	D25

13 figurer

1. GENERELT

Traséer Gardermoen - Eidsvoll omfatter traséene E1 og E2 med en del lokale varianter.

Trasé E1 går som hovedlinje fra Gardermoen via Nordmokorset, Råholt nord, Venjarfossen (Andelva), Eidsvoll kirke og fram til Eidsvoll.

Trasé E2 går som hovedlinje fra Gardermoen via Trandum/ Sesvoll, Råholt sør og inn på trasé for eksisterende bane like nord for Bøn stasjon, videre langs denne fram til Eidsvoll kirke hvor den går sammen med trasé E1.

De strekninger langs traséene hvor det er utført geotekniske vurderinger, er beskrevet i det etterfølgende.

2. ANDELVA - DØNNUM

Denne strekningen omfatter trasé E1, km 10,5 - 12,4, kfr. oversiktskart fig. D01 og lengdeprofilen fig. D02. Brukryssingen av Andelva km 10,75 ansees for relativt kurant. Det er fjell i dagen på begge sider av elva, slik at brufundamentene dels kan stå rett på fjell og på rammede peler til fjell.

Etter brukryssingen går man inn i en mindre skjæring med dybde opp til ca. 9 m (~ km 11,05) som kan anlegges med skråning 1:2 uten spesielle tiltak. Traséen følger så sørsiden av en sideravine til Nessa. Fyllingshøyder og skjæringsdybder blir relativt beskjedne fram til ~ km 11,65, maksimalt ca 10 m, men fyllingshøyden øker til 18-19 m videre fram mot Nessa. For å ivareta stabiliteten sideveis ned mot bunnen av ravinen forutsettes det etablert en motfylling i ravinen som har en høyde over ravinebunn økende lineært fra 0 i starten til 8 m ned mot Nessa. Skjærings- og fyllingsskråninger kan for øvrig etableres med helning 1:3.



Det er forutsatt bru over Nessa, som er en sidebekk til Andelva. Det forutsettes at man går med en fyllingsrampe nesten helt fram til Nessa (~ km 11,82) slik at brua blir så kort som mulig.

Stabiliteten av fyllingen sideveis blir ivaretatt ved motfyllingen i sideravinene, som beskrevet ovenfor.

Ved enden av fyllingsrampen ut mot Nessa må det iverksettes stabiliserende tiltak. Fordi dybden til fjell synes å være relativt beskjeden (11 m ved boring 505), vil grunnforsterkning med kalk/ sementpeler være mest aktuelt. Kostnadene til dette er anslått til 1 mill kr.

En mektighet på opptil ca 18 - 19 m på fyllingsrampen vil høyst sannsynlig innebære at forkonsolideringstrykket i leire/ silt massene i undergrunnen blir overskredet. Derved vil man kunne få relativt store setninger, også i tiden etter at fyllingen er etablert. Man bør derfor basere seg på etablering av vertikaldrenering langs strekningen km 11,65 - 11,82 for å få fremskyndet setningene. Kostnadene til dette er også anslått til totalt ca 1 mill kr.

Det bør videre regnes med at det anvendes komprimert steinfylling, i hvert fall i ytre del av fyllingsrampen som brulandkaret legges direkte på. Brua for øvrig settes på pelede fundamenter. Brulandkaret og en 30 - 40 m lang overgangsplate bør kunne høydejusteres.

Både stabilitets- og setningsproblemene synes å være større for fyllingsrampen på nordsiden. Dette delvis på grunn av 90° svingene Nessa gjør, slik at fyllingen blir liggende parallelt med svingen i Nessa fra km 11,95 - 12,10 (fig. D01). Dette gjør motfylling i foten for å ivareta stabiliteten vanskelig uten å legge Nessa i kulvert.

Dessuten viser boring 506 og 507 ganske stor forskjell i dybde til fjell (henholdsvis ca. kote 133 og 146), hvilket sammen med at fyllingene ligger i skråning øker faren for skjevsetninger.

Hvis man beholder nordre brulandkar ved km 11,95, vil vi foreslå at man regner følgende ekstrakostnader i tillegg til selve fyllingsrampene.

Kulvertering av Nessa ca 200 m	4,0 mill kr
Motfylling over kulvert	1,0 " "
Vertikaldrenering 150 m strekning	1,6 " "
Grunnforsterkning	1,0 " "
Uforutsett ca 30%	<u>2,3 " "</u>
TOTALT	<u>9,9 " "</u>

Dette tilsvarer en ekstrakostnad på ca kr 60.000 pr lm for strekningen km 11,95 - 12,10 utover selve fyllingen. Totalt blir antagelig dette fortsatt rimeligere enn å fortsette bruene frem til km 12,1.

3. DØNNUM - MORK

3.1 Generelle forhold

Denne strekningen omfatter trasé E1 fra enden av brurampen over Nessa, ~ km 12,4, til kryssing av Ålborgveien ved km 14,4, kfr. oversiktskart fig. D03, D05 og lengdeprofil fig. D04, D06.

Langs hele denne delen av traséen går man gjennom et ganske sterkt ravinert terreng.

Det marine platået i dette området ser ut til å ha ligget på ca kote +183, mens Andelva har erodert ned til ca kote +131, dvs. en høydefoskjell på 52 m. Fra nærmeste del av platået til Andelva er det en avstand på ca 600 m, hvilket gir en midlere helning på omkring 1:12. De dype, nærmest fingerformede ravinene som går på tvers av Andelva og jernbanetraséen, har en maksimal dybde i traséen på ca 30 m ved km 12,63 og 13,42. De dypeste og bratteste ravineskråningene har en midlere helning opp mot 1:3, men det finnes også lokalt brattere partier i skråningene.



Langs denne del av traséen blir det skjæringsdybder på opptil 14-20 m gjennom ryggene (maks. ved km 12,5) og fyllingshøyder over ravinene på opptil 18 m (km 12,9).

Grunnundersøkelsene viser at avsetningene domineres av siltig leire, men med vekslende innslag av lag med fastere lagret silt og siltig finsand. Dybden til fjell er stor i hele traséen og økende i nordlig retning. Boringene ble avsluttet fra ca 30 til 47 m dybde (kote +146 - +113) uten at fjell med sikkerhet ble påtruffet annet enn i boring 508.

Innslaget av silt og siltig finsand lag varierer mye mellom boringene. Det er f.eks. betydelige innslag av slike masser ved hull 520 mens leire dominerer ved hull 508, 509 og 510.

Det er flere av dreietrykksonderingene i området fram mot km 13,5 som antyder at den siltige leiren kan være meget sensitiv eller kvikk i visse soner. Nivåer med mulig sensitiv leire er som følger sett fra sør mot nord:

Boring	Dybde (m)	Kote (m)	Merknad
79	22-23	ca 149-150	Meget usikkert
508	15-17	159-161	Noe usikkert
77	20-23	155-158	Ganske sikkert
509	15-19	140-144	Ganske sikkert
509	30-35	125-129	Ganske sikkert
510	13-16	134-137	Ganske sikkert
510	18-19	131-132	Noe usikkert

Alle de sensitive lagene er funnet i overgangen til siltlag. Sammenlikner man kotenivåene på de mulige sensitive leirlagene, finner man en midlere helning på det høyeste laget mellom boring 77 og 509 på ca 1:25 i retning Andelva. Mellom boring 509 og 510 er det tilsvarende en helning på ca. 1:35, selv om laget selvfølgelig ikke behøver å være gjennomgående.

Det er installert to poretrykksmålere ved boring 508. Disse viser meget lave trykk, slik det framgår av fig. D04:

Måler	Dybde spiss (m)	Poretrykk (kPa)	Dybde stighøyde (i forhold til terreng)
A	13	38	9,2
B	24	4	23,6

De lave trykkene må ha sammenheng med at det er sandlag i dybden som drenerer ut i omkringliggende skrånninger. I denne sammenheng er det verd å merke seg at boring 508 ligger høyt (kote +178) og omgitt av raviner ned mot Nessa i syd og Andelva med sideraviner mot øst og nord.

Poretrykksmålinger ved hull 520 (langs E2-alternativet) viser også lave trykk, stighøyde ca. 16 m under dagens terreng, antakelig delvis fordi det ligger på toppen av en rygg ut mot Andelva.

Udrenert skjærstyrke av den siltige leiren ved boring 508 vil være relativt sett høy på grunn av de lave poretrykk og derved høye in-situ effektivspenninger. Man kan ikke uten videre regne med såvidt relativt sett lave poretrykk og høye skjærstyrker langs alle de øvrige deler av traséen.

Ved stabilitetsvurderinger for skjæringer og fyllinger er midlere udrenert skjærstyrke av leirlagene anslått ut fra en kombinasjon av:

- Maksimalt tidligere effektivt overlagingstrykk
- Nåværende effektivt overlagingstrykk
- Vanlige relasjoner mellom udrenert styrke og overkonsolideringsgraden
- Skjærstyrke tilbakeregnet fra CPT-resultatene

3.2 Utførelse av skjæringer

Overslagsmessige beregninger for profilene av skjæringer gjennom mulige kvikkleiresoner ved km 12,5 og 13,1 viser en høy sikkerhetsfaktor med hensyn på flakskred som følger de antatte sensitive (kvikke) leirlagene. Med de udrenerte skjærstyrker som ble presentert tidligere, ligger sikkerhetsfaktoren i området $F = 3$ til 4 for skjæring med helning 1:4. På udrenert basis er sikkerheten for grunne sirkulærsylindriske glideflater som bare såvidt berører kvikkleire i foten av skråningene lavere, omkring $F = 1,3$ til $1,5$. På effektivspenningsbasis vil sikkerhetsfaktoren være høyere.

Med slike sikkerhetsfaktorer er det forsvarlig å etablere disse skjæringene til tross for de sannsynlige forekomster av sensitive leirlag nær traubunn. For å hindre omrøring og forstyrrelse av den sensitive leiren bør det likevel regnes med noe lokal stabilisering av de sensitive lagene i form av kalk/ sementpeler plassert i ribbemønster. Man må derfor regne med noe tilleggskostnader til graveprisene, overslagsmessig og gjennomsnittlig ca kr 12.000 pr 1m, for skjæringene langs denne del av traséen. Det må videre forutsettes graveskråning 1:4 over det hele på oversiden av skjæringene og 1:3 på nedsiden.

Forøvrig er det langs strekningen lagt til grunn anbefalte skråningshelninger og forutsetninger om kostnader til stabiliserende tiltak som oppsummert i Tabell D01 under.

Tabell D01 Forutsatte skråningshelninger og stabiliserende tiltak

Skjæringsdybde D (m)	Anbefalt helning 1:i	Kostnad stabiliserende ¹ tiltak (kr 1.000,- pr lm)
< 15	1:3	2
15-20	1:3,5	12
20-25	1:4	20
25-30	1:4,5	30
30-35	1:5	40

¹⁾ Inkludert eventuelle pumpe- og avlastningsbrønner, dypstabilisering med kalk/ sementpeler og en viss overflatebeskyttelse/ tilsåing av graveskråning

3.3 Utførelse av fyllinger

Fyllingene over de to dypeste hovedravinene ved km 12,88 og 13,31 får en mektighet på opptil henholdsvis ca 18 m og 16 m.

Såvidt høye fyllinger vil kunne skape stabilitetsproblemer, og vil kreve motfyllinger i ca. 60-80 m bredde og med høyde tilsvarende den maksimale fyllingshøyde fratrukket 10 m.

Fyllingene bør kunne bygges opp av vesentlig stedlige masser komprimert i lag av ca 30 cm med innlagte 20 cm drenerende sand/gruslag (tilkjørte masser) for hver meter fylling ("sandwich" konstruksjon).

Med hensyn til setninger i undergrunnen så kan de bli av størrelsesorden 20 - 30 cm, men den alt vesentligste delen vil være unnagjort i byggetiden på grunn av de mange drenerende lagene. Man må også regne med noe egensetninger i fyllmassene. Etter at banen er satt i drift, kan det følgelig være snakk om setninger av skinnegangen på 5-10 cm midt over de dypeste ravinene.



4. MORK - EIDSVOLL

4.1 Generelle forhold

Dette avsnittet dekker både alternativ E1 og E2 (fra Gardermoen) og E2 - Ref. alt., fra kryssing av Ålborgveien ved E1 km 14,3 og fram til Sundet/Vorma E1 km 16,5, kfr. oversiktstegning D03 og lengdeprofiler fig. D04 og D05.

Traséene ligger opptil 30/ 35 m (E1/ E2) under terreng/ platånivå på strekningen omkring Eidsvoll prestegård, og går så ut i en ravine på østsiden av kirken som fører videre fram mot Sundet/Vorma. Vi har også foretatt geoteknisk vurdering av en alternativ trasé vest for kirken via Torshaug, kfr kap 4.6. Denne traséen er ikke vist på noen figurer.

På grunn av den store dybden under "Prestegårdsplatået" og spesielle nabohensyn, er det forutsatt tunneldrift på denne strekningen med overgang til lukket betongkulvert gjennom ravinen et stykke forbi Eidsvoll kirke (fram til E1 km 15,35).

Som alternativ til løsmassetunnel har vi i kap 4.5 vurdert en konvensjonell løsning ved å bygge jernbanekulvert i spuntet byggegrop, kombinert med terrengavlastning.

Grunnforholdene er stort sett tilsvarende som beskrevet for foregående strekning, og kan grovt beskrives som følger:

- 1) Relativt homogen siltig leire til stor dybde, som inneholder enkelte spredte tynne lag av sandig silt. Dette er karakteristisk ved Hull 513 og 514.
- 2) Sterkt vekslende lag av siltig leire og fastere siltlag eller siltige finsandlag. Dette er funnet ved Hull 512 og 515. CPT boringene på disse steder stoppet opp i faste lag på 17-20 m dybde,

men totalsondering 515 kan tyde på at man har tilsvarende vekslende lagdeling i dybden, kfr. fig. D05.

Det er ingen av boringene i dette området som tyder på at det er kvikkleire i grunnen.

Poretrykksmålingene viser et grunnvannspeil ca 6 m under terreng ved Hull 514 og et ganske betydelig undertrykk på 6,5 m i 30 m dybde i forhold til hydrostatisk. Dette undertrykket har trolig sammenheng med at det er finsandlag som drenerer ut i omkringliggende skråninger.

Med hensyn til utførelse av skjæringer fram til tunnelpåhugg refereres det til tidligere kapittel 3. Fyllingen over Ålborgveien får en tykkelse på opptil 10-12 m for alt. E1 og bare noen få meter for alternativene E2/ E2 - Ref. alt., og vil ikke representere noen spesielle problemer.

4.2 Overgang mellom åpen skjæring og tunneldrift (påhugg)

Søndre påhugg/ portal

For alternativ E1 er det mest aktuelt å starte tunneldrift ved ca km 14,63. Dette delvis på grunn av liten overdekning for en tunnel mot sideravinen langs vestsiden, spesielt mellom km 14,55-14,60. Det er også liten tvil om at åpen skjæring er vesentlig rimeligere enn tunneldrift ved skjæringsdybder under 30 m som man har frem til km 14,63. Grovt anslått vil en permanent skjæring fram til påhugg/ forskjæring koste i gjennomsnitt ca kr 130.000,- pr lm fra km 14,45 til 14,62 inklusive nødvendige stabiliserende tiltak (gravevolumet vil utgjøre ca 2000 m³/m).

Det må etableres en forskjæring for tunnelpåhugget/ tunnelportalen. Dette blir en forholdsvis omfattende byggegrop som skissert i fig. D06. Det er her regnet med at de to sporene må drives som separate løp. Kort oppsummert er det foreslått at gropen etableres ved hjelp av slissevegger



etter at terrenget innen ca 20 m avstand fra gropen er avgravet til maks. ca kote 160:

Hovedgropen blir ca 50 m lang og med bredde ca 28 m. Et øvre avstivningsdekke, takplaten og bunnplaten gir støtte for portalveggen. Slisseveggene må være ca 1 m tykke og gå ned til ca 8 m under bunn av gropen. Det er også foreslått en midtre slissevegg som skal bidra til lastoverføringer mellom avstivningsdekke, takplate og portalvegg. Avstivningsdekket støpes direkte på terreng etter graving til dette nivå. Det graves videre under avstivningsdekket for tilsvarende å støpe takplaten direkte på terreng. Ved videre graving under takplaten må det etableres midlertidige innvendige avstivningsnivåer inntil bunnplaten er etablert.

I de slisseveggpanelene i portalveggen som man må gå gjennom for å starte tunneldriften, vil man ha utsparinger i armeringskurvene. For å ivareta stabilitet av hullene man hugger ut for tunnelene, må det utføres ganske omfattende grunnforsterking ved hjelp av kalk/ sementpeler eller jetinesering i en overgangssone på ca 10 m lengde. Etablering av en slik permanent forskjæring eller portalkonstruksjon er grovt kostnadsberegnet til 30 millioner kroner, hvilket tilsvarer kr 600.000,- pr lm. Detaljutformingen vil imidlertid avhenge av en rekke praktiske anleggs-tekniske hensyn. Spesielt hvis denne gropen må etableres før den tilgrensede åpne skjæringen. Da må det bl.a. være en endevegg og en annen utforming av terrenget og takplaten for å kunne transportere masser og utstyr opp/ ned av gropen.

For E2/ E2 - Ref. alt. ligger traséen etter NGIs oppfatning 5 m for dypt her slik at vi har forutsatt o.k. skinne på ca kote +135 når man kommer inn under ryggen/platået fra sør. Det vil si at traubunn for en åpen skjæring ligger ca 40 m under terreng, 8-10 m dypere enn for alt. E1 på samme strekning. Stabilitetsforholdene for en såvidt dyp skjæring må forventes å bli vanskelige. Antagelig måtte man først senke hele ryggen fram til E2 km 16,05 (tilsvarende E1 km 14,60) til ca kote 160, og så grave seg ned med helning 1:4 derfra. Mellom km 15,80 og 16,05 gir dette



et totalt massevolum som må fjernes på ca 1 mill. m³. Det vil tilsvare en kostnad på ca kr 220.000,- pr lm inklusive stabiliserende tiltak. Dette er fortsatt vesentlig rimeligere enn tunneldrift på en tilsvarende strekning. På den annen side blir det vesentlig vanskeligere og dyrere å etablere en forskjæring/ portalåpning for tunneldrift ved ca km 16,05 enn ved km 15,80. For å få til en portalåpning ved km 16,05, omtrent på samme sted som for alt. E1, må det også foretas omfattende avgraving/ avlastning innover på plataet, hvilket vi er usikre på om kan aksepteres. Det er derfor foreslått at man baserer alt. E2/ E2 - Ref. alt. på å etablere tunnelportalen/ påhugget ved km 15,80 like etter kryssing Ålborgveien. Teknisk løsning og kostnader for en forskjæring/ portal-konstruksjon på dette sted blir da omtrent som for alt. E1.

Nordre påhugg/ portal

Det vil være naturlig å ha portalen for alt. E1 ved km 15,10. Alt. E2/ E2 - Ref. alt. ligger her ca 2 m dypere og bør derfor ha portalen ca 20 m lenger nord.

Løsningen for portalåpningen kan være omtrent tilsvarende som for søndre påhugg skissert i fig. D06. Kostnaden for hovedgropen av ca 50 m lengde blir også omtrent den samme, ca 30 millioner.

4.3 Utførelse av tunneldrift

Ut fra de forutsetninger som er gjort ovenfor med hensyn til plassering av påhuggene blir tunnellengdene for de to alternativer henholdsvis:

E1	km 14,63 - 15,10 = 470 m
E2/ E2 - Ref. alt.	km 15,80 - 16,57 = 770 m

De to sporene må høyst sannsynlig drives som to separate tunneler. De bør antagelig ha et sirkulært tverrsnitt med innvendig diameter på ca 8 m og avstand mellom c-c på ca 14 m.

Valg av drivemetode vil stå mellom to hovedprinsipper:

- A) Skjolddrift med et i prinsippet åpent mekanisk skjold, eventuelt med et form for gitterskjold eller lukeskjold foran for å ivareta stabiliteten av stoffen og hindre ukontrollert innrasing. (Dette prinsippet ble også brukt for etablering av NSB-tunnelen ved Bøn stasjon like før krigen).
- B) Bruk av boreskjoldmaskin. I disse massene er såkalt "mixed shield" metoden mest aktuelt. Massene bores da inn i og fyller et borekammer, hvorfra de transporteres ut med en jordskrue. Det tilsettes noe bentonitt i borehodet for å gjøre massene passe plastiske. Forøvrig ivaretas stabiliteten av massene foran stoff ved å holde et mottrykk på borehodet som tilsvarer jordtrykket, på samme måte som ved "earth pressure balance shield" metoden.

Både for A) og B) utfores tunnelen med spesielle prefabrikerte betong-elementer som boltes sammen. Disse monteres i bakkant av skjoldet. Skjoldet jekkes frem fra enden av utforingen.

Teknisk sett kan man uten videre si at metode B) er gjennomførbar. Metode A) er noe mer usikker. Det er klart at man gjennom den bløte leiren ikke vil oppnå stabilitet av stoffen uten et form for gitterskjold, lukesystem eller eventuelt bruk av et trykkluftkammer. Gjennom siltige/ sandige lag kan man på den annen side få både vannproblemer, problemer med stor motstand mot rørtrykking og problemer med å holde retningen pga. lagdelingen.

Kostnadene ved de to alternativene har vi bare et meget spinkelt grunnlag for å vurdere. Det foreligger ingen relevante erfaringer i Norge med noen av metodene.

For metode B) har vi kalkulasjonspriser for tunneldrift i Taipei av en tunnel med innvendig diameter 5,5 m under ganske tilsvarende grunnforhold på ca kr 125.000,- pr lm. Japansk litteratur antyder at en tunnel med diameter 8 m vil være 2-3 ganger dyrere enn for 5,5 m diameter. Det skulle tilsi kr 500-700.000,- pr lm for de to parallelle løp for NSB-tunnelen på den aktuelle strekning.

Metode A) vil hvis den er teknisk gjennomførbar høyst sannsynlig bli en del rimeligere, spesielt på grunn av rimeligere maskinutrustning. Vi vil anslå prisen til å kunne bli ned mot kr 400.000,- pr lm for to løp. Av dette har vi anslått betongutforingen alene eksklusiv montasje til å kunne utgjøre kr 150.000,- pr lm.

I tillegg til disse to metodene vil vi ikke se bort fra muligheten for å kunne drive fram tunnelene ved hjelp av en kombinasjon av grunnforsterkning foran stuff of midlertidig sikring med fiberarmert sprøytebetong og ribber. Dette krever imidlertid langt mer detaljerte utredninger.

På dette stadiet ville vi ikke gjøre noe endelig valg av metode, og heller regne med en antagelig noe konservativ totalpris tilsvarende kr 600.000,- pr lm.

I prinsippet skulle enhetsprisen kunne regnes noe lavere for alt. E1 på grunn av større tunnellengde. Hvis man skal gjøre direkte sammenlikninger, vil vi foreslå en reduksjon på E2 i forhold til E1 tilsvarende kr 25.000,- pr lm.

Merk at prisen på forskjæringene/portalåpningen ikke er tatt med i løpemeterprisen. Vi ville ikke gjøre noe mer påslag for uforutsette kostnader etc. Dette burde m.a.o. være kalkulasjonsprisen.



4.4 Betongkulvert og strekning videre

Det er delvis av hensyn til kirken/ kirkegården foreslått lukket betongkulvert videre frem til E1 km 15,35. Her bør man gå i spuntet byggegrop og støpe kulverten i denne. Terrenget bør på forhånd jevnes noe ut, dvs. at man tar ned de høyeste ryggene langs traséen noe, og fyller opp i bunn. Overslagsmessig vil spunt, avstivning og utgraving før støp av kulvert koste kr 70.000,- pr lm. Det er da regnet en midlere gravedybde fra planert terreng på 8 m, spuntlengde på 14 m og midlere bredde av gropen på 16 m. (Bredden på gropen vil gradvis reduseres fra portalen og utover).

Åpen utgraving uten spunt kombinert med mer omfattende terreng behandling og grunnforsterking kan muligens være et alternativ til spuntet grop fra ca km 15,25 til 15,35, men potensiell besparelse blir forholdvis liten.

Fordi den ligger noe dypere, blir kostnadene for alt. E2/ E2 - Ref. alt. noe større for spuntgropen, trolig ca kr 80.000,- pr lm, eksklusive betongkonstruksjonen.

Strekningen etter betongkulverten og fram til Sundet og opp langs vestsiden av Vorma betraktes generelt som ukomplisert. Fiberduk må forutsettes i bunn av steinfylling opp langs Vorma. Det er mulig at man også må være forberedt på noe masseutskifting av eventuelle løse toppmasser.

4.5 Bygging av jernbanekulvert i spuntet utgravning

Våre beregninger og vurderinger viser at det som alternativ til tunnel-drift i løsmasser, er teknisk mulig å bygge jernbanekulvert i en spuntet

utgravning. For å ivareta stabiliteten av utgravningen, er det påkrevd med terrengavlastning på utsiden av spunten i kombinasjon med delvis seksjonsvis utgraving og suksessiv avstiving og bygging av jernbaneløp.

Generelle forutsetninger

a) Grunnforhold

Grunnen består av siltig leire med lokale innskutte lag av silt/sand.

Vi antar følgende skjærstyrke i leira i større dybde, z , enn 20 m under terrengnivå:

$$s_{ua} = 0,3 \cdot 10(z + 10) \text{ (for beregning av aktivt jordtrykk)}$$

$$s_{uk} = 0,2 \cdot 10(z + 10) \text{ (for bunnoppressing-problem)}$$

$$\text{Tyngetetthet } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

b) Kritisk gravedybde

Krav til sikkerhet mot bunnoppressing er besemende for kritisk gravedybde og beregnes ut fra NGI, Publikasjon nr 16:

$$F = \frac{N_c \cdot s_{uk}}{\gamma \cdot D}$$

Her er D en skjønnet ekvivalent dybde under et gjennomsnittlig terrengnivå utenfor spunten og

$$s_{uk} = 0,2 \cdot 10(z + 10 + 2/3 B)$$

der B er utgravningsbredden.

Gravenivå ligger ca 28 - 33 m under dagens terrengnivå. Til sammenligning er kritisk gravedybde, uten spesielle tiltak, ca 22 - 23 m.

For å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot bunnoppressing forutsettes derfor terrengavlastning på utsiden av spunten. Videre må utgraving til endelig gravenivå utføres i korte seksjoner på ca 6 m med suksessiv støping av kulvert, Fig. D13.

c) Utstrekning av utgravningen

Naboforholdene, representert ved Eidsvoll prestegård og Wergelandslunden ved Eidsvoll kirke, setter klare begrensninger med hensyn til hvor dypt man kan grave åpent.

Vi forutsetter 10 m terrengavlastning med åpen utgravning i bredde på 20 m langs jernbanetraséen. Herfra anlegges graveskråning 1:4 utover til sidene. Graveskråningen er diktert av at avlastningen virkelig skal få noen effekt på jordtrykkene under gravenivå. Skråningstoppen kommer 50 m ut for traséen og vil ikke direkte berøre prestegården eller kirkegården.

d) Framtidig terreng

Vi forutsetter at terrenget skal gjenetableres til dagens nivå etter at anlegget er ferdig. Det innebærer at lengden på jernbanekulverten blir den samme som løsmassetunnelen.

Utførelse

Vi forutsetter følgende utførelsesmåte, se også Fig. D13.

- Åpen utgravning (terrengavlastning) til 10 m i bredde 20 m langs traséen, graveskråning 1:4.
- Ramming av 2 parallelle spuntvegger (BZ 42) med innbyrdes avstand 13 m, ned til ca 4 - 5 m under endelig gravenivå. Vannførende sandlag under endelig gravenivå kan fordre noe lengre spunt.
- Graving til ok. kulvert i 4 - 5 trinn med suksessiv montering av stiverlag for hvert midlertidige gravenivå.
- Støping av betongplate som skal være fremtidig tak i jernbanelulvert.
- Oppfylling med stedlige masser til en viss høyde over kulverttak. Nødvendig høyde varierer avhengig av sikkerhet mot bunnoppressing.
- Utgraving til full dybde 2 (eller 3) trinn med suksessiv montering av stiverlag. Graving dypere enn midt i tunnel må utføres i seksjoner på 6 m.
- Suksessivt med seksjonsvis utgraving til endelig nivå støpes resten av kulverten, dvs bunnplate, vegger og midtpilarer. Alternativt kan man vurdere vegger av permanent spunt. Bunnplata må da kunne overføre vertikallast til spunt. Dette for å kunne dra nytte av gjenfylte masser over kulverttak i beregning av sikkerhet mot bunnoppressing.



- Videre oppfylling til terrengnivå med suksessiv demontering av stivere.

Kostnadsoverslag

For et representativt tverrsnitt er det i det etterfølgende satt opp et kostnadsoverslag for beregning av løpeterpris av ferdig kulvert.

a) Spuntarbeider

Levering og ramming:

54 m²/m à kr 1750 pr m² kr 94.500,- pr lm

Avstivning: 50% av spuntkostnadene " 47.250,- " "

b) Masseforflytning, planering

Omfatter graving, mellomlagring og gjenfylling til dagens terrengnivå

Åpen utgravning: 600 m³/m à kr 75,- kr 45.250,- pr lm

Avstivet utgravning, delvis

seksjonsvis: 250 m³/m à kr 125,- " 31.250,- " "

c) Kulvertkonstruksjon

Etter å ha konferert med TØ v/ Lars Vallevik antas bunnplate, takplate og vegger med t = 1000 mm og midtvegg med t = 500 mm. Dette gir:

Forskaling, (ensidig mot spunt)		
30 m ² /m à kr 450,- pr m ²	kr	13.500,- pr 1m
Armert betong:		
50 m ³ /m à kr 2900 pr m ³	"	145.000,- " "
d) Vanntetting, drenering m.m.		
Omfatter vanntetting av konstruksjon med membran e.l., fiberduk, drenering samt en del ekstraordinære tiltak (pumpebrønner o.l.) i forbindelse med vannførende sandlag	kr	20.000,- pr 1m
e) Uforutsette kostnader, 10 - 15% av sum a) - d)	kr	<u>50.000,- pr 1m</u>
S U M	kr	<u>446.500,- pr 1m</u>

Vi anbefaler å benytte samme løpemeterpris for forskjæringer.

4.6 Alternativ trasé via Torshaug

Denne traséen tar av fra trasé E1 omlag ved km 13,0 og går vest for Eidsvoll kirke via Torshaug og kommer inn på dagens jernbane ca 500 m nord for Eidsvoll stasjon.

Våre vurderinger for denne traséen er konsentrert til strekningen km 14,6 - 15,3 hvor linja går ca 30 m under dagens terrengnivå.

Krysning av Eidsvollveien

Dette omfatter strekningen ca km 14,6 - 15,05. Linja går her ca 30 m under dagens terrengnivå.

a) Åpen skjæring

Ut fra et geoteknisk synspunkt er det mulig å krysse denne ryggen med en åpen skjæring med skråningshelning 1:4,5 - 1:5. Total skjæringsbredde blir ca 300 m og jernbanetraséen berører således direkte eller indirekte mesteparten av bebyggelsen langs veien oppe på plataet.

De rene planeringsarbeidene, ca 4800 m³/m anslås til ca kr 140.000,- prlm. I tillegg kommer ca kr 40.000,- pr lm for stabiliseringstiltak. Kostnader til vegomlegging, midlertidig i anleggsperioden og permanent, og bru for Eidsvollveien over jernbanen er ikke medregnet.

b) Spuntet utgravning

Dette er i prinsippet samme løsning som beskrevet i Kap 4.5 foran, som alternativ til tunneldrift i løsmasser. Ved en slik løsning kan man i prinsippet tenke seg flere kombinasjoner, hver med ulik grad av åpen utgravning (terrengavlastning) og tilhørende spuntet utgravning.

I det etterfølgende antas at åpen utgravning (terrengavlastning) begrenses til det som er nødvendig for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot bunnoppressing. Forutsatt samme grunnforhold som ved Eidsvoll kirke, er det påkrevd med terrengavlastning ned til ca kote 162, dvs 7 - 8 m under dagens terrengnivå i bredde på 20 m langs traséen. Med skrånings-



helning 1:4, som er nødvendig for å oppnå ønsket avlastnings-effekt, blir skjæringsbredden ca 85 m.

Forholdene her er praktisk talt de samme som for utgravningen for traséen øst for kirken. Det gir grunnlag for å benytte samme enhetspris som beregnet i avsnitt 2,3 foran.

Av lengdeprofilen framgår at lengden på jernbanekulverten blir ca 330 m. I tillegg kommer forskjæringer på 40 - 50 m i hver ende.

Skjæring ved Eidsvollbakken

Dette omfatter strekningen ca km 15,5 - 15,3. Linja går her også inntil ca 30 m under terrengnivå.

a) Åpen skjæring

Dette er også her mulig å gå med åpen skjæring. Skråningshelningen bør ikke være brattere enn 1:4,5 - 1:5. Skjærings-toppen kommer da helt inntil veien Eidsvollbakken og kirkegården. Etter vår vurdering er det således uvisst hvor vidt en slik løsning er gjennomførbar når det gjelder nabohensyn og miljø.

b) Spuntet utgravning

Som alternativ til åpen skjæring har vi vurdert en løsning med bygging av jernbanekulvert i kombinert åpen/spuntet utgravning.

Vi antar ca 20 m dyp, åpen utgravning med skråningshelning 1:4 til nivå med ok. kulvert. Videre utgravning og støping av



jernbanekulvert utføres innenfor avstivede spuntvegger som er rammet til ca 3 - 4 m under gravenivå.

Lengden på kulverten blir 180 m. I tillegg kommer ca 25 m lange forskjæringer. Kostnadsberegning gir en løpemeterpris på kr 270.000,- for denne løsningen.

5. RÅHOLT SØR - EIDSVOLLTUNNELEN (Ålborgveien)

5.1 Generelt

Dette avsnittet omtaler alt. E2-traséen fra Råholt ca. E2 - km 9,5 til man krysser Ålborgveien ved ca. E2 - km 15,77. Det refereres til plantegningene fig. D07 og D08 og lengdeprofilene fig. D09 og D10.

5.2 Området omkring brukryssing med Risa ~ km - 10,4

Strekningen fram til brukryssing med Risa går omtrent i terrenget og er kurant. Det er her forutsatt brukryssing fordi man ligger så høyt. Fundamenteringsforholdene ved selve brukryssingen har ikke blitt spesielt undersøkt. Man ligger her i randen av breelvavsetninger, trolig mye sand øverst, men med silt og muligens leire i større dybde. Vi vil anta at fundamentering på friksjonspeler er mest aktuelt, da dybden til fjell antas å være stor. Søndre brulandkar bør trolig ligge ved km 10,25 og nordre ved ~ km 10,55, dvs. et bruspenne på ca 300 m. Dette for å unngå høye fyllinger helt ned mot Risa.

5.3 Strekningen km 10,55 - 12,2

Man følger her østre side av Risa-ravinen frem til ny krysning først ved km 11,8 og så ved km 12,1. Fyllings- og skjæringshøydene er maksimalt ca



10 m ifølge lengdeprofilet, Fig. D09. Traséen ligger imidlertid litt opp i siden på ravinen slik at stabilitetsforholdene er noe ugunstigere enn lengdeprofilet kan gi inntrykk av.

Selv om det ikke synes å være kvikkleire i grunnen er løsmassene i området svært lagdelte, og det må forventes en del problemer med vannførende sandlag. Man må regne med noe stabiliserende tiltak for så vel fyllinger som skjæringer. Det vil først og fremst være snakk om skråningsdrenasje, erosjonssikring, og eventuelt noe grunnforsterkning. Man bør regne med en kostnad på kr 10.000 pr 1m i gjennomsnitt for slike tiltak på hele strekningen. Skjærings- og fyllingsskrånninger bør for øvrig være 1:3.

Setninger av fyllingene skulle ikke være noe vesentlig problem, heller ikke ved krysningene av Risa ved km 11,8 og 12,1 som her forutsettes lagt i kulvert under fyllingene.

5.4 Strekningen km 12,2 - 12,85

Man går her gjennom to "rygger" med en mellomliggende ravine fram til krysningen av Andelva.

Skjæringsdybden i ryggene er 15-20 m, og ryggene er relativt flate på toppen. Det er med andre ord langt inn til det høyereliggende platået. Skjæringene skulle derfor kunne etableres med helning 1:3,5 for den første og laveste (km 13,25 - 13,45), og 1:4 for den høyeste (km 13,55 - 13,70). Det må påregnes en del stabiliserende tiltak (skråningsdrenasje, erosjonssikring) i begge skjæringene i tillegg, som for hele strekningen vil kunne beløpe seg til kr 8.000 pr 1m i gjennomsnitt.

5.5 Brukryssning av Andelva (~ km 12,95)

Denne skulle være relativt kurrant. Det er stor dybde til fjell (> 50 m) så vi vil tro friksjonsspeler er mest aktuelt, men direkte fundamentering kan også være aktuelt avhengig av spennvidder.

5.6 Strekning km 13,0 - 15,77

På denne strekningen har vi forutsatt at traséen ligger omtrent i nivå med Andelva, dvs. at vi har forutsatt ca. 5 m hevnig fram mot Ålborgveien i forhold til TØs forslag. Det blir en lokal kryssing av Andelva i lav bru ved ~ km 13,4 → 13,7 som bør kunne fundamenteres direkte.

Fra første krysning av Andelva skjærer traséen seg opptil 30 m inn i skråningen på vestsiden av Andelva over en ca 300 m lang strekning, km 13,3 → 13,6. Høydeforskjellen fra bunn av skjæringen til topp av ryggen er ca 25 m. Skjæringen anbefales anlagt med helling 1:4,5, kombinert med en terrengavlastning til ca kote +150 oppe på ryggen. I tillegg må man påregne stabiliserende tiltak tilsvarende kr 20.000 pr lm over en strekning på 200 m. Mye av massene fra skjæringen kan deponeres i ravinen på nordsiden.

Flere steder videre fram til ca. km 15,1 skjærer man seg også lokalt noe inn i ryggen over en til sammen ca. 150 m lang strekning. Her bør man kunne anlegge skråningene med noe brattere helling, ca. 1:3,5, og regne stabiliserende tiltak tilsvarende kr 5.000,- pr. lm.

Fra ~ km 15,15 → 15,40 går man i en opp til ca. 30 m dyp skjæring gjennom en rygg. Boring 520 viser her de typisk lagdelte forhold. Poretrykksmålinger viser tilnærmet hydrostatisk fordeling under et grunnvannspeil i ca. 16 m dybde. En slik skjæring krever slake graveskråninger og stabiliserende tiltak tilsvarende som omtalt under kapittel 3 og angitt i Tabell D01. Gravemassene fra denne skjæringen kan deponeres i den dype sideravinen på nordsiden av ryggen.

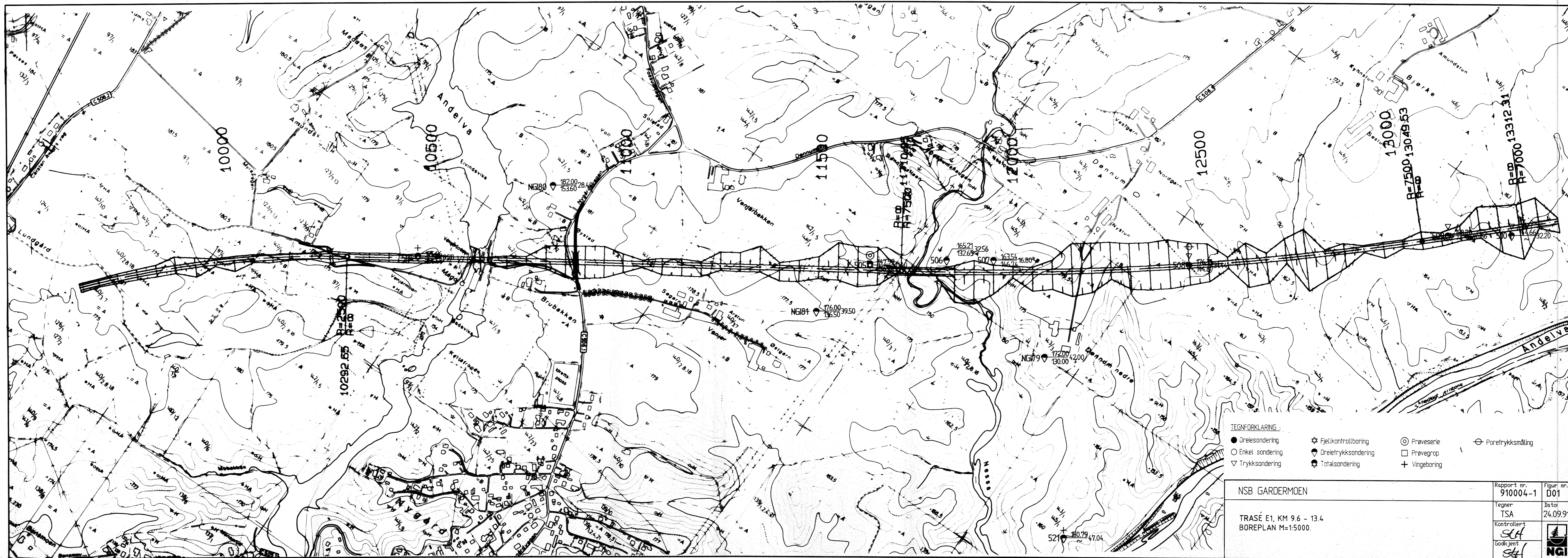


Etter at denne ravinen er krysset, skjærer man seg på nytt inn i en ny rygg før man kommer fram til Ålborgveien. Her blir det også ca. 30 m fra fot skjæring til topp av ryggen og tilsvarende utførelse og forutsetninger som beskrevet ovenfor.

Traséen videre fram til Eidsvoll er vist i plan og lengdeprofil fig. D11 og D12. Utførelsen her er allerede beskrevet sammen med E1-alternativet i kapittel 4.

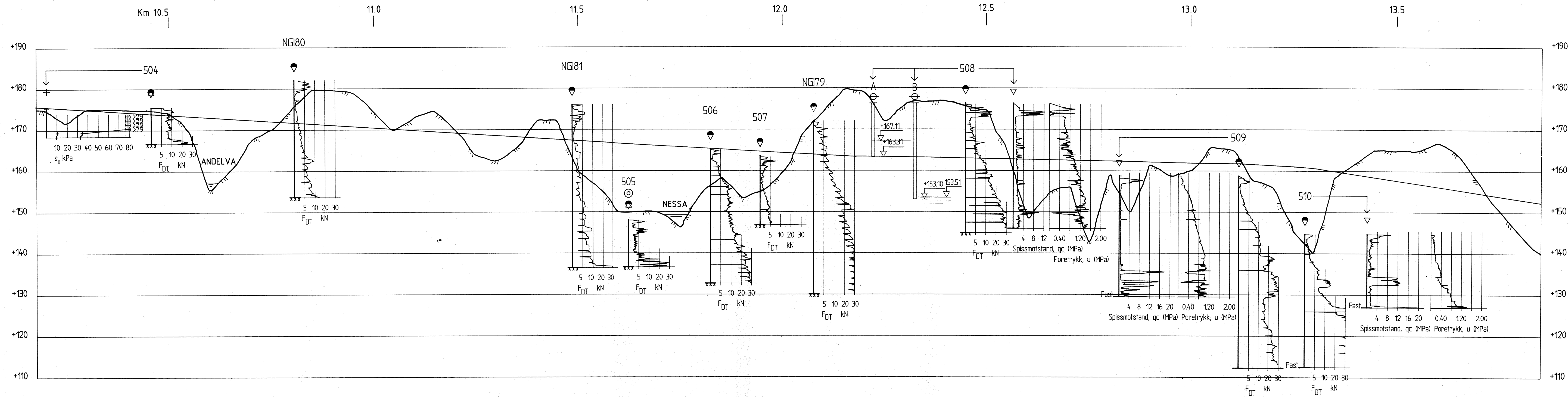
F I G U R O V E R S I K T


- Fig. D01 Trasé E1, km 9,6 - 13,4
Boreplan M = 1:5000
- " D02 Trasé E1, km 10,2 - 13,8
Lengdeprofil LM = 1:5000, HM = 1:500
- " D03 Trasé E1, km 13,4 - 16,7
Boreplan M = 1:5000
- " D04 Trasé E1, km 13,1 - 16,7
Lengdeprofil LM = 1:5000, HM = 1:500
- " D05 Trasé E1 (E2, REF.1) km 13,6 -14,9
Lengdeprofil LM = 1:1000, HM = 1:200
- " D06 Forskjæring løsmassetunnel Eidsvoll
Prinsippskisse
- " D07 Trasé E2, km 8,15 - 11,9
Boreplan M = 1:5.000
- " D08 Trasé E2, km 11,9 - 15,65
Boreplan, M = 1:5.000
- " D09 Trasé E2, km 10,0 - 12,2
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " D10 Trasé E2, km 12,2 - 16,1
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " D11 Trasé E2, km 15,65 - 18,3
Boreplan M = 1:5.000
- " D12 Trasé E2, km 15,5 - 18,0
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500
- " D13 Trasé E1 (E2, REF.1), km 13,6 - 14,9
Bygging av jernbanekulvert i spuntet utgraving
Prinsipp

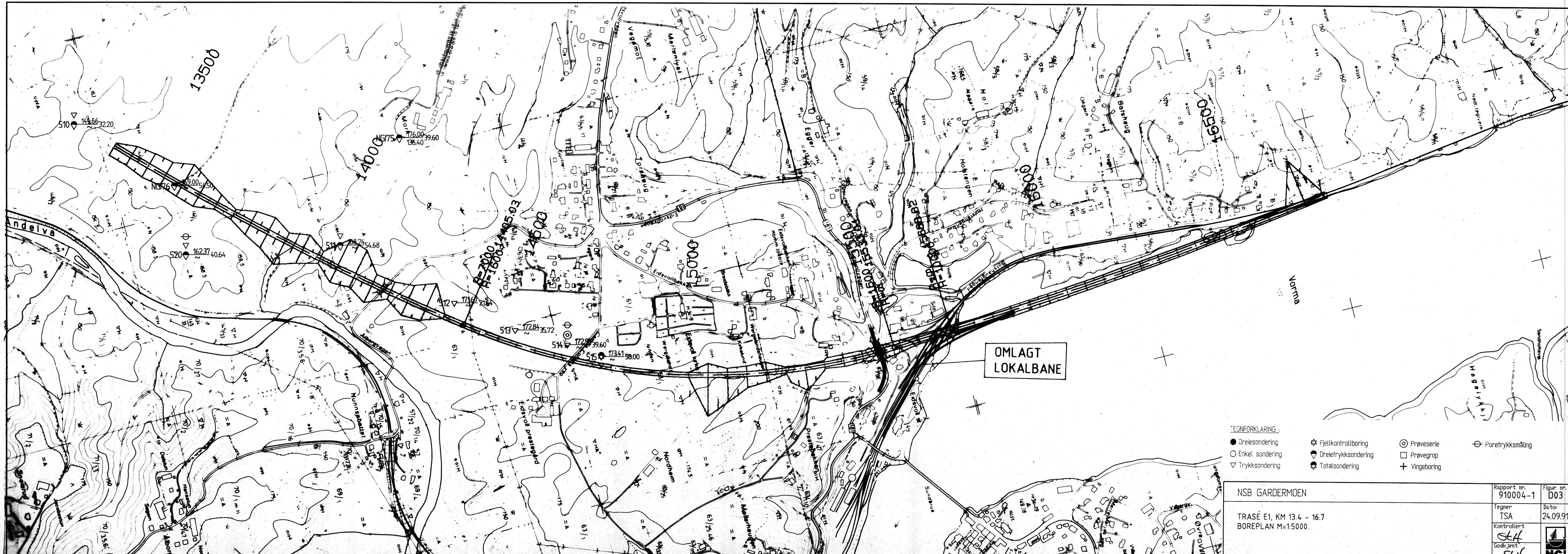


- TEGNFORKLARING:**
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ⊛ Fjellkontrollboring
 - ⊙ Dreietrykksondering
 - ⊖ Totalsondering
 - ⊙ Praveserie
 - Pravegrop
 - + Vingeboring
 - ⊕ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D01
TRASÉ E1, KM 9.6 - 13.4 BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontrollert SJA	NGI
		Godkjent SJA	



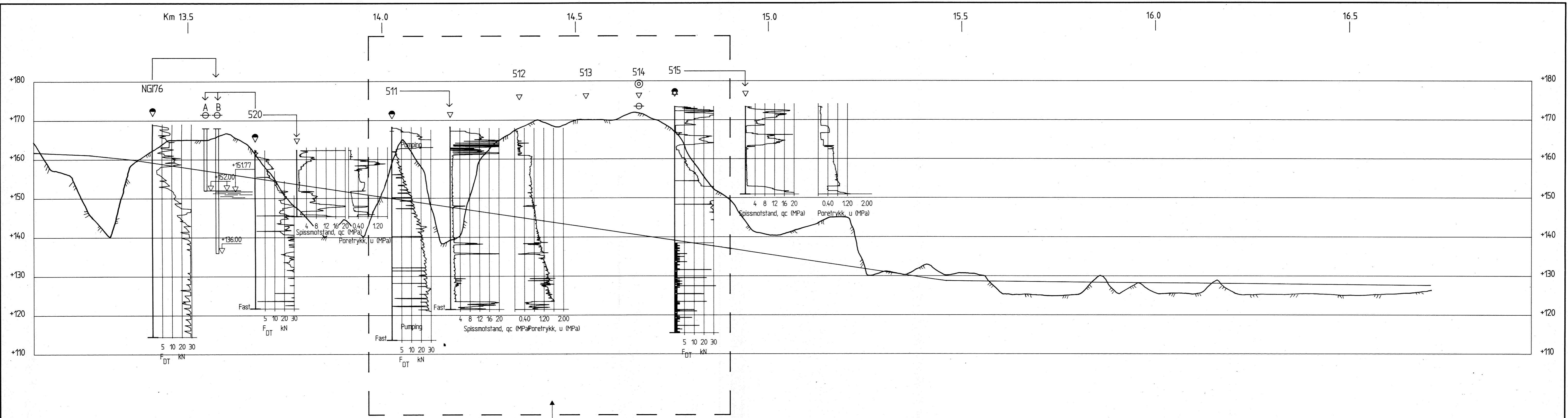
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D02
TRASÉ E1, KM 10.2 - 13.8 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontrollert STH	
		Godkjent STH	



OMLAGT
LOKALBANE

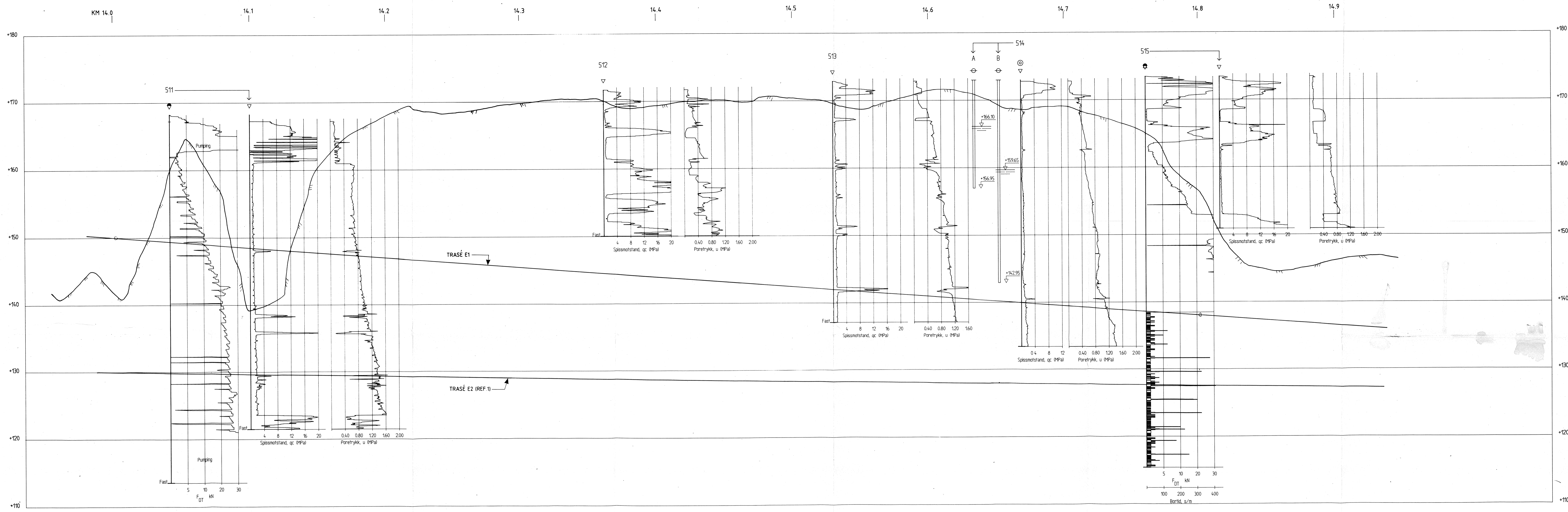
- TEGNFORKLARING:
- Dreiesondring
 - Enkel sondring
 - ▽ Trykksondring
 - ★ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondring
 - Totalsondring
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - ⊕ Vingeboring
 - ⊖ Parettrykksmåling

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D03
TRASÉ E1, KM 13.4 - 16.7 BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontrollert STH Gookjert STH	NG



Se fig. D05

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D04
TRASÉ E1, KM 13.1 - 16.7 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontrolleret Stf	
		Godkjent Stf	

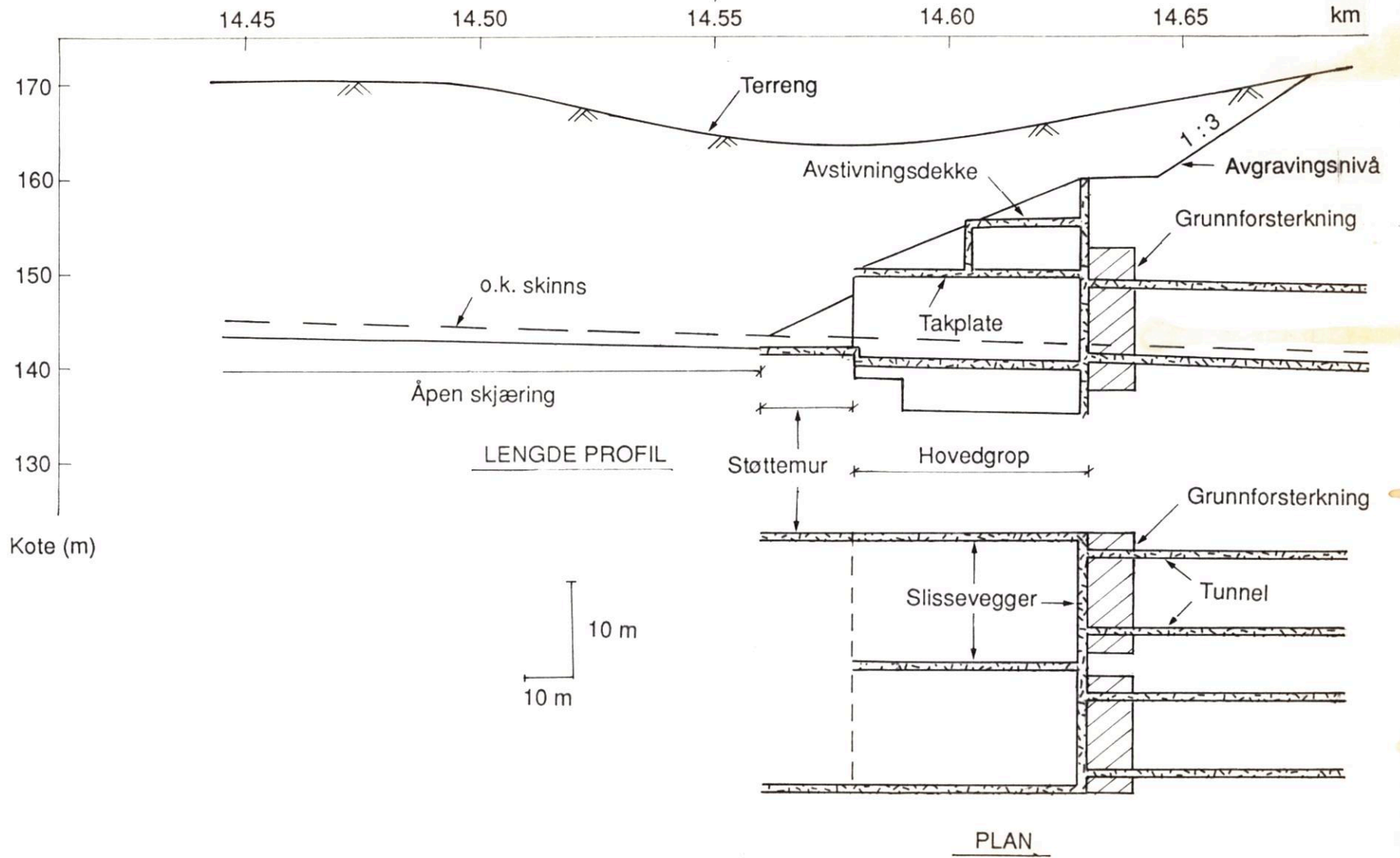


MERK: KM GJELDER FOR TRASÉ E1.

HOVEDFLYPLASSPROSJEKTET, GÅRDERMOEN		Report nr. 910004-1	Figur nr. D05
TRASÉ E1, (E2, REF 1) KM 13.9 - 14.9. LENGDEPROFIL LM=1:1000, HM=1:200.		Tegner TSA	Dato 25.09.91
		Kontrollert SJA	
		Godkjent SJA	

Forskjæring løsmassetunnel Eidsvoll.
Prinsippskisse.

NSB GARDERMOEN



Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
D06

Tegner
SM

Dato
91-09-26

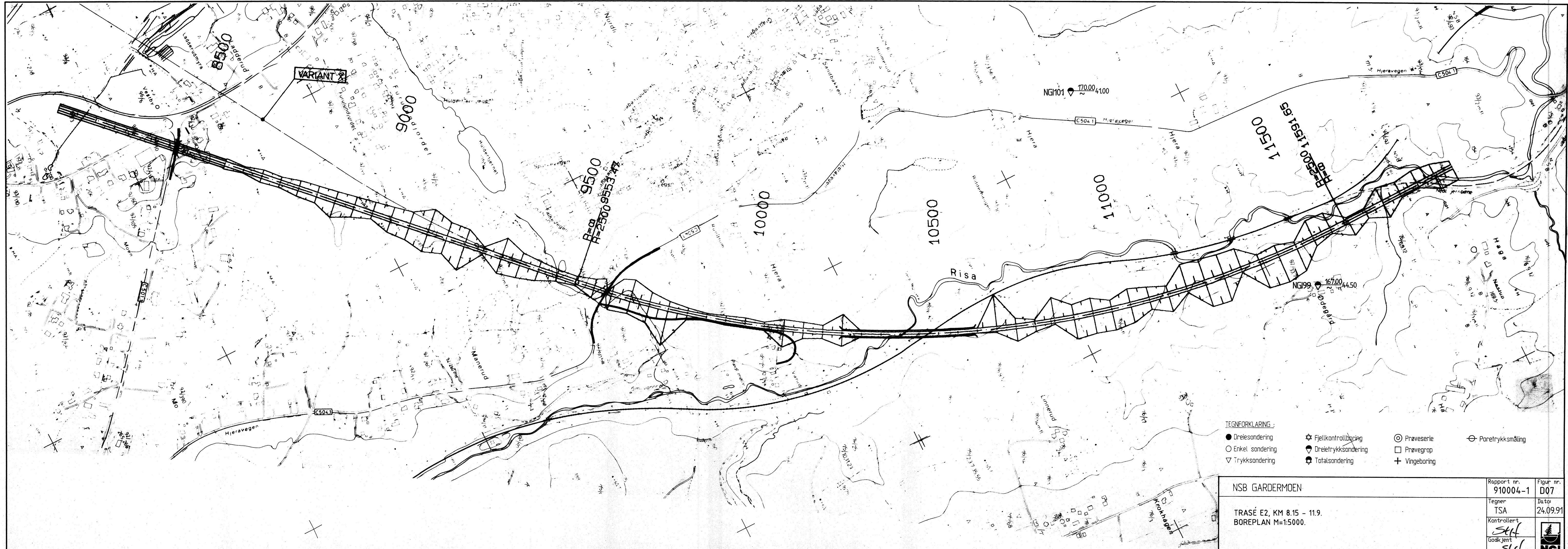
Kontrollert

Godkjent



SKH

SKH



- TEGNFORKLARING:
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondering
 - Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Poretrykksmåling

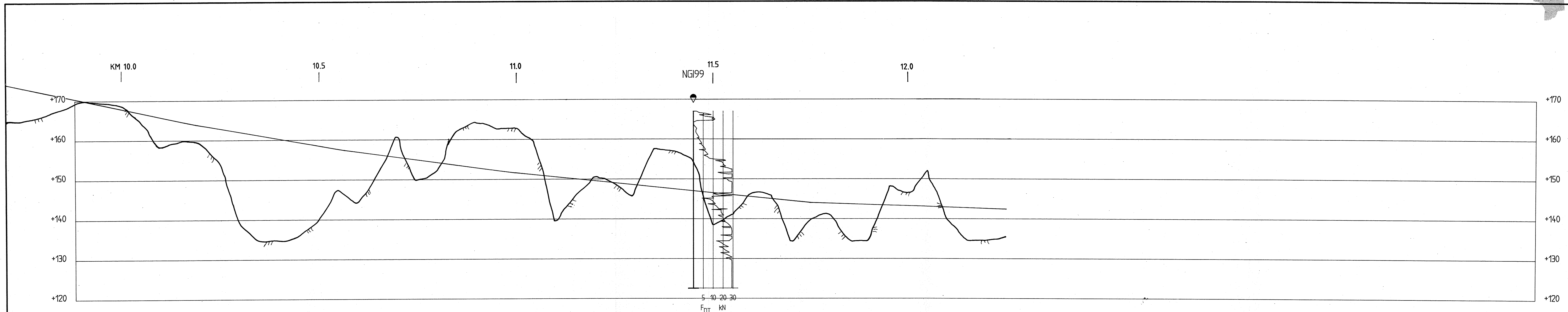
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D07
TRASÉ E2, KM 8.15 - 11.9.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
BOREPLAN M=1:5000.		Kontrollert Gokkjent	



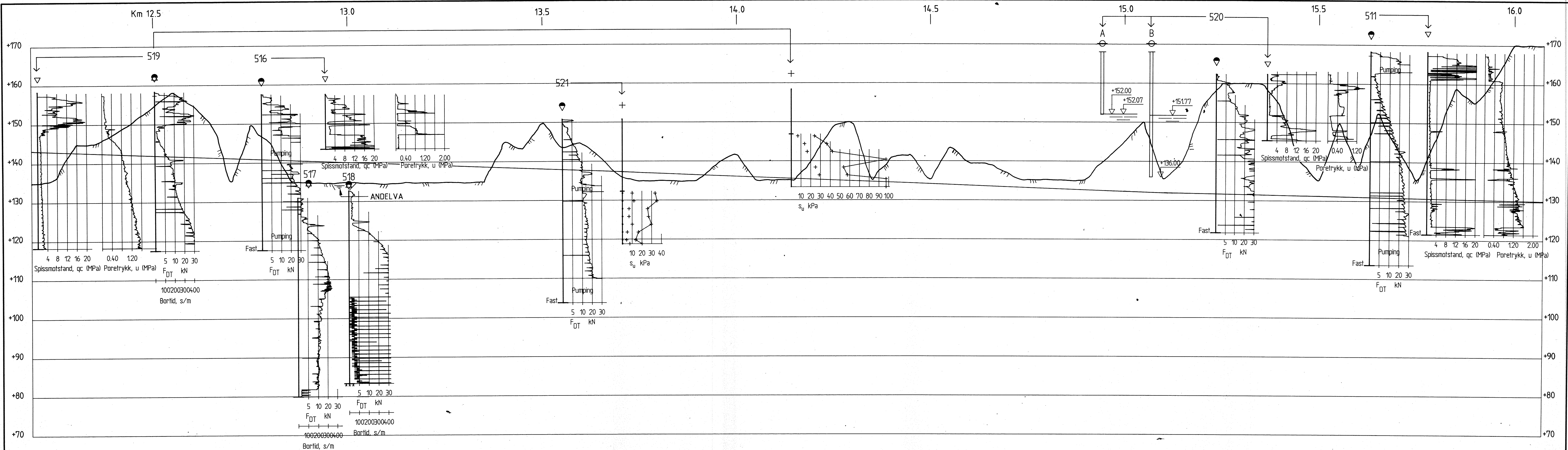
TEGNFORKLARING:


● Driesondering	☆ Fjellkontrollboring	⊙ Prøveserie	⊕ Poretrykksmåling
○ Enkel sondering	◆ Drietrykksondering	□ Prøvegrop	
▽ Trykksondering	⊖ Totalsondering	+ Vingeboring	

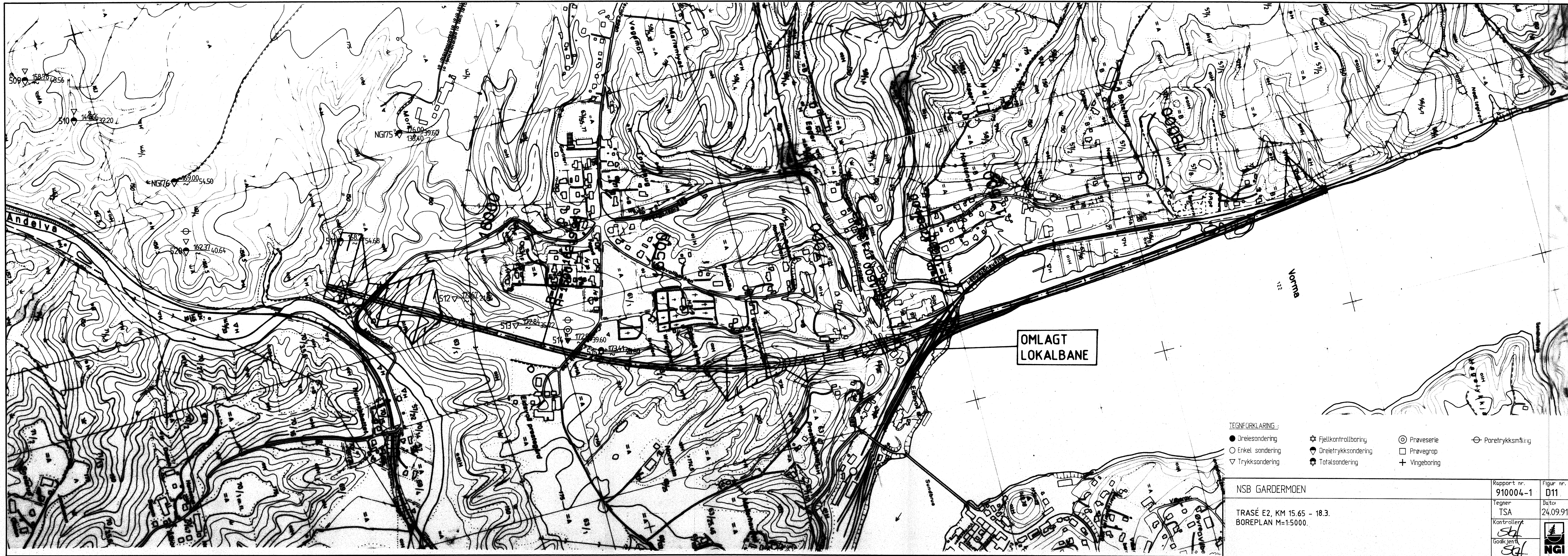
NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D08
TRASÉ E2, KM 11.9 - 15.65. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontroller Stå Gokjent Stå	NGI



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D09
	Tegner TSA	Dato 21.09.91
	Kontroller <i>[Signature]</i>	
	Godkjent <i>[Signature]</i>	
TRASÉ E2, KM 10.0- 12.2 LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.		



NSB GARDERMOEN	Rapport nr.	910004-1	Figur nr.	D10
	Tegner	TSA	Dato	25.09.91
	Kontroller	<i>Stå</i>		
		<i>Stå</i>		
TRASÉ E2, KM 12.2 - 16.1. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.				



OMLAGT
LOKALBANE

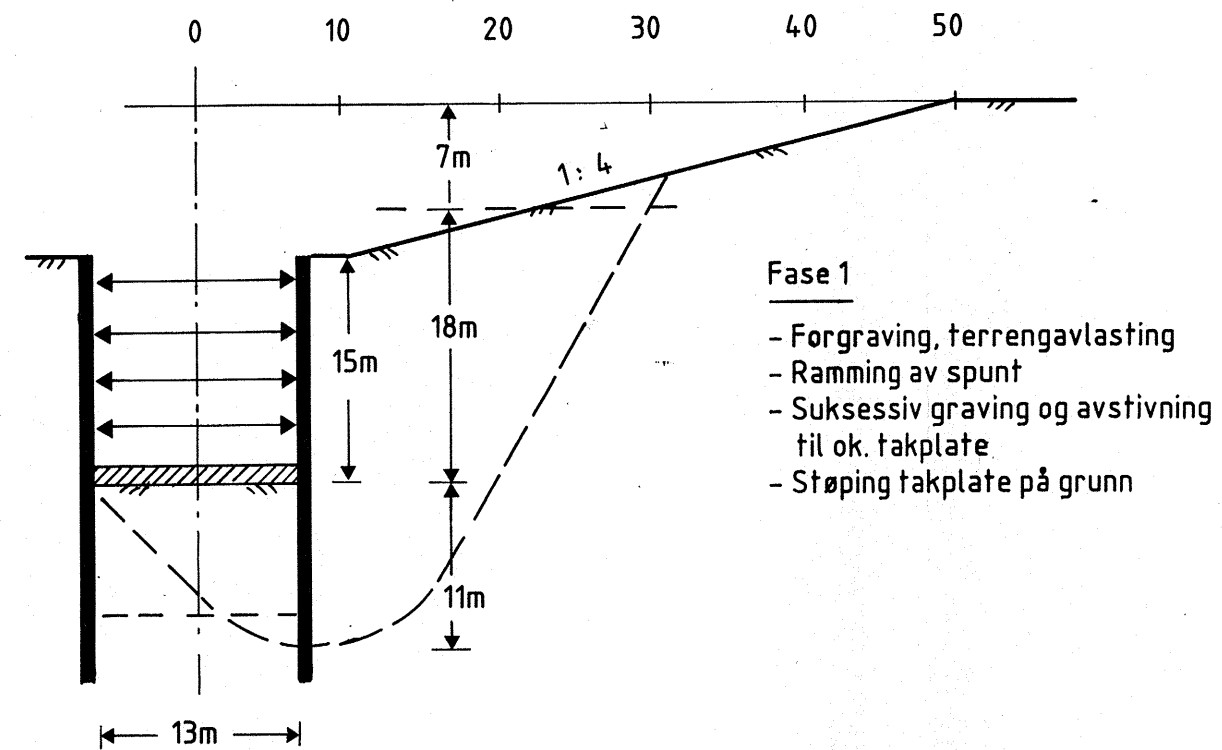
TEGNFORKLARING:

- Dreiesondring
- Enkel sondring
- ▽ Trykksondring
- ☆ Fjellkontrollboring
- ◆ Dreietrykksondring
- ⊙ Totalsondring
- ⊙ Prøveserie
- Prøvegrop
- + Vingeboring
- ⊕ Poretrykksmåling

NSB GARDERMOEN

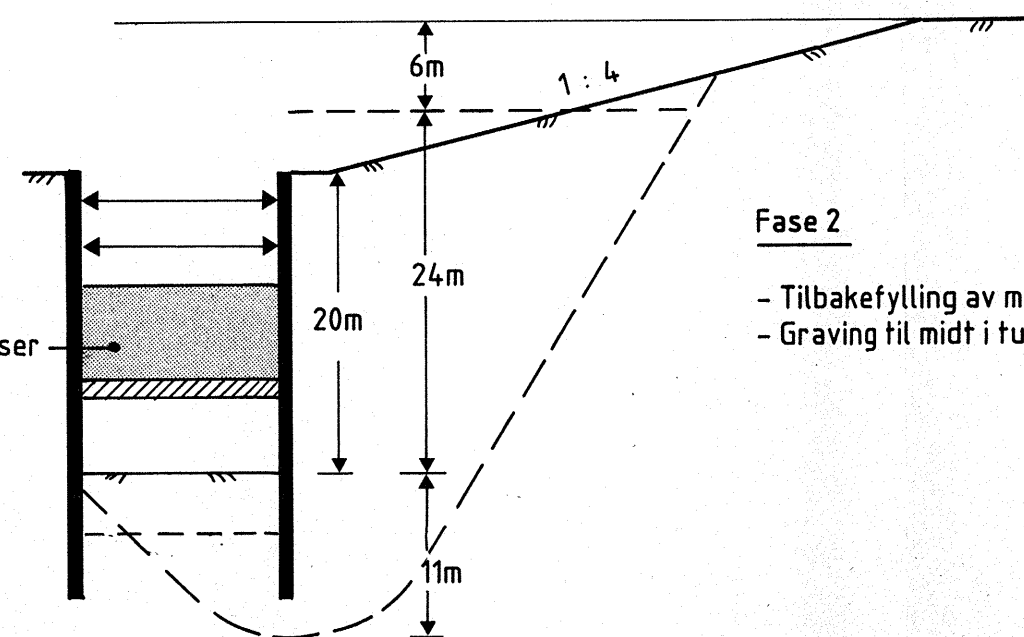
TRASÉ E2, KM 15.65 - 18.3.
BOREPLAN M=1:5000.

Rapport nr. 910004-1	Figur nr. D11
Tegner TSA	Dato 24.09.91
Kontrollert Sgl Goddjent Sgl	NGI



Fase 1

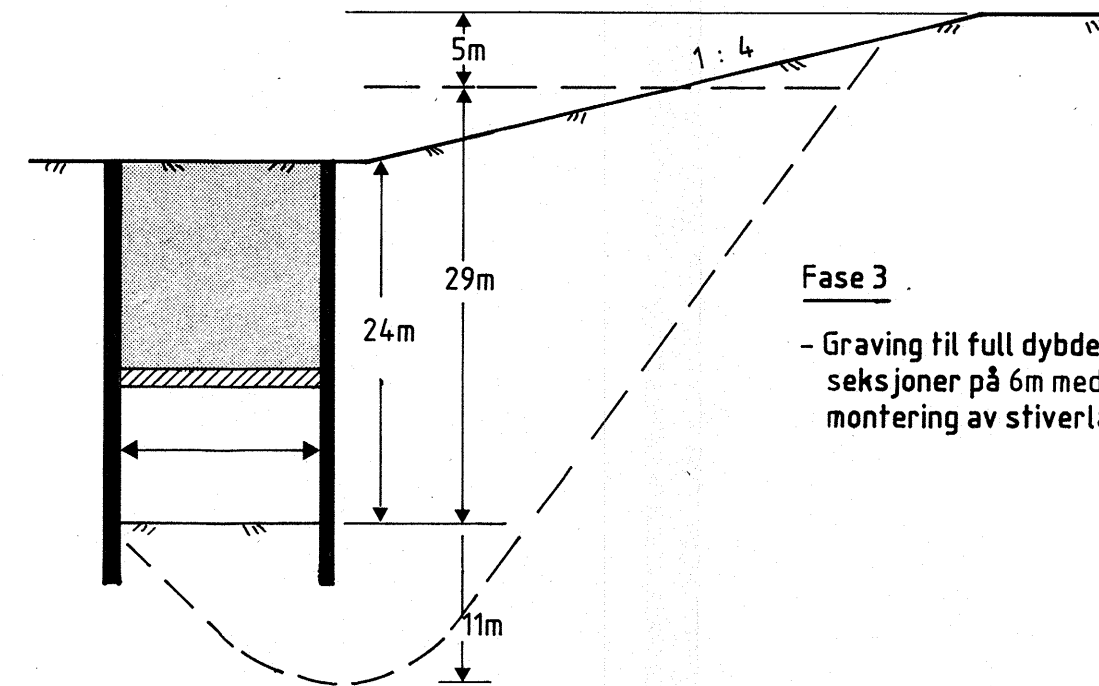
- Førgraving, terrengavlasting
- Ramming av spunt
- Suksessiv graving og avstivning til ok. takplate
- Støping takplate på grunn



Fase 2

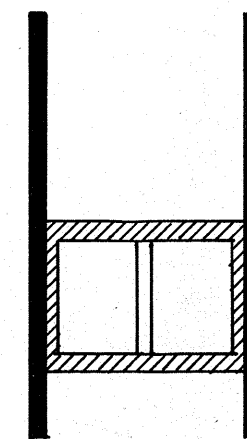
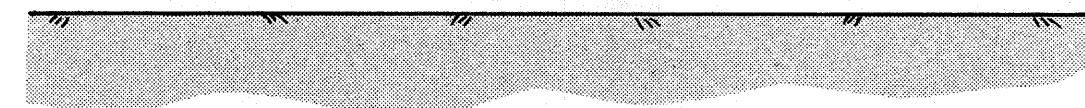
- Tilbakefylling av masser
- Graving til midt i tunnel

Tilbakefylte masser



Fase 3

- Graving til full dybde, seksjoner på 6m med montering av stiverlag



Fase 4

- Støping av jernbanekulvert, suksessivt med graving
- Oppfylling til terrengnivå

NSB GARDERMOEN

Trasé E1 (E2, REF.1) km. 13,6 - 14,9
Bygging av jernbanekulvert spuntet utgraving
Prinsipp

Rapport nr.
910004-1

Figur nr.
D13

Tegner
[Signature]

Dato
18.12.91

Kontrollert
[Signature]

Godkjent
[Signature]



NGI



V E D L E G G E REFERANSEALTERNATIVET

I N N H O L D

1.	GENERELT	E2
2.	DAL - BØN	E2
	2.1 Trasé langs Risa	E3
	2.2 Trasé via Rundtom	E4

2 figurer



1. GENERELT

Referansealternativet utredes samtidig med hovedprosjektet for å få oversikt over omfanget av de arbeidene som NSB regner med å måtte gjennomføre dersom det ikke blir bygget hovedflyplass på Gardermoen.

Referansealternativet omfatter strekningen Oslo - Eidsvoll. På strekningen Oslo - Lillestrøm er løsningen den samme som hovedprosjektets alternativ L. Mellom Lillestrøm og Jessheim syd er løsningen sammenfallende med L2. Mellom Jessheim syd og Eidsvoll er det utredet løsninger som i hovedtrekk går langs eksisterende bane.

Mellom Bøn og Eidsvoll er traséen sammenfallende med hovedprosjektets alternativ E2. Geotekniske vurderinger for denne strekningen er således presentert i Vedlegg D.

Geotekniske vurderinger, spesielt for referansealternativet, omfatter strekningen fra Dal til Bøn.

2. DAL - BØN

På denne strekningen foreligger det to alternativer.

Hovedalternativet, trasé REF.1, følger i store trekk langs eksisterende bane og elva Risa fram til krysning av Andelva like nord for Bøn stasjon. En trasévariant, æ, går lengre vest via Rundtom, og krysser Andelva nord for Bøn.

Fig. E01-E02 viser boreplan og lengdeprofil med boreresultater langs strekningen.

Fram til ca km 20,5 - 21,0 består grunnen av breelavsetninger hvoretter man gradvis går over til marine avsetninger. Innenfor området med

breelavsetninger består grunnen i hovedsak av sand av varierende finhetsgrad med innslag av silt. I overgangssonen påtreffes marine avsetninger av silt og siltig leire under et topplag av sand.

Videre langs eksisterende bane fram til Andelva, viser tidligere undersøkelser meget lagdelte avsetninger av leire/ silt/ sand. Det er ikke påvist kvikkleire.

På vestsiden av Risa og på nordsiden av Andelva i retning Eidsvoll, er avsetningene noe mer homogene og domineres av siltig leire med lag av sand/ silt. De groveste lagene antas vannførende.

Det sterkt ravinerte terrenget i området er framkommet ved erosjon fra et antatt tidligere terrengnivå (sjøbunn) på kote 180 - 185. Grunnen langs Risa og Andelva er således forbelastet.

2.1 Trasé langs Risa

Dette omfatter hovedalternativet, trasé REF.1.

Like nord for Dal, km 20,0, skjærer traséen seg ca 15 m inn i en utstikkende rygg. Høydeforskjellen fra bunnen av skjæringen og opp til toppen av ryggen er ca 38 m.

Her anbefales skjæringssskråning 1:4 kombinert med at terrenget bak skråningstoppen planeres ned til ca kote 175. Videre må det påregnes omfattende stabiliseringstiltak i form av skråningsdrenasje og erosjonssikring i nedre del av skråningen. Kostnadene for dette anslås til ca 25.000 kr/lm over en strekning på ca 200 m.

Fram til km 21,5 følger linja på fylling langs eksisterende bane. Det forventes her ikke spesielle problemer, men det må påregnes en del lokale tiltak når det gjelder erosjonssikring som i gjennomsnitt kan beløpe seg til ca 3.000 - 4.000 kr/lm.



På strekningen km 21,5 - 22,2 går traséen gjennom et ravinert terreng hvor skjæringshøyden lokalt blir inntil 15 - 20 m. På grunn av lagdelte masser må det her forventes en del problemer med vannførende sandlag. Det anbefales skjæringshelning 1:3 kombinert med skråningsdrensje og erosjonsikring. Kostnadene beregnes til ca 12.500 kr/lm i gjennomsnitt for strekningen.

For resten av strekningen er trasé REF.1 praktisk talt sammenfallende med trasé E1, og det henvises til Vedlegg D.

2.2 Trasé via Rundtom

Dette omfatter trasévariant æ, som er vist med stiplet linje på boreplan Fig. E1.

Fram til km 21,6 forventes ikke spesielle problemer.

På strekningen km 21,6 - 22,35 går linja på en inntil 11-12 m høy fylling langs en ravine ut mot Andelva. Her bør det legges motfylling på vestsiden av linja, slik at høydeforskjellen opp til banenivå begrenses til 6-7 m

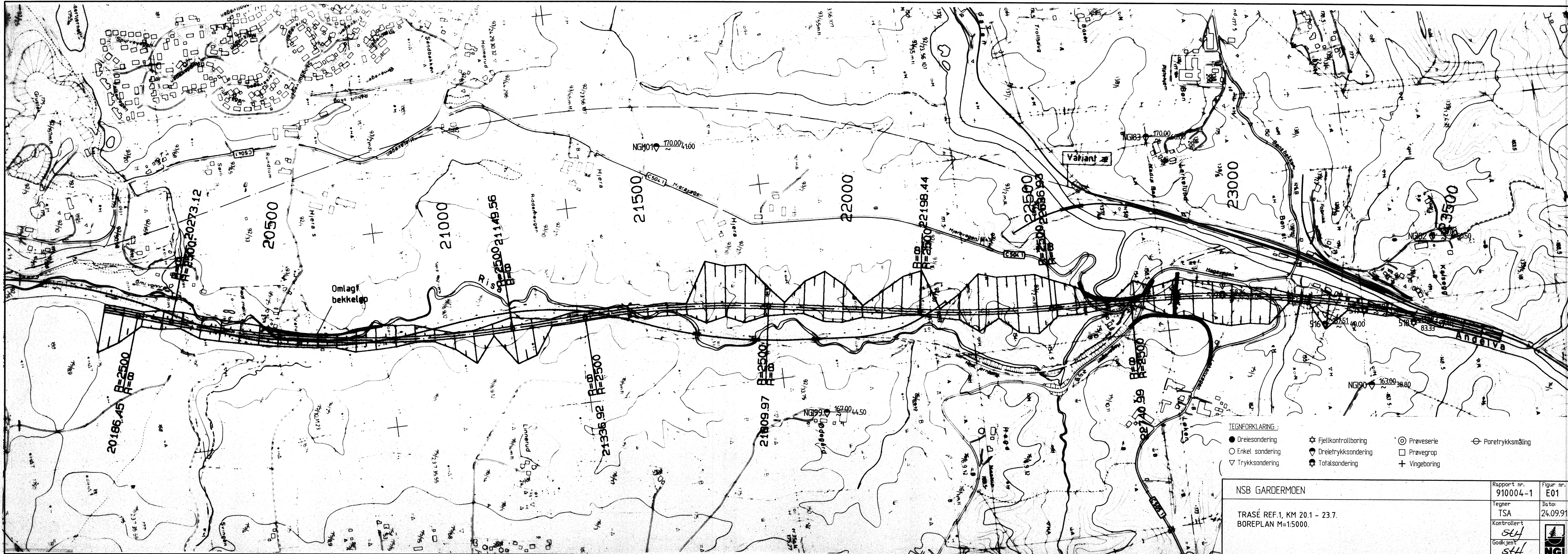
Tilløpsfylling km 22,35 - 22,6 fram til bru over Andelva blir liggende i foten av skråningen ned mot elva. Her må det foretas plastring og erosjonsikring av fyllingsfoten. For å ivareta stabiliteten bør de øverste 5 m av fyllingen utføres med lette masser, antatt Leca lett-klinker.

Bru over Andelva bør fundamenteres på peler. På grunn av stor dybde til fjell/ fast grunn antas her friksjonpeler mest aktuelt.


F I G U R O V E R S I K T

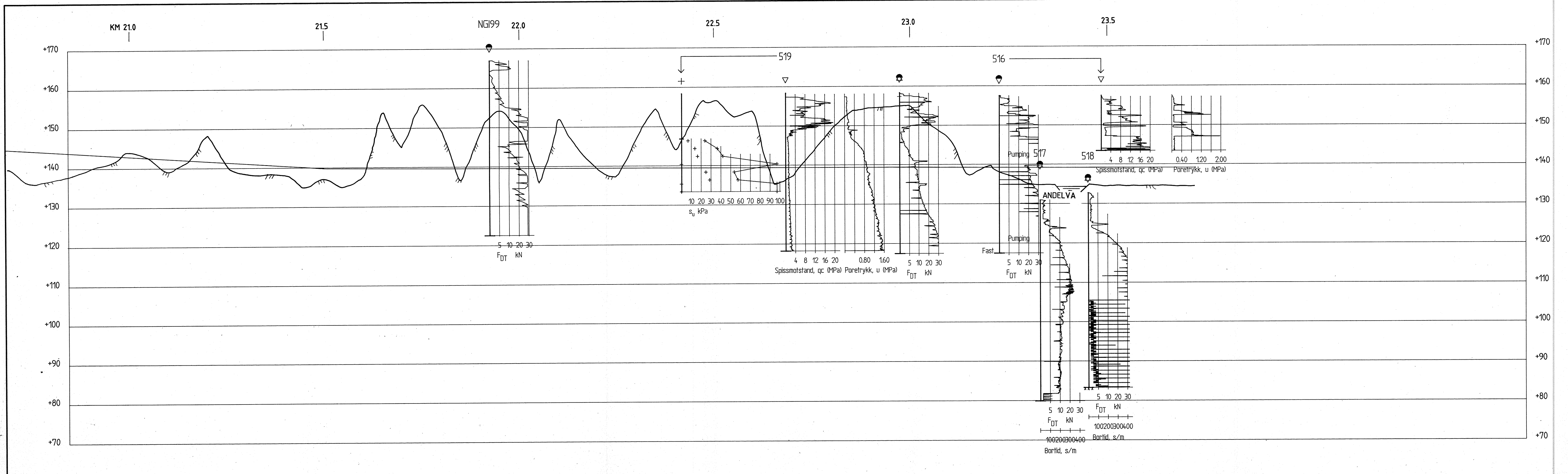
Fig. E01 - Trasé REF.1, km 20,1 - 23,7
Boreplan M = 1:5.000

Fig. E02 - Trasé REF.1, km 21 - 23,7
Lengdeprofil LM = 1:5.000, HM = 1:500



- TEGNFORKLARING:
- Driesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Drietrykksondering
 - ⊙ Totalsondering
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊖ Porettrykksmåling

NSB GARDERMOEN		Rapport nr. 910004-1	Figur nr. E01
TRASÉ REF.1, KM 20.1 - 23.7. BOREPLAN M=1:5000.		Tegner TSA	Dato 24.09.91
		Kontrollert S44	
		Godkjent S44	



NSB GARDERMOEN	Rapport nr. 910004-1	Figur nr. E02
TRASÉ REF. 1, KM 21.0 - 23.7. LENGDEPROFIL LM=1:5000, HM=1:500.	Tegner TSA	Dato 29.09.91
	Kontroller <i>SLH</i>	Godkjent <i>SLH</i>



V E D L E G G F REFERANSER

I N N H O L D

1.	KVARTÆRGEOLOGISKE KART	F2
2.	NGI-RAPPORTER	F2
3.	RAPPORTER FRA STATENS VEGVESEN	F3
4.	NOTEBY-RAPPORTER	F4
5.	NSB-RAPPORTER	F4



1. KVARTÆRGEOLOGISKE KART

Kartblad Fet,	M = 1:50.000
" Nannestad,	M = 1:50.000
" Ullensaker,	M = 1:50.000
" Eidsvoll,	M = 1:50.000
" Gardermoen,	M = 1:20.000
" Steinsgård,	M = 1:20.000
" Gaustad,	M = 1:10.000
" Slattum,	M = 1:10.000

2. NGI-RAPPORTER

81071-1	9 mai 1984	Faresonekartlegging kvikkleireskred. Kartblad Nannestad.
81073-1	mai 1984	Faresonekartlegging kvikkleireskred. Kartblad Eidsvoll.
860019-1	31 mai 1990	Faresonekartlegging kvikkleireskred. Kartblad Ullensaker.
900010-1	Ikke ferdig	Faresonekartlegging kvikkleireskred. Kartblad Fet.
83038-1	31 oktober 1983	Vurdering av jordskred på Rud i Gjerdrum.
85008-1	13 juni 1985	Grunnundersøkelse og vurdering av rasfare ved Bøn sykehjem, Eidsvoll.
880094-1	14 mai 1990	Grunnundersøkelse av Landsverk aldershjem i Eidsvoll.
74065-1	23 januar 1978	Grunnundersøkelser for administrasjonsbygg i Eidsvollbakken.
87050-1	16 oktober 1987	Gardermoen flystasjon. Vurdering av nødvendige sikringstiltak for hovedflyplass Gardermoen.



- 900055-1 20 september 1990 NSB Gardermoen. Geoteknisk/ økonomisk vurdering av ny direktelinje Gardermoen - Romeriksåsen.
- 63043-1 → -15 Gjermåa interkommunale vannverk. Grunnundersøkelser. 15 rapporter.
- 900086-01 28 juni 1991 Hovedflyplassprosjekt Gardermoen. Grunnundersøkelser. Vol. 1-8.

3. RAPPORTER FRA STATENS VEGVESEN

- C134A 17 desember 1962 Grunnundersøkelse for motorveg Rv. 50. Kirkevegen - Rud i Sørum. Pel 2150 - 2200.
- C134B 25 januar 1963 Grunnundersøkelse for motorveg Rv. 50. Kirkevegen - Rud i Sørum. Pel 2200 - 2258.
- Cd306 14 februar 1985 Grunnundersøkelser for Rv. 4.03. G/S-veg Mo - Dam, profil 1630 - 2020.
- C720B-1 21 desember 1989 Rv. 4 Slattum - Skøyen. Profil 2930 - 5700. Grunnundersøkelser for byggeplan.
- C566A-1 17 desember 1975 Fv. C164. Ny bru over Leira, Leirsund.
- C566A-2 6 mai 1977 Fv. C164 Leirsund. Ny bru over Leira.
- C699A-1 28 november 1983 Rv. 120.11 Ekvad bru.
- C502-1 16 november 1973 Rv. 120 - Omlegging på parsellen Elton - Sykehjemmet - profil 100 - 2100. Grunnundersøkelser.
- C615A-1 15 februar 1979 Grunnundersøkelser for Rv. 181. Ny bru over Vorma ved Sundet. Tilstøtende veg vest, profil 480 - 640.
- C615A-2 1 februar 1979 Grunnundersøkelser for Rv. 181. Ny bru over Vorma ved Sundet. Foreløpig rapport profil 600 - 1100.



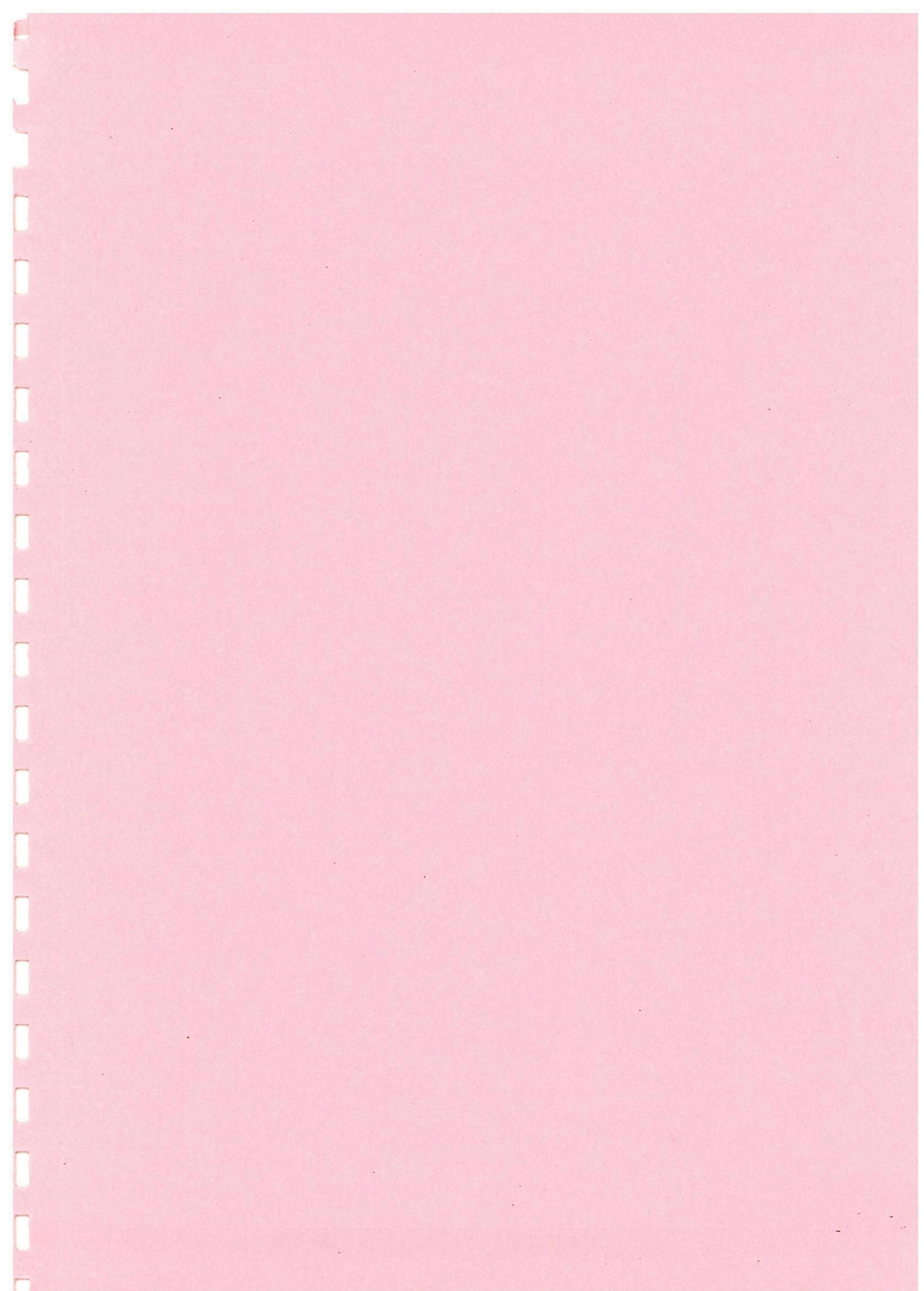
4. NOTEBY-RAPPORTER

45358-1 3 april 1991 Jernbaneforbindelse til Gardermoen
hovedflyplass. Alternativ Lillestrøm -
Skedsmokorset - Leira. Geoteknisk/
geologisk vurdering av alternative traséer.

5. NSB-RAPPORTER

Grunnundersøkelser langs eksisterende bane på strekningen Dal - Eidsvoll:

Km	GK-nummer	År:	
68.0	990	52	Grunnundersøkelser
67.88	4159	80	Grunnundersøkelser
65.20	765	49	Grunnundersøkelser
65.20	941	51	Grunnundersøkelser
63.61	605	45	Grunnundersøkelser
62.4	3646	68	Grunnundersøkelser
62.25	144	33	Grunnundersøkelser
61.9	67	29	Grunnundersøkelser
61.42	267	38	Ras, grunnundersøkelser
61.4	248	37	Grunnundersøkelser
61.3	108	30	Grunnundersøkelser
61.30	83	29	Grunnundersøkelser
61.3	123	31	Grunnundersøkelser
61.3	389	40	Grunnundersøkelser
60.7	2440	57	Grunnundersøkelser
60.4	115	31	Ras
60.3	2995	62, 90	Ras



dokumentkontrollside



Oppdragsgiver / Prosjekt Taugbøl & Øverland A/S, Jernbane til Gardermoen Kontraktnr. NGIs prosjektnr. 910004	<input type="checkbox"/> NS-ISO 9001 <input type="checkbox"/> NS-ISO 9002 <input checked="" type="checkbox"/> NS-ISO 9003 <input type="checkbox"/> Egen kontroll Sign. <i>STH</i>
--	--

Dokumenttittel Jernbane til Gardermoen. Delrapport geoteknikk Utarbeidet av Steinar Hermann, Gunnar Aas, Kjell Karlsrud	Dokument nr. 910004-1 Dato 1 oktober 1991
---	--

Skal kontrollers av: Sign. <i>STH</i>	Kontrolltype	Dokument		Revisjon 1		Revisjon 2	
		Godkjent		Godkjent		Godkjent	
		Dato	Sign.	Dato	Sign.	Dato	Sign.
	Helhetsvurdering*						
AMR	Språk	18.12.91	AMR				
STH	Logisk	18.12.91	STH				
STH	Teknisk - skjønn - total - tverrfaglig	18.12.91	STH				
AMR	Utforming	18.12.91	AMR				
STH	Slutt	18.12.91	STH				
	Kopiering						

* Gjennomlesning av hele rapporten og skjønnsmessig vurdering av innhold og presentasjonsform.

Dokument godkjent for utsendelse	Dato 18/12 - 91	Sign. Steinar Hermann
----------------------------------	-----------------	-----------------------

referanseside · documentation page



Rapportnummer / Report No. 910004-1		<input checked="" type="checkbox"/> Rapport Report	<input type="checkbox"/> Intern rapport Internal Report
Rapporttittel / Report title Jernbane til Gardermoen Delrapport geoteknikk		Distribusjon / Distribution <input type="checkbox"/> Fri Unlimited <input checked="" type="checkbox"/> Begrenset Limited <input type="checkbox"/> Ingen None	
Oppdragsgiver / Client Tågebøl & Øverland A/S		Dato / Date 1 oktober 1991	
Prosjektleder / Project Manager Steinar Hermann		Revisjon / Revision	
Utarbeidet av / Prepared by Steinar Hermann Gunnar Aas Kjell Karlsrud		Sider / Pages 109	
Emneord / Keywords Jernbane. Fyllinger. Skjæringer. Tunneler. Bruer. Leire. Kvikkleire. Sand. Stabilitet. Setninger. Fundamentering.			
Geografiske opplysninger / Geographical information			
Landområder / Onshore		Havområder / Offshore	
Land, fylke / Country, County	Oslo, Akershus	Havområde / Offshore area	
Kommune / Municipality	Oslo, Nittedal, Gjerdrum, Eidsvoll Ullensaker, Nannestad, Skedsmo	Feltnavn / Field name	
Sted / Location	Oslo-Gardermoen-Eidsvoll	Sted / Location	
Kartblad / Map	1914 IV, 1915 II og III	Felt, blokknr. / Field, Block No.	
UTM-koordinater / UTM-coordinates	NM 990440 - PM 250910	Felt, blokknr. / Field, Block No.	